

ESTUDIO GEOTÉCNICO Y PLANTEAMIENTO DE OBRAS PARA LA
ESTABILIZACIÓN DE UNA MASA COLUVIAL PRESENTE EN EL PK 26+300
DEL GASODUCTO PAYOA-BUCARAMANGA DE 6" PROPIEDAD DE
PROMIORIENTE S.A. ESP

ANDRES ALBERTO LEON CHACON

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
MAESTRIA EN GEOTECNIA
BUCARAMANGA

2019

ESTUDIO GEOTÉCNICO Y PLANTEAMIENTO DE OBRAS PARA LA
ESTABILIZACIÓN DE UNA MASA COLUVIAL PRESENTE EN EL PK 26+300
DEL GASODUCTO PAYOA-BUCARAMANGA DE 6" PROPIEDAD DE
PROMIORIENTE S.A. ESP

ANDRES ALBERTO LEON CHACON

Trabajo de Grado para optar el título de
Magister en Geotecnia

Director

JULIAN MAURICIO CONTRERAS CASTELLANOS

Ingeniero Civil

Magister en Ingeniería Civil

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

MAESTRIA EN GEOTECNIA

BUCARAMANGA

2019

Dedicatoria

A la vida, que ha sido
generosa y bondadosa
conmigo.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la empresa Promioriente, especialmente a la Ingeniera Isabel Cristina Gálvez por brindarme los recursos necesarios para la realización de esta maestría y por permitirme el uso de información propia de la compañía para el desarrollo del trabajo de grado.

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	23
1. PRINCIPIOS QUE RIGEN LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO DE LOS SUELOS COLUVIALES	29
1.1 FACTORES QUE DETERMINAN LA ESTABILIDAD DE UN COLUVIÒN	31
1.1.1 Formación Geológica.	32
1.1.2 Estructura Geológica.....	34
1.1.3 Tectónica.....	35
1.1.4 Geomorfología.	37
1.1.5 Meteorización.....	38
1.1.6 Clima.....	38
1.1.7 Hidrogeología.....	39
1.1.8 Sismicidad.....	40
1.1.9 Cobertura Vegetal.....	42
1.1.10 Efecto Antrópico.....	43
1.1.11 Horizontes Estratigráficos.....	44
1.1.12 Superficies de Cortante.....	44
2. GEOLOGIA	45
2.1 DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA REGIONAL Y LOCAL	46
2.1.1 Formación Lisama (TPL).....	46
2.1.2 Formación Umir (Ksu).....	49
2.1.3 Depósitos Cuaternarios (Qd).....	55
2.2 TECTÓNICA Y SISMICIDAD	56
2.2.1 Tectónica.....	56
2.2.1 Sismicidad.....	59
3. ESTUDIOS Y ENSAYOS DE CAMPO	66
3.1 INFORMACIÓN GEOTECNICA DE ZONAS CERCANAS AL SITIO BAJO ESTUDIO - INFORMACIÓN SECUNDARIA.....	66
3.1.1 Tramo 9 Perfil 9.....	67

3.1.1 Tramo 10 Perfil 10.....	67
3.2 INFORMACIÓN GEOTECNICA ESPECÍFICA DEL SITIO.....	67
3.2.1 Sondeos.....	67
3.2.2 Ensayos de Campo.....	76
3.2.3 Ensayos de Laboratorio.....	78
3.2.4 Geofísica.....	83
4. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD GEOTECNICA DEL COLUVION.....	90
4.1 DETERMINACIÓN DE CARACTERISTICAS FISICAS, MECÁNICAS Y DINÁMICAS DE LA LADERA PARA MODELAMIENTO.....	90
4.1.1 Topografía y perfiles de suelo para modelamiento.....	90
4.1.2 Perfiles estratigráficos. Los perfiles estratigráficos se describen a continuación.....	94
4.1.3 Parámetros mecánicos para modelamiento.....	94
4.1.1 Efecto del agua subterránea y la presión de poros.....	95
4.1.2 Aceleración Sísmica.....	105
4.1.3 Factores de seguridad requeridos.....	106
4.2 MODELACIÓN Y RESULTADOS UTILIZANDO SOFTWARE DE EQUILIBRIO LÍMITE.....	107
4.2.1 Modelación zona crítica de la ladera bajo falla No Circular y utilizando el método de relación de presión de poros.....	107
4.2.2 Modelación zona crítica de la ladera bajo Falla No Circular y utilizando el análisis FEA Steady State.....	114
4.2.3 Análisis del comportamiento de la ladera por efecto de la componente de aceleración vertical utilizando el modelo FEA.....	118
5. ALTERNATIVAS DE MITIGACIÓN.....	122
5.1 ANALISIS DE ESCENARIOS DE OBRAS PARA CONTROL DE LOS DESLIZAMIENTO.....	122
5.1.1 Reducción del nivel freático en 2 metros.....	122
5.1.2 Reducción del nivel freático en 2 metros y Micropilotes.....	128
5.1.3 Reducción del nivel freático en 2 metros, Caisson y Micropilotes.....	132
5.1.4 Reducción del nivel freático en 2 metros, Caisson y Micropilotes optimizado...	137
5.1.5 Resumen de resultados.....	141
5.2 PRESUPUESTO DE OBRA.....	142
6. DISEÑOS TIPO.....	144

7. CONCLUSIONES.....	154
8. RECOMENDACIONES	157
BIBLIOGRAFIA.....	159

LISTA DE TABLAS

	pag
Tabla 1. Propiedades Físico - Mecánicas suelos zona tramo 9 - perfil 9 AVR.....	67
Tabla 2. Propiedades Físico - Mecánicas suelos zona tramo 10 - perfil 10 AVR...	67
Tabla 3. Resultados Ensayo SPT No1 y Descripción de la muestra.....	69
Tabla 4. Resultados Ensayo SPT No2 y Descripción de la muestra.....	70
Tabla 5. Valores N de los ensayos SPT en el sondeo No1	71
Tabla 6. Valores N de los ensayos SPT en el sondeo No2	71
Tabla 7. Correlaciones SPT	72
Tabla 8. Eficiencias Promedio y corrección para energía – Eref=60%	73
Tabla 9. Corrección de N por energía y confinamiento Sondeo 1	74
Tabla 10. Corrección de N por energía y confinamiento Sondeo 1.....	75
Tabla 11. Resultados parámetros de resistencia por Corte Directo y por Correlación.....	76
Tabla 12. Resultados Ensayos de Permeabilidad de Campo	77
Tabla 13. Conductividad Hidráulica para suelos Saturados.....	77
Tabla 14. Resultados ensayos de laboratorio de clasificación.....	78
Tabla 15. Resultados ensayos peso unitario	78
Tabla 16. Resultados ensayos corte directo	79
Tabla 17. Correlación entre Límites de Attemberg y tipos de suelo y sus minerales	79
Tabla 18. Correlación entre Límites de Attemberg y tipos de suelo y sus minerales	80
Tabla 19. Parámetros mecánicos a utilizar en el modelo de Equilibrio Límite	95
Tabla 20. Permeabilidades de cada estrato.....	100
Tabla 21. Factores de seguridad básicos mínimos directos	106
Tabla 22. Resultados Modelación zona crítica ladera con presión de poros-Falla No Circular	114
Tabla 23. Resultados Modelación zona crítica ladera con presión de poros-Falla No Circular y Nivel Freático establecido por Análisis FEA.....	117

Tabla 24. Resultados Modelación zona crítica ladera con presión de poros-Falla No Circular, Nivel Freático establecido por Análisis FEA y Condición Crítica fuerza Sismo Vertical	120
Tabla 25. Resumen Factores de Seguridad Alternativas de Mitigación	141
Tabla 26. Resumen de costos alternativas de mitigación	143

LISTA DE FIGURAS

	pag
Figura 1. Localización General Zona de estudio.....	26
Figura 2. Localización Puntual de la Zona de Estudio	26
Figura 3. Geología general de la zona de estudio	27
Figura 4. Panorámica 3D del sector.....	28
Figura 5. Fotografía Aérea localización del Coluvión en movimiento.....	28
Figura 6. Tipos de Fallas	35
Figura 7. Elemento y juntas de un pliegue.....	36
Figura 8. Fotografía aéreas del sector Líbano-Centenario donde se evidencian los procesos antrópicos de la deforestación.....	44
Figura 9. Fotografía general de la zona donde se localiza el coluvión de Palo Coposo	45
Figura 10. Fotografía donde se aprecia una posible zona de contacto entre las dos formaciones	48
Figura 11. Fotografía donde se aprecia el aporte de bloques de arenisca que hace la formación Lizama al coluvión de Palo Coposo.....	48
Figura 12. Fotografía de afloramiento de la formación Umir en la corona del coluvión de Palo Coposo	51
Figura 13. Fotografía donde se evidencia una formación Umir muy fracturada y meteorizada	51
Figura 14. Fotografías secuencia donde se evidencia una formación Umir físil	52
Figura 15. Fotografías secuencia donde se evidencia una formación Umir físil	52
Figura 16. Fotografía general de la zona del posible espejo de falla. Se observa una zona de espejo subyacente por una zona afectada por la erosión y luego otra zona de espejo de falla	53
Figura 17. Fotografía posible espejo de falla	53
Figura 18. Plano Geológico de un sector muy similar al de la zona bajo estudio donde se aprecia la orientación e inclinación de la falla	54

Figura 19. Perfil Geológico de un sector muy similar al de la zona bajo estudio donde se aprecia la orientación e inclinación de la falla	54
Figura 20. Fotografía Corte fresco del coluvión de Palo Coposo.....	55
Figura 21. Fotografía canto de arenisca de 5 metros de diámetro	56
Figura 22. Acción de las placas de Nazca, Caribe y Suramérica que forman la cordillera oriental de Colombia.....	57
Figura 23. Ubicación general de la zona en estudio donde se aprecian las fallas y plegamientos asociados	58
Figura 24. Mapa de Zonificación Sísmica y Valores de Aa 1999.....	60
Figura 25. Ubicación sobre el Mapa de Zonificación Sísmica de la Zona en Estudio	61
Figura 26. Valor de Aa de acuerdo con la Zonificación Sísmica de la Zona en Estudio.....	62
Figura 27. Sismos sentidos en diversos sectores de Santander y sus intensidades	63
Figura 28. Distancia desde la zona bajo estudio hasta el sitio donde se sintieron los sismos.....	64
Figura 29. Ubicación Epicentros Sismos sentidos en Bucaramanga.....	65
Figura 30. Ubicación General Tramo 9 y 10 con relación a la zona de estudio	66
Figura 31. Ubicación General Sondeo 1 y 2	68
Figura 32. Carta de Plasticidad de Casagrande Modificada por Mitchell.....	81
Figura 33. Ubicación General de los ensayos de Geofísica	83
Figura 34. Modelo Bicapa Línea Sísmica 1	84
Figura 35. Tomografía 2D Línea sísmica 1	85
Figura 36. MAS-W 2D Línea sísmica 1	85
Figura 37. Modelo Bicapa Línea Sísmica 2	87
Figura 38. Tomografía 2D Línea sísmica 2.....	87
Figura 39. MAS-W 2D Línea sísmica 2.....	88
Figura 40. Tomografía Eléctrica.....	89
Figura 41. Ortofotomosaico sector Coluvión de Palo Coposo	91

Figura 42. Curvas de nivel sobre Ortofotomosaico sector Coluvión de Palo Coposo	92
Figura 43. Secciones transversales	93
Figura 44. Fotografía muestra suelo de 1.5 a 2.5 m en el sondeo No1	96
Figura 45. Fotografía donde se evidencia las piscinas o espejos de agua formados por el invierno	96
Figura 46. Fotografía desagüe piscina formado en época de invierno en el coluvión de Palo Coposo	97
Figura 47. Sectores donde aflora o se almacena agua en el coluvión de Palo Coposo	97
Figura 48. Vista general en Slide de la ladera para el análisis FEA Steady State	102
Figura 49. Vista detalle de los tres sectores sobre el perfil 3 donde aflora o se almacena agua para el análisis FEA Steady State	102
Figura 50. Vista detalle uno de los sectores donde aflora agua justo debajo del Gasoducto	103
Figura 51. Grafica cabeza total análisis FEA Steady State.....	103
Figura 52. Grafica Líneas de flujo análisis FEA Steady State.....	104
Figura 53. Gráfica vectores de flujo análisis FEA Steady State.....	104
Figura 54. Grafica Velocidad de Descarga Total análisis FEA Steady State	104
Figura 55. Caudal de agua transportado por cada estrato por metro de profundidad	105
Figura 56. Características suelos Modelación $R_u=0.529$	108
Figura 57. Superficies de falla Estática. Método Morgenstern-Price. $R_u=0.529$..	108
Figura 58. Detalle superficies de falla. Método Morgenstern-Price $R_u=0.529$	108
Figura 59. Características suelos Modelación $R_u=0.432$	109
Figura 60. Superficies de falla Estática. Método Morgenstern-Price. $R_u=0.432$..	109
Figura 61. Detalle superficies de falla. Método Morgenstern-Price $R_u=0.432$	109
Figura 62. Características suelos Modelación $R_u=0.33$	110
Figura 63. Superficies de falla Estática. Método Morgenstern-Price. $R_u=0.33$	110

Figura 64. Detalle superficies de falla Estática. Método Morgenstern-Price. Ru=0.33	110
Figura 65. Superficies de falla Seudo-Estática. Método Morgenstern-Price. Ru=0.529	111
Figura 66. Detalle superficies de falla Seudo-Estática. Método Morgenstern-Price Ru=0.529	111
Figura 67. Superficies de falla Seudo-Estática. Método Morgenstern-Price. Ru=0.432	112
Figura 68. Detalle superficies de falla Seudo-Estática. Método Morgenstern-Price Ru=0.432	112
Figura 69. Superficies de falla Seudo-Estática. Método Morgenstern-Price. Ru=0.33	113
Figura 70. Detalle superficies de falla Seudo-Estática. Método Morgenstern-Price Ru=0.33	113
Figura 71. Gráfica Sensibilidad Factor de Seguridad Seudo-Estático Vs Ru. Morgenstern-Price	114
Figura 72. Características suelos Modelación	115
Figura 73. Superficies de falla Estática. Método Morgenstern-Price.....	115
Figura 74. Detalle superficies de falla. Método Morgenstern-Price.....	116
Figura 75. Superficies de falla Seudo-Estática. Método Morgenstern	116
Figura 76. Detalle superficies de falla Seudo-Estática. Método Morgenstern.....	117
Figura 77. Grafica de sensibilidad del factor se seguridad por efecto de la fuerza sísmica vertical	119
Figura 78. Grafica de sensibilidad del factor se seguridad por efecto de la fuerza sísmica vertical	121
Figura 79. Modelo con filtro utilizando análisis FEA.....	122
Figura 80. Detalle Modelo con filtro utilizando análisis FEA	123
Figura 81. Determinación del nivel freático con el uso de los filtros.....	123
Figura 82. Detalle determinación del nivel freático con el uso de los filtros	123

Figura 83. Superficies de Falla reduciendo nivel freático en 2m. Condición Estática. Método Morgenstern –Price	124
Figura 84. Detalle Superficies de Falla reduciendo nivel freático en 2m. Condición Estática. Método Morgenstern –Price	124
Figura 85. Superficies de Falla reduciendo nivel freático en 2m. Condición Seudo-estática. Método Morgenstern –Price	125
Figura 86. Detalle Superficies de Falla reduciendo nivel freático en 2m. Condición Seudo-estática. Método Morgenstern –Price	125
Figura 87. Sensibilidad Fuerza sísmica Horizontal	126
Figura 88. Superficies de Falla reduciendo nivel freático en 2m. Condición Seudo-estática $A_h= 0.07g$ y $A_v=0.05g$. Método Morgenstern –Price	127
Figura 89. Detalle superficie de falla reduciendo nivel freático en 2m. Condición Seudo-estática $A_h= 0.07g$ y $A_v=0.05g$. Método Morgenstern –Price	127
Figura 90. Características del Micropilote en el Modelo	129
Figura 91. Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m y 10 filas de MP con SH=1m. Condición Estática. Método Morgenstern –Price	130
Figura 92. Detalle Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m y 10 filas de MP con SH=1m. Condición Estática. Método Morgenstern –Price	130
Figura 93. Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m y 10 filas de MP con SH=1m. Condición Seudo-Estática. Método Morgenstern –Price.....	131
Figura 94. Detalle Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m y 10 filas de MP con SH=1m. Condición Seudo-Estática. Método Morgenstern –Price.....	131
Figura 95. Sensibilidad Fuerza sísmica Horizontal	132
Figura 96. Características del Caisson y Micropilote en el Modelo.....	134
Figura 97. Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m, 1 fila de Caisson con SH=4m y 9 filas de MP con SH=1.5m. Condición Estática. Método Morgenstern – Price.....	135
Figura 98. Detalle Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m, 1 fila de Caisson con SH=4m y 9 filas de MP con SH=1.5m. Condición Estática. Método Morgenstern –Price.....	135

Figura 99. Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m, 1 fila de Caisson con SH=4m y 9 filas de MP con SH=1.5m. Condición Seudo-Estática. Método Morgenstern –Price.....	136
Figura 100. Detalle Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m, 1 fila de Caisson con SH=4m y 9 filas de MP con SH=1.5m. Condición Seudo-Estática. Método Morgenstern –Price.....	136
Figura 101. Sensibilidad Fuerza sísmica Horizontal	137
Figura 102. Características del Caisson y Micropilote en el Modelo.....	138
Figura 103. Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m, 1 fila de Caisson con SH=4m y 9 filas de MP con SH=1.5m longitud optimizada. Condición Estática. Método Morgenstern –Price.....	138
Figura 104. Detalle Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m, 1 fila de Caisson con SH=4m y 9 filas de MP con SH=1.5m longitud optimizada. Condición Estática. Método Morgenstern –Price	139
Figura 105. Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m, 1 fila de Caisson con SH=4m y 9 filas de MP con SH=1.5m longitud optimizada. Condición Seudo-Estática. Método Morgenstern –Price	139
Figura 106. Detalle Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m, 1 fila de Caisson con SH=4m y 9 filas de MP con SH=1.5m longitud optimizada. Condición Seudo-Estática. Método Morgenstern –Price	140
Figura 107. Sensibilidad Fuerza sísmica Horizontal	140

LISTA DE ANEXOS

(Ver anexos adjuntos en el CD y pueden visualizarlos en la Base de Datos de la Biblioteca UIS)

Anexo A. Registro fotográfico de muestras recuperadas de los sondeos en el coluvión de Palo Coposo.

Anexo B. Registros de exploración geotécnica y laboratorios.

GLOSARIO

COLUVIÓN: Deposito de ladera heterogéneo, generado por deslizamientos de roca, suelo o una combinación de estos.

DERECHO DE VIA - DDV: Franja de terreno propiedad de particulares o del estado, sobre la cual se adquieren unos derechos de servidumbre para construir, mantener y operara, durante toda su vida útil, infraestructura de servicios públicos o particulares como gasoductos, carreteras, líneas eléctricas, ferrocarriles, etc.

ESPEJO DE FALLA: En ingles Slickeside. Es la zona de ruptura y deslizamiento entre dos superficies rocosas, en donde las marcas o estrías permiten establecer el sentido y la dirección del desplazamiento. Tiene apariencia de un espejo debido a que las superficies de la roca quedan pulidas y vitrificadas.

GASODUCTO: Tubería metálica o de otro tipo de material resistente a esfuerzos de presión interna y externa, que permite el transporte de algún tipo de gas, especialmente gas natural, entre dos puntos con una diferencia de presión establecida.

MODELO CONCEPTUAL: Descripción de las características físicas, químicas y ambientales de la ladera, que permiten hacer un análisis de los fenómenos presentes y valorar las condiciones encontradas

MODELO MATEMÁTICO: Representación matemática del modelo conceptual que permite hacer el cálculo de factores de seguridad, determinar esfuerzos y deformaciones.

NIVEL FREÁTICO: Capa superior de un acuífero en donde la presión del agua es igual a la presión atmosférica.

PRESIÓN DE POROS: Es la presión que ejerce un fluido en los espacios porosos de la roca o suelo.

SAPROLITO: Estado límite entre la roca y el suelo, que a simple vista conserva la estructura y la textura de la roca original, pero que al contacto entre los dedos se comporta como un suelo de consistencia muy firme.

SUELO RESIDUAL: Suelo derivado de la meteorización y descomposición de la roca in situ, el cual no ha sido transportado de su localización original.

RESUMEN

TITULO: ESTUDIO GEOTÉCNICO Y PLANTEAMIENTO DE OBRAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE UNA MASA COLUVIAL PRESENTE EN EL PK 26+300 DEL GASODUCTO PAYOA-BUCARAMANGA DE 6" PROPIEDAD DE PROMIORIENTE S.A. ESP.*

AUTOR: ANDRES ALBERTO LEON CHACON **

PALABRAS CLAVES: COLUVION, NIVEL FREÁTICO, SISMO, UMIR, LISAMA, PALO COPOSO

DESCRIPCIÓN:

Uno de los retos más complejos de la geotecnia está relacionado con la estabilización de las masas coluviales debido a la heterogeneidad de sus características físico-químicas y las pobres propiedades mecánicas que presentan. El coluvión de Palo Coposo se localiza en el municipio de Lebrija, Santander, en los límites entre las veredas Líbano y Centenario, sector por donde hace paso el gasoducto Payoa-Bucaramanga de 6" de diámetro propiedad de Promioriente. Este es uno de los denominados puntos críticos del gasoducto dado que el coluvión se mantiene en constante movimiento, produciendo deformaciones y esfuerzos sobre la tubería y generando que periódicamente Promioriente deba realizar reparaciones y distensionamientos del gasoducto.

En el coluvión de Palo Coposo fue evidente que sin la construcción de obras de mitigación y bajo la influencia de uno de estos dos eventos extremos, lluvias intensas o sismos de intensidad media o alta, la ladera no alcanza los factores de seguridad establecidos por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente 2010 (NSR10).

De acuerdo con los resultados del estudio, tratar de estabilizar completamente la masa coluvial sobre la que se localiza el ducto en el PK 26+300, es técnicamente posible pero inviable desde el punto de vista económico debido a la baja relación beneficio-costos, sin embargo el estudio también mostró la opción de hacer una mitigación parcial del riesgo realizando la construcción de algunas obras de bajo costo que permitirían mitigar los efectos combinados de las lluvias intensas con su consecuente aumento del nivel freático y sismos de baja intensidad.

*Proyecto de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Maestría en Geotecnia.
Director: Julian Mauricio Contreras Castellanos, Ingeniero Civil.

ABSTRACT

TITLE: GEOTECHNICAL STUDY AND PROPOSAL OF WORKS FOR THE STABILIZATION OF A COLLUVIAL MASS PRESENTS IN PK 26+300 OF PAYOA-BUCARAMANGA GAS PIPELINE OF 6 INCHES PROPERTY OF PROMIORIENTE S.A. ESP*

AUTHOR: ANDRES ALBERTO LEON CHACON **

KEY WORDS: COLUVION, WATER TABLE, EARTHQUAKE, UMIR, LISAMA, PALO COPOSO

DESCRIPTION:

One of the most complex challenges of geotechnics is related to the stabilization of colluvial masses due to the heterogeneity of their physical-chemical characteristics and the poor mechanical properties it presents. The Palo Coposo colluvion is located in the city of Lebrija, Santander, on the border between Libano and Centenario village, this is a place wherein the 6" diameter Payoa-Bucaramanga gas pipeline owned by Promioriente passes. This is one of the so-called critical points of that gas pipeline because the colluvium is in constant motion, producing deformations and stresses on the pipe and generating that periodically Promioriente must make repairs and release strains on pipeline.

It was evident that without the construction of mitigation works and under the influence of one of these two extreme events, heavy rains or earthquakes of medium or high intensity, the slope does not reach the safety factors established by the Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente 2010 (NSR10).

According to results of this study, trying to completely stabilize the colluvial mass on which the pipeline is located in PK 26+300, is technically possible but economically unfeasible due to the low cost-benefit ratio. However, the study also showed an option for partially mitigating the risk by carrying out the construction of some low-cost works that would reduce the combined effects of heavy rains with their consequent increase in the water table and low intensity earthquakes.

*Master Thesis

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Maestría en Geotecnia.
Director: Julian Mauricio Contreras Castellanos, Ingeniero Civil.

INTRODUCCIÓN

Los gasoductos constituyen obras lineales similares a las vías, en las cuales se requiere hacer la apertura de un Derecho de Vía - DDV, que básicamente es un carreteable que sirve para el tránsito del personal, maquinaria y materiales para la construcción del ducto. Para la elaboración de este carreteable se debe hacer un movimiento de tierras, el cual dependiendo de las condiciones del trazado del ducto puede llegar a ser de gran magnitud.

Existen tres condiciones básicas en la construcción de líneas de transportes de fluidos que son: zonas planas, zonas en pendiente y zonas a media ladera. Cada una de estas zonas presenta sus propias dificultades constructivas, sin embargo en términos de movimientos de tierra y de la alteración de las condiciones naturales del terreno, la construcción en media ladera representa el reto más grande tanto desde el punto de vista de facilidad constructiva como de estabilidad geotécnica.

La instalación de tubería en media ladera implica la construcción de un carreteable con un ancho efectivo o de libre de tránsito de entre 6 y 12 metros, el cual corta la ladera de manera perpendicular al sentido de la pendiente natural del terreno. Esta condición hace que, dependiendo de la pendiente natural de la ladera, se tengan cortes en el terreno que van desde 1 metro hasta alturas de 8 metros.

Cuando se requieren trazados a media ladera, el diseñador busca las zonas de menor pendiente transversal para reducir al máximo los cortes en el terreno durante la etapa de construcción. Generalmente las zonas con menor pendiente son aquellas donde se localizan los coluviones, ya que estos depósitos de suelo suelto o ligeramente consolidado, producto de los deslizamientos antiguos en la mismas ladera, cambian la geoforma inicial de la montaña reduciendo la pendiente natural y creando algunas veces mesetas ideales para la construcción de los ductos desde

el punto vista de la facilidad constructiva, pero altamente vulnerables desde el punto de vista de la estabilidad geotécnica futura.

Los coluviones o depósitos coluviales no son más que acumulaciones de antiguos deslizamientos formados por un grupo de partículas o bloques de suelo o roca en un arreglo completamente desordenado y generalmente con características geomecánicas pobres, los cuales pueden activar su movimiento al momento de ser cortados para la construcción del carretable para la instalación de la tubería.

Colombia es tal vez el país con mayor cantidad de coluviones en el mundo, ya que aquí se tienen los ingredientes perfectos para fabricar el cóctel que genera este tipo de depósitos. Altas pendientes, cordilleras relativamente Jóvenes, rocas sedimentarias tipo lutitas, arcillolitas y lodolitas, algunas ricas en carbón, alta sismicidad y zonas tropicales con temporadas muy marcadas de precipitaciones con alta intensidad. Estos son los ingredientes perfectos para que existan tantas zonas con depósitos coluviales en el país y a su vez son también los mayores detonantes naturales en la activación de los movimientos de estos coluviones.

Otro gran detonante de los deslizamientos o de la activación de los movimientos de los coluviones es la constante e inclemente intervención antrópica que genera extensas áreas de deforestación para actividades agrícolas y ganaderas. Situación está que de forma directa elimina los refuerzos mecánicos naturales formados por las raíces de los árboles “micropilotes naturales”, y disminuye de forma considerable la cantidad de biomasa que retiene en su follaje grandes cantidades de agua durante las precipitaciones y absorbe parte del agua que se infiltra reduciendo el nivel de saturación del terreno y mitigando los efectos del ascenso de los niveles freáticos.

Todas estas condiciones geomorfológicas, geológicas, climáticas y antrópicas deben tenerse en cuenta a la hora de diseñar los trazados de los ductos y de garantizar posteriormente la estabilidad geotécnica de las laderas y del Derecho de vía de forma tal que se logre garantizar la integridad de la tubería, la seguridad de

las personas que habitan las zonas de influencia y una operación de bajo costo para las compañías propietarios y/u operadoras de las redes de transporte de fluidos.

Promioriente es propietario y operador del gasoducto Payoa-Bucaramanga, un gasoducto de 6 pulgadas de diámetro y 49.5 kilómetros de longitud que fue construido en el año 1970 para abastecer la entonces termoeléctrica de la ciudad bonita.

El gasoducto inicia su trazado en el campo Payoa en el municipio de Sabana de Torres y finaliza en la zona industrial de Bucaramanga, atravesando en su recorrido las formaciones Real, Colorado, Mugrosa, Esmeralda, La Paz, Lisama, Umir, La Luna, Simití, Tablazo, Paja, Rosa Blanca, Tambor y Girón; todas estas formaciones de origen sedimentario, algunas muy fracturadas, friables y con alto contenido de carbón.

Existe un sector del gasoducto en el PK 26+300 entre los límites de las veredas Líbano y Centenario, en donde confluyen la formación Umir, la formación Lisama, pendientes fuertes a moderadas, una falla de tipo inversa y altas precipitaciones, condiciones propicias para la formación de coluviones con actividad permanente, sector en donde se desarrolla el estudio de estabilidad del depósito coluvial objeto de este documento.

Figura 1. Localización General Zona de estudio



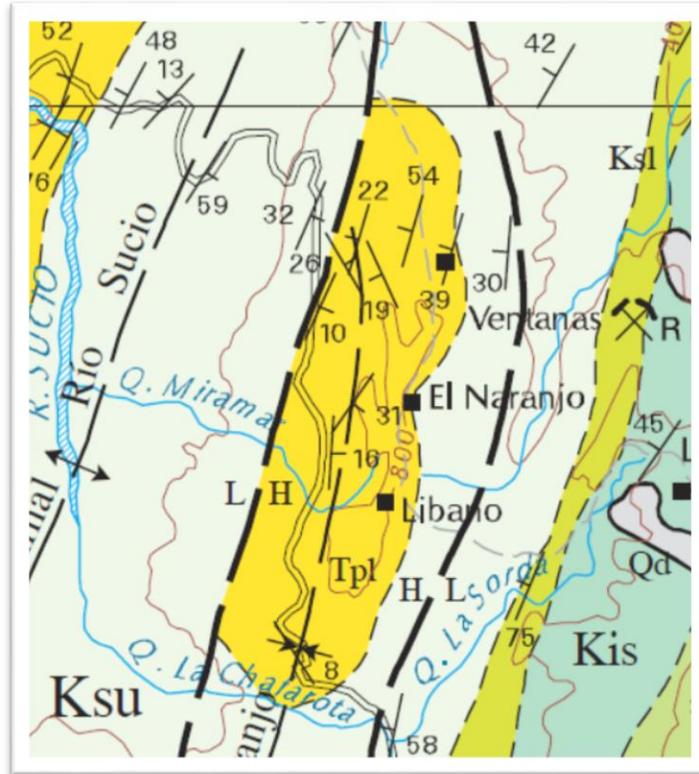
Fuente: Google Earth

Figura 2. Localización Puntual de la Zona de Estudio



Fuente: Google Earth

Figura 3. Geología general de la zona de estudio



Fuente: Mapa Geológico del cuadrángulo H12 de Bucaramanga

En la zona bajo estudio el gasoducto se localiza de forma aérea y apoyada sobre Marco Hs en un sector de media dadera con pendiente moderada a suave. El hecho que el ducto se localice de forma perpendicular a la pendiente del terreno hace que ante cada movimiento de la masa coluvial, se generen fuerzas que empujan al ducto en la dirección del movimiento produciendo deformaciones en la tubería. Esta situación ocasiona que cada 3 a 5 años la compañía operadora del gasoducto deba realizar trabajos de distensionamiento y reparación de daños mecánicos que generan costos importantes incluyendo el lucro cesante cuando se deben hacer cortes y reemplazos del ducto.

Figura 4. Panorámica 3D del sector.



Fuente: Google Earth

Figura 5. Fotografía Aérea localización del Coluvión en movimiento



Fuente: Promioriente

1. PRINCIPIOS QUE RIGEN LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO DE LOS SUELOS COLUVIALES

Las laderas y taludes están conformadas por rocas y/o suelos con distintas propiedades física, químicas y mecánicas, para determinar el comportamiento o estabilidad de un talud es necesario conocer en detalle las características geológicas, hidrológicas, geomorfológicas, mecánicas, condiciones climáticas y sísmicas, entre otros.

Al momento de determinar el comportamiento de un talud es importante tener presente dos situaciones:

- Estamos estudiando la condición de estabilidad del momento, es una fotografía de la condición instantánea.

Los suelos y rocas evolucionan con el tiempo en detrimento o en favor de la estabilidad, por ejemplo la roca expuesta que hoy presenta unas condiciones de alta dureza y baja meteorización, al cabo de 20 o 30 años, por la acción de los agentes ambientales, climáticos y tectónico, puede reducir su resistencia y volverse vulnerable a un deslizamiento o desprendimiento. Otro ejemplo clásico son los cambios antrópicos en los cuales un sector de ladera que presentaba muy buena vegetación y estabilidad, al cabo de uno años y de la intervención humana, se puede transformar en un sector sin vegetación, con nuevas fuentes de agua de infiltración por efecto de los sistemas sépticos, con zonas de relleno y zonas de corte, con cargas adicionales por efecto de las estructuras, entre otros; situación está que reduce la estabilidad al reducir las fuerzas resistentes y aumentar las fuerzas actuantes sobre la ladera.

- La determinación de la estabilidad de un talud es un análisis matemático que depende de la información de entrada y del procesamiento de esta información, por lo tanto la calidad del resultado obtenido va a depender de la calidad de la información suministrada. Por otra parte, es importante tener presente que siempre habrá un rango de incertidumbre en el análisis y por lo tanto los resultados no deben ser entendidos como números mágicos exactos, sino como valores medios de un rango posible de resultados.

Hay dos pasos generales que debemos seguir para realizar un análisis completo de la estabilidad de un talud.

- Determinación del modelo conceptual
- Análisis determinístico o modelo matemático

Un buen modelo conceptual es fundamental para obtener resultados realistas en el modelo matemático. El modelo conceptual debe ser sencillo, lógico y con la información más importante para entender el comportamiento de la ladera y los problemas que se presentan, y así deducir una primera idea de las acciones de mitigación posibles.

“Cuando un talud está formado por varios tipos de roca o suelo, el comportamiento geotécnico del conjunto es diferente al de cada material por separado. Deben estudiarse las propiedades de cada tipo de roca o suelo, las características de sus discontinuidades y a su vez la interacción de las propiedades y discontinuidades dentro del conjunto”³

³ SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales- Capitulo 5. Colombia. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamiento.

1.1 FACTORES QUE DETERMINAN LA ESTABILIDAD DE UN COLUVIÒN

Los suelos coluviales o coluviones son depósitos de ladera, producto de desprendimientos o deslizamiento de roca o suelo y son materiales muy susceptibles a los deslizamientos.

Típicamente los coluviones se conforman de fragmentos de roca y material fino en distintas proporciones. Cuando priman los materiales finos se denomina como Matriz-Soportado, por otra parte cuando los materiales granulares tipo gravas, cantos y bloque de roca de hasta 10 metros de diámetro son los que predominan, el coluviòn se denomina como clasto-soportado.

Los coluviones se forman por la acumulación de material producto de deslizamientos, caídos de roca o por transporte ladera abajo producto de la acción de la lluvia, depositándose primordialmente en la base o parte media de la montaña y modificando su topografía original, produciendo una topografía más suave o de menor inclinación que la de la cadena montañosa que la produjo.

La generación de coluviones es un proceso natural debido al ciclo de formación y destrucción de las cadenas montañosas y de los suelos en el planeta tierra, es decir partimos de una roca “madre” que con el tiempo y bajo los efectos de la meteorización, la erosión y la actividad tectónica se va deformando, fracturando y degradando, pasando por las distintas etapas de meteorización hasta convertirse en suelo, y en la medida en que se degrada se hace cada vez más susceptible a la falla de su estructura y a presentar deslizamientos, es decir a la pérdida de masa que se transporta y se deposita en su camino para formar las masas coluviales. Es importante resaltar que, si bien es cierto todos los tipos de roca y suelos están predestinados a la degradación, su velocidad dependerá de la propiedades físicas y químicas intrínsecas de la roca y del grado de afectación de los agentes externos, por ejemplo, una roca de origen sedimentario como la lodolita, será más susceptible a la degradación que una roca metamórfica como el granito, pero si el granito se localiza en una zona con alta actividad tectónica, presencia de fallas y agua,

probablemente su estado de vulnerabilidad a la meteorización sea mayor al de la roca sedimentaria que se localiza en una zona donde los agentes externos no son agresivos.

Existen muchos factores que condicionan las características físico-químicas y el comportamiento geo-mecánico de los taludes y por supuesto de las masas coluviales, de acuerdo como lo describe Suarez (1998) en su libro de Deslizamientos y estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, estos factores son:

1.1.1 Formación Geológica. En el sector bajo estudio se presentan rocas de origen sedimentario y por lo tanto los suelos existentes también son de origen sedimentario, esto hace que sea importante conocer algunos detalles de este tipo de rocas que nos permita hacer un buen modelo conceptual.

Las rocas Sedimentarias están formadas por la sedimentación y cementación de partículas de arcilla, arena, grava o cantos. Sus características de estabilidad dependen generalmente del tamaño de los granos, los planos de estratificación, las fracturas normales a la estratificación y el grado de cementación⁴.

Las rocas sedimentarias más comunes en el sector bajo estudio son las Lutitas y las Areniscas.

Areniscas

Las areniscas son una forma de arena endurecida por procesos geológicos. El tamaño de los granos varía de 60 μm a varios milímetros y están cementados por otros minerales, con frecuencia por el cuarzo precipitado.

Las Areniscas se clasifican de acuerdo al tamaño de sus granos como fina, media o gruesa y de acuerdo a la naturaleza de los materiales cementantes. Las areniscas

⁴ SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales- Capitulo 5. Colombia. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamiento.

aunque tienden a ser resistentes, en ocasiones son relativamente débiles cuando su cementación ha sido pobre.

El comportamiento de la arenisca meteorizada depende de la clase de cemento. Si es de calcita se disuelve con mayor facilidad que el de sílice. El cemento de óxido de hierro puede dar un color rojo a la roca y el dióxido de hierro un color marrón a amarillo⁵.

En el sector bajo estudio se evidencia la presencia de areniscas de grano fino a medio, cementadas por cuarzo, de consistencia dura a muy dura.

Lutitas o Arcillolitas

Las rocas que contienen cantidades importantes de arcilla se les denomina genéricamente como Lutitas, y a ellas pertenecen las limolitas, arcillolitas y lodolitas.

Las Lutitas son uno de los materiales más complejos desde el punto de vista de estabilidad de taludes. De acuerdo con el grado de solidificación, las lutitas varían en su comportamiento. Las lutitas de grado bajo tienden a desintegrarse después de varios ciclos de secado y humedecimiento. Algunas Lutitas son muy resistentes pero la mayoría presentan una resistencia al cortante, de mediana a baja. Las lutitas pueden ser arcillosas, limosas, arenosas o calcáreas de acuerdo a los tamaños y composición de las partículas. En ocasiones tienen una apariencia de roca cementada y en otras parecen un suelo con capas relativamente sueltas.

Las arcillolitas son las lutitas con alto contenido de arcilla, lo cual las hace muy físisles y susceptibles a deslizamiento. Es muy común encontrar lodolitas negras con alto

⁵ SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales- Capitulo 5. Colombia. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamiento.

contenido de carbón, de grano fino y sulfuro de hierro, las cuales son muy físis y producen una gran cantidad de deslizamientos⁶.

Las características propias de la roca o del suelo que dieron origen a la formación del coluvión son fundamentales para entender y predecir el comportamiento de estos depósitos.

Las arcillas forman parte de la matriz de los coluviones y cuando se presenta en proporciones importantes dentro la masa coluvial, controlan algunas características como la resistencia al corte y al flujo. Así mismo propiedades como el límite líquido de esa arcilla puede llegar a determinar la vulnerabilidad del coluvión a fluir dependiendo del grado de humedad del depósito de suelo.

En la zona bajo estudio encontramos arcillolitas de la formación Umir, donde predomina la presencia de lilitas de muy baja permeabilidad y de características de expansión bajas.

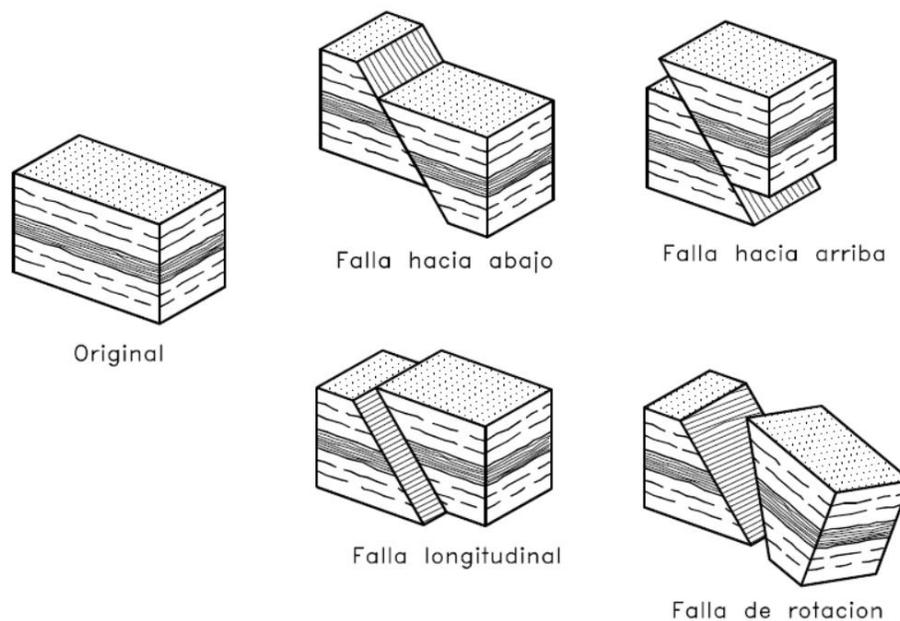
1.1.2 Estructura Geológica. Son los planos o superficies de debilidad que presentan los suelos o macizos rocosos por donde generalmente se inician los deslizamientos. Dentro de las estructuras geológicas más importantes en la zona bajo estudio tenemos:

- Los planos de estratificación: plano de unión entre la formación Umir y la Formación la paz que puede generar problemas de deslizamiento debido al cambio abrupto de areniscas duras a lutitas suaves.
- Las fracturas: Presentes en casi todas las formaciones rocosas, especialmente en aquellas que están bajo efectos tectónicos importantes. Como veremos más adelante la zona bajo estudio presenta algunas fallas y plegamientos

⁶ SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales- Capitulo 5. Colombia. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamiento.

1.1.3 Tectónica. La tectónica es la responsable de la generación de fallas continuas o discontinuas en los suelos y rocas, fallas que pueden ser normales o de distensión, inversas o de compresión, de rumbo o de desplazamiento longitudinal y de rotación. Las fallas ocasionan movimiento constante entre las dos superficies en contacto.

Figura 6. Tipos de Fallas



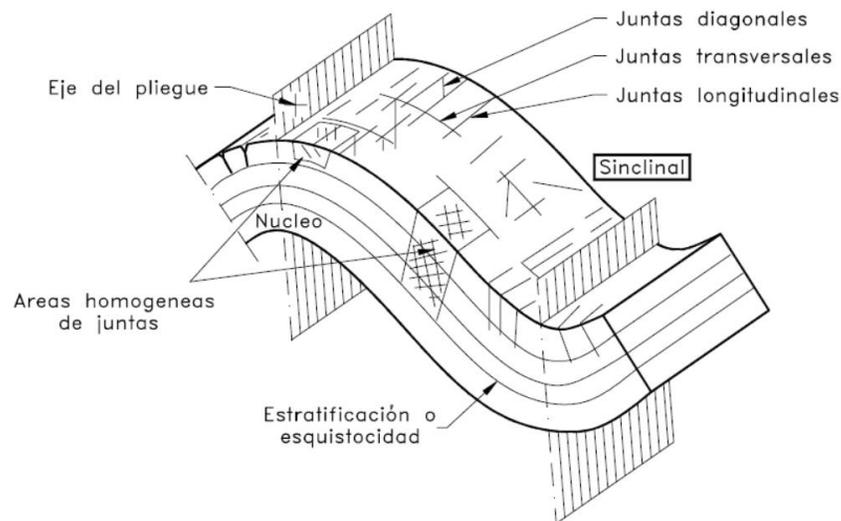
Fuente: Libro Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales- Capítulo 5.

La ocurrencia frecuente de milonitas en la zona de falla puede explicarse debido a los esfuerzos muy altos sobre la roca intacta y la meteorización química. Las milonitas están compuestas de roca pulverizada, que en ocasiones se reduce a arcilla. Las zonas de milonitas pueden alcanzar varios metros de espesor y extenderse a largas distancias a través de la falla. Estas milonitas pueden ser muy importantes en el análisis de estabilidad de taludes. La roca intacta en la inmediata vecindad de la superficie de la falla, en ocasiones se inclina en la dirección del

movimiento de la falla, formando una zona de deformación de la roca con su correspondiente pérdida de propiedades.⁷

Por otra parte la tectónica compresional puede generar pliegues en las formaciones más dúctiles, las cuales se deforman debido a las grandes fuerzas a las que se ven sometidas. Los esfuerzos sobre la roca que ocurren durante la formación de los pliegues conducen al desarrollo de juntas. Estas juntas se denominan de acuerdo a su posición con respecto al eje del pliegue, utilizando términos tales como diagonal, transversal o longitudinal, los cuales generalmente se forman a ángulos rectos con la estratificación para el caso de las rocas sedimentarias⁸, como es el caso en la zona bajo estudio del coluvión de Palo Coposo donde encontramos el sinclinal del Naranjo.

Figura 7. Elemento y juntas de un pliegue



Fuente: Libro Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales- Capitulo 5.

⁷ SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales- Capitulo 5. Colombia. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamiento.

⁸ SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales- Capitulo 5. Colombia. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamiento.

Además, la tectónica genera la fracturación de los macizos rocosos, en donde la dirección, la persistencia, la separación, la rugosidad, la abertura y el tipo de material de relleno de las fracturas determinan la calidad del macizo y su resistencia a la falla.

Por otra parte, la presencia de aguas entre las fallas y fracturas producen tres efectos que van en detrimento de la calidad y resistencia del macizo o suelo.

- Aumento de presión de poros
- Lavado del material entre fracturas
- Aumento de la velocidad de meteorización y erosión

Dentro del desarrollo de este documento veremos como la tectónica ha jugado un papel preponderante en la generación del depósito coluvial del Palo Coposo y de su constante movimiento.

1.1.4 Geomorfología. La geomorfología es la rama de la geología y de la geografía que estudia las formas de la superficie terrestre, su origen y los procesos que las generan, de forma tal que podamos comprender su condición actual y su comportamiento futuro. Tal como lo expresa Suarez en su libro de Deslizamientos “Las formas del terreno (geomorfología) muestran la historia, el futuro de la evolución del paisaje y la susceptibilidad a los deslizamientos”.

En el caso bajo estudio es muy importante comprender este proceso dinámico que ha ocasionado la formación de los coluviones.

Dentro de este factor se analiza la geología, la tectónica y la topografía del coluvión y de la ladera sobre la cual se deposita. En este documento hemos incluido aquí los factores de Superficie de Base y el espesor del coluvión que Suarez (1998) menciona en su libro de forma separada. Lo anterior teniendo en cuenta que al conocer la morfología inicial de la ladera de base y del coluvión depositado, es

posible analizar la característica de base de contacto y el espesor de la masa coluvial

1.1.5 Meteorización. La meteorización es la desintegración y descomposición de una roca en la superficie terrestre o próxima a ella como consecuencia de su exposición a los agentes atmosféricos, con la participación de agentes biológicos. La meteorización involucra un conjunto de reacciones químicas en las que los productos sirven de reactivos para síntesis subsiguientes. Si el proceso de la meteorización ocurre en la superficie del suelo, se llama meteorización edafoquímica y si ocurre en capas más profundas como el horizonte C o más, se llama meteorización geoquímica

La meteorización es un proceso catalizado por el fracturamiento y fallamiento en combinación con la acción del agua. A mayor grado de meteorización o degradación, mayor será la susceptibilidad al deslizamiento del talud. En el caso del coluvión de Palo Coposo veremos como el alto grado de meteorización de los afloramiento de la formación Umir (Ksu) han contribuido a la formación del coluvión y a la constante recarga de materiales depositados que acrecientan y mantienen la masa coluvial.

1.1.6 Clima. Dentro de esta categoría encontramos dos factores que juegan un papel importante en el comportamiento de un talud, la temperatura y la precipitación.

La temperatura es un catalizador de los procesos químicos y físicos y por lo tanto a mayor temperatura mayor será la velocidad de degradación del suelo o macizo rocosos.

Por otra parte la precipitación y sus características de intensidad y duración son fundamentales para el análisis de estabilidad de una masa de suelo y especialmente de una masa coluvial ya que el agua lluvia genera problemas de erosión y saturación, reduciendo la resistencia al corte del suelo y aumentando las cargas que ocasionan inestabilidad y movimiento de las laderas.

Cuando se analiza la afectación que producen la precipitación sobre una talud o ladera, es importante conocer las características de dicha ladera y las características de las precipitaciones que se presentan en la zona ya que como lo expresa Suarez en su libro de Deslizamientos, las precipitaciones conectivas (alta intensidad, baja duración) afectan principalmente a los taludes de materiales permeables de alta capacidad de infiltración y de poco espesor de suelo, así mismo las precipitación estratiformes (Baja intensidad, alta duración) afectan seriamente los taludes con materiales arcilloso y con perfiles de meteorización profundo. Esto nos lleva a que es fundamental conocer el origen de la matriz del depósito coluvial y su profundidad, además de las condiciones de precipitación en la zona, con el fin de evaluar la vulnerabilidad de movimiento del coluvión de Palo Coposo.

1.1.7 Hidrogeología. Conocer como es el comportamiento hidráulico del agua subterránea es fundamental para establecer los modelos conceptuales y determinísticos. Cómo se desplaza y se almacena el agua dentro de la masa coluvial es clave para entender su impacto sobre la estabilidad de la ladera y así determinar medidas de control y mitigación.

El agua es uno de los factores que mayor incidencia tiene en el movimiento de los coluviones. En términos generales un coluvión con buena permeabilidad permite la evacuación rápida del agua de infiltración y reduce el grado de vulnerabilidad de las masas coluviales. Por otra parte un coluvión de baja permeabilidad con una composición matriz-soportado cuya matriz es una arcilla poco permeable, permite que el agua se retenga en los poros, grietas y cavidades formando bolsas de aguas

que afectan en gran medida la estabilidad de los coluviones, de hecho una de las herramientas más utilizadas para tratar de estabilizar este tipo de depósitos es el uso de grandes filtros que permitan evacuar el agua rápidamente y eviten la saturación del terreno que reduce las propiedades mecánicas del suelo y aumenta el peso de la masa coluvial.

1.1.8 Sismicidad. Es un factor que afecta de forma directa e importante la estabilidad de cualquier ladera, además en el caso de los coluviones también puede generar fenómenos de licuefacción debido a su baja cohesión. Este es un factor que nunca puede faltar a la hora de analizar la estabilidad de un suelo o coluvión.

Muchas laderas pueden mostrar un comportamiento estable en condición estática, sin embargo cuando es afectada por las fuerzas de un sismo, las fuerzas actuantes igualan o superan las fuerzas resistentes y se produce la falla y posiblemente el deslizamiento del terreno. Por lo general siempre que se presenta un sismo de magnitud importante, se presentan deslizamientos de ladera.

La onda sísmica induce una serie de esfuerzos por la acción dinámica de la onda (ciclos), generando aumento del esfuerzo cortante, deformaciones por la acción de los esfuerzos, aumento en la presión de poros e igualmente reducción de la resistencia por efecto del aumento en la presión de poros y las deformaciones⁹.

La estabilidad de los taludes se reduce a una relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes, los sismos generan un efecto particular ya que afectan en doble vía la estabilidad de una masa de suelo o roca debido a que por una parte aumentan las fuerzas actuantes por el incremento de las cargas de inercia sobre la masa de suelo y por otro lado reducen las fuerzas resistentes por efecto del

⁹ SUAREZ DIAZ, Jaime. Presentación Visión Geotécnica de la Amenaza Sísmica con Énfasis en el Nororiente Colombiana y la Ciudad de Bucaramanga. Capítulo 15, Comportamiento Sísmico de los Taludes Colombia. Geotecnología

incremento en la presión de poros y la degradación de la cohesión y el ángulo de fricción por fatiga relacionada con los ciclos de carga.

Es importante mencionar que las cargas dinámicas tienen efectos temporales que solo se manifiestan en el preciso momento de su ocurrencia, y efectos permanentes que se van acumulando y que van degradando propiedades resistentes del suelo. Es por esto que vemos con frecuencia como sismos de gran magnitud o duración no generan el deslizamiento de un talud, mientras que sismos posteriores de menor magnitud o duración afectan gravemente la estabilidad y producen grandes deslizamientos de tierra.

Las afectaciones que producen los sismos están directamente relacionadas con la magnitud, la duración y la profundidad del evento, de hecho la duración de los sismos puede tener un efecto mayor que la magnitud en la generación de grandes deslizamientos.

Existen otros factores importantes a tener en cuenta:

- La amplificación de la fuerza sísmica. Por efecto de la distancia a la fuente, características de la roca y suelo. Se presenta especialmente en suelos blandos.
- Los fenómenos de resonancia
- La probabilidad de licuación. Esparcimientos laterales.
- La presencia de agua y niveles freáticos. Saturación del terreno.

La dirección de los deslizamientos puede tener una tendencia hacia la dirección más fuerte del sismo, la cual es generalmente normal a la dirección de la falla que produce el movimiento sísmico¹⁰

¹⁰ SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales- Capítulo 9. Colombia. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamiento

“Los depósitos de suelo que son susceptibles a licuación son los materiales uniformes granulares sueltos tales como depósitos fluviales, coluviales y eólicos saturados”¹¹. Depósitos del Holoceno suelen tener una mayor susceptibilidad a la licuación que los depósitos del pleistoceno. Generalmente los coluviones son depósitos del Holoceno. La saturación del terreno es una condición obligada para que se presente el fenómeno de licuación, por lo tanto es importante verificar las condiciones de los niveles freáticos a la hora de verificar la posibilidad de licuación.

Otros factores importantes cuando se determina la susceptibilidad a la licuación son:

- Plasticidad. Suelos con baja plasticidad son más susceptibles.
- Gradación: Suelos con gradación pobre son más susceptibles.
- Forma: Partículas redondeadas son más susceptibles.

“Los depósitos de limos no plásticos sueltos son particularmente peligrosos ante la licuación”¹².

Por lo general las zonas montañosas de Colombia, especialmente en la zona de la cordillera oriental donde se localiza el coluvión de Palo Coposo, son muy activas sísmicamente.

1.1.9 Cobertura Vegetal. Los pastos, los arbustos y los árboles pueden ofrecer beneficios en cuanto a la estabilidad del talud, sus raíces profundas y pivotantes pueden convertirse en “Micropilotes naturales”, especialmente en

¹¹ SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales-Capítulo 9. Colombia. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamiento

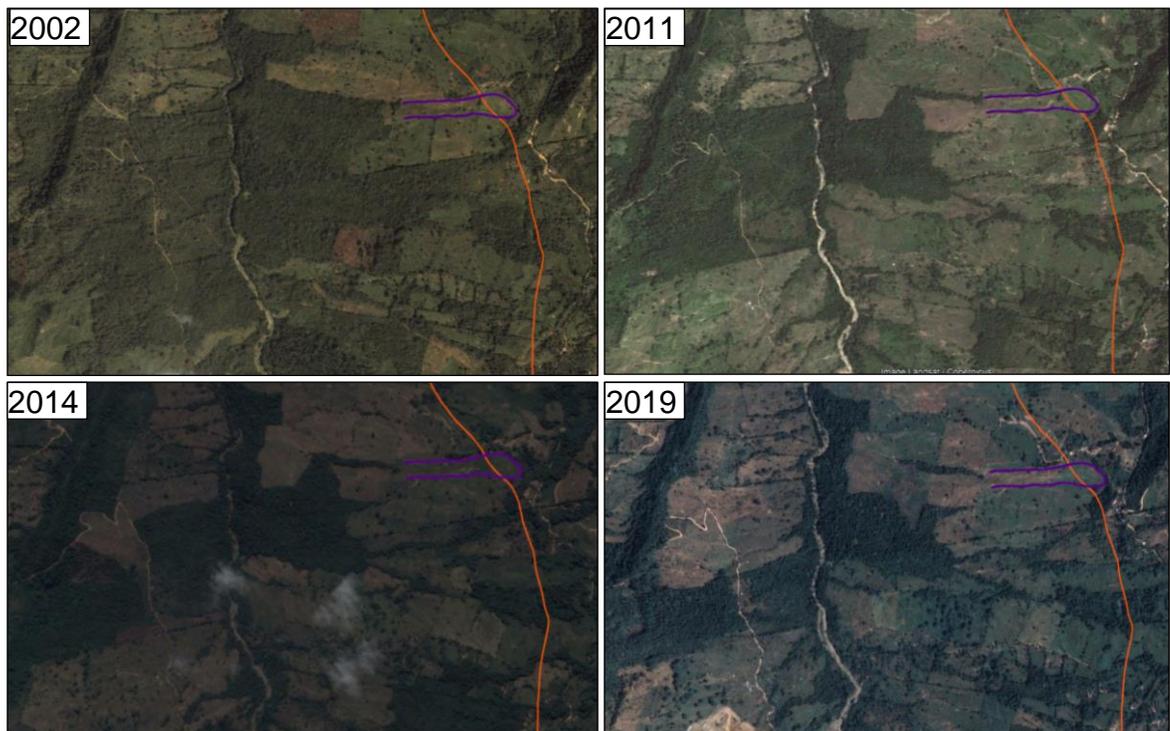
¹² SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales-Capítulo 9. Colombia. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamiento

coluviones de bajo y mediano espesor, los sistemas de raíces superficiales densas pueden servir para agrupar las partículas de la masa del coluvión, que por lo general se encuentran sueltas debido a su baja cohesión, así mismo la cobertura vegetal ayuda a reducir el porcentaje de agua infiltrada y adsorber parte de la que se ha infiltrado, mitigado de esa manera el riesgo de saturación y la activación del movimiento del coluvión. Por otra parte los grandes árboles pueden generar problemas debido al peso de la biomasa, el cual se convierte en una carga adicional para el coluvión.

En la Figura 8 se presentan unas fotografías aéreas entre 2002 y 2019 donde es evidente que el sector de Líbano y Centenario ha estado sometido a los efectos antrópicos de la deforestación con las consecuencias obvias que esto representa para la estabilidad de las laderas del sector y para el medio ambiente. Desafortunadamente no se tienen disponibles fotografías anteriores a 2002.

1.1.10 Efecto Antrópico. Los cambios sobre el uso del suelo que genera el hombre son un detonante de deslizamientos, es así como son suficientes unos cuantos días de trabajo del hombre para iniciar procesos de erosión y remoción en masa que estuvieron controlados de forma natural durante siglos.

Figura 8. Fotografía aéreas del sector Líbano-Centenario donde se evidencian los procesos antrópicos de la deforestación



Fuente: Google Earth

1.1.11 Horizontes Estratigráficos. Pese a que generalmente los coluviones son masas heterogéneas sin ningún orden, pueden presentar cierta estratigrafía en su estructura dependiendo de los distintos periodos de deposición que ha presentado, inclusive en largos periodos de estabilidad es posible que se desarrollen capas orgánicas que luego son cubiertas por nuevos deslizamientos.

1.1.12 Superficies de Cortante. Suarez (1998) menciona en su libro que los coluviones que presentan matriz de grano fino y que tienen un movimiento de reptación pueden producir una alineación de los granos minerales y formar grandes cantidades de pequeñas superficies de corte que reducen la resistencia al cortante de los coluviones.

2. GEOLOGIA

Santander es uno de los departamentos más montañosos del país y gran parte de su territorio corresponde a la Cordillera Oriental, donde el relieve es escarpado a moderado ¹³

Existe un sector del gasoducto Payoa-Bucaramanga de 6 pulgadas de diámetro propiedad de la empresa Promioriente en el PK 26+300 entre los límites de las veredas Líbano y Centenario del municipio de Lebrija en donde confluyen la formación Umir (Ksu), la formación Lisama (Tpl), pendientes fuertes a moderadas, fallas del tipo inversa, plegamientos y altas precipitaciones, condiciones propicias para la formación de coluviones con actividad permanente. Es en este sector en donde se ha desarrollado el presente estudio de estabilidad del depósito coluvial de Palo Coposo.

Figura 9. Fotografía general de la zona donde se localiza el coluvión de Palo Coposo



Fuente: El Autor

¹³ ROYERO GUTIERREZ, José. Mapa Geológico Generalizado Departamento de Santander, Memoria Explicativa. Colombia. Ministerio de Minas y Energía, 2001

2.1 DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA REGIONAL Y LOCAL

Muy cerca de la zona donde se localiza el coluvión de Palo Coposo se desarrolla el proyecto vial Bucaramanga-Yondo, el cual ha contado con recursos técnicos y económicos importantes para hacer una descripción de la geología regional y local, información que ha sido utilizada para el presente estudio.

En la zona bajo estudio se encuentran las formaciones Umir (Ksu) y Lisama (Tpl), además de los depósitos coluviales sobre los cuales se hace el análisis de estabilidad.

2.1.1 Formación Lisama (TPL). A finales del Cretáceo y comienzos del Terciario ocurrió un levantamiento general de la cuenca, originando depósitos de rocas areniscas y conglomerados que en su totalidad alcanzan un espesor de 10 kilómetros. En este tipo de secuencias se albergan los yacimientos de hidrocarburos en la cuenca del valle del Magdalena.

La formación Lisama es una unidad perteneciente al Terciario (Paleoceno). La sección tipo se encuentra en la Quebrada La Lizama, tributaria del Río Sogamoso y consta de 1.225 m de arcillas compactas con colores variables entre el rojo y el carmelita y de areniscas, macizas y de color gris verdoso. Las areniscas tienden a ser de grano más grueso en la parte superior de la formación.

El conjunto indica que fue depositado bajo condiciones lagunares deltaicas y que representa una transición de un ambiente marino del Cretáceo a un ambiente no marino del Terciario.

El contacto de la Formación Lisama con la Formación Umir es conforme y gradacional y se coloca generalmente en la primera arenisca bien desarrollada encima de los shales del Umir. El contacto con la suprayacente Formación La Paz,

es inconforme, localmente con una pronunciada discordancia angular. (Taborda 1965).

Esta unidad aflora en los alrededores de la Quebrada Santa María, en las márgenes de Rio Sucio y al occidente de la Quebrada La Putana sobre la vía Bucaramanga – Barrancabermeja; en donde tienden a formar escarpes erosionables que aportan grandes bloques de areniscas sobre los depósitos coluviales que cubren la Formación Umir.

Esta formación se encuentra compuesta por capas de lodolitas y limolitas (lutitas) y areniscas de grano fino, con laminaciones planas y onduladas, dispuestas en capas delgadas a gruesas tabulares y cuneiformes en algunos sectores. A nivel general presenta en este sector un rumbo NE, con un Buzamiento NW de fuerte ángulo mayor a 30°. ¹⁴

De acuerdo al reconocimiento de campo realizado en la zona del coluvión, se encontró una formación Lisama compuesta por Areniscas altamente competentes, de grano fino, de color amarillo pardo, muy diaclasada y soportada sobre una limolitas fisible bastante meteorizada.

Se identificó un sector del afloramiento que mostraba un rumbo N 65° E y buzamiento de 35° SE, este buzamiento se debe al pliegue del sinclinal del Naranjo.

¹⁴ UNIÓN TEMPORAL ESTRUCTURACIÓN APP VIAL BUCARAMANGA-YONDÓ, Consultoría Especializada para la Estructuración Técnica, Financiera y Legal del Proyecto de Concesión Vial Bucaramanga –Barrancabermeja-Yondó, Agosto 2014

Figura 10. Fotografía donde se aprecia una posible zona de contacto entre las dos formaciones



Fuente: El Autor

Figura 11. Fotografía donde se aprecia el aporte de bloques de arenisca que hace la formación Lizama al coluvión de Palo Coposo



Fuente: El Autor

2.1.2 Formación Umir (Ksu). Unidad perteneciente al Cretáceo Superior. La Formación Umir fue descrita por L. Huntley (en Julivert, M. et al., 1968); su localidad tipo se encuentra en la Quebrada Umir al Oriente del Cerro del mismo nombre en Santander. Consta de shales grises a negros, carbonosos, micáceos, con concreciones ferruginosas; lutitas grises a gris oscuras, carbonosas, con nódulos ferruginosos; intercalaciones de areniscas y limolitas, grises, carbonosas y micáceas. También es común la presencia de capas explotables de carbón de 0.6 a 5 m de espesor. El ambiente es nerítico (Zona marítima cercana a la costa).

El espesor se ha calculado entre 1000 y 1400 m; adelgazándose hacia el oriente sobre el sector del Macizo de Santander. La parte inferior de la Formación Umir contiene shale gris azulosos a negros, con laminaciones carbonáceas y micáceas. La parte superior está compuesta por shale blando, gris oscuro a gris verdoso con unas pocas capas de areniscas duras de grano fino y mantos de carbón. Esta unidad geológica es muy vulnerable a procesos denudativos de erosión concentrada y remoción en masa, ofreciendo poca estabilidad y generando los problemas conocidos del sector de la Renta – La Leona sobre la vía Bucaramanga – Barrancabermeja con depósitos coluviales espesos y de gran extensión formados a partir de la denudación de dicha formación.

En general en los sectores de corte de ladera se pueden presentar suprayaciendo a esta unidad depósitos coluviales de variado espesor con matriz arcillosa y cantos de areniscas provenientes de la Formación Lisama.¹⁵

La Formación Umir descansa en discontinuidad estratigráfica sobre el miembro Galembo de la Formación La Luna. El contacto superior con la suprayacente Formación Lisama es concordante. Los foraminíferos estudiados por varios autores,

¹⁵ UNIÓN TEMPORAL ESTRUCTURACIÓN APP VIAL BUCARAMANGA-YONDÓ, Consultoría Especializada para la Estructuración Técnica, Financiera y Legal del Proyecto de Concesión Vial Bucaramanga –Barrancabermeja-Yondó, Agosto 2014

determinan una edad del Campaniano - Maastrichtiano. Esta unidad se correlaciona con la Formación Colón-Mito Juan de la Cuenca de Catatumbo-Maracaibo.

A nivel estructural esta formación se orienta con rumbo NE y buzamientos NW o SE con inclinaciones de 20 a 50°. Los procesos tectónicos y denudativos imperantes en el sector han afectado intensamente las capas blandas de Umir, compuestas por lutitas y shales, plegando las capas y conformando una secuencia de anticlinales y sinclinales, en el sector se observan rasgos estructurales de interés como el eje del Anticlinal de Rio Sucio y el eje del Sinclinal de Naranjo, al igual que una marcada litología cizallada y muy fracturada.¹⁶

De acuerdo con el reconocimiento de campo realizado en la zona del coluvión se encontró una formación Umir compuesta por arcillolitas interestratificadas con arcillas abigarradas físisles.

En general se encontraron afloramientos con la roca altamente fracturada y meteorizada con aparentes cambios en la composición mineralógica debido a posibles reacciones químicas con el medio, se observaron sectores en donde fácilmente se aprecia la estratificación y donde es fácil medir el rumbo y el buzamiento, así como también sectores donde es casi imposible identificar su estratificación.

Se idéntico un sector del afloramiento que mostraba un rumbo N 61° E y buzamiento 28° SE.

Se identificó una zona donde aparentemente pasaría alguna de las fallas de la familia que separa la formación Umir de la formación Lizama en el sector bajo estudio. Se pudo identificar una zona de espejo de falla tal como se aprecia en las siguientes fotografías. Se identificó que la falla presentaría un Rumbo N 35° E y el

¹⁶ ROYERO GUTIERREZ, José. Mapa Geológico Generalizado Departamento de Santander, Memoria Explicativa. Colombia. Ministerio de Minas y Energía , 2001

ángulo del buzamiento del plano de la falla tendría 50° NW, datos que son muy similares a los presentados por los planos del proyecto Yondo-Bucaramanga.

Figura 12. Fotografía de afloramiento de la formación Umir en la corona del coluvión de Palo Coposo



Fuente: El Autor

Figura 13. Fotografía donde se evidencia una formación Umir muy fracturada y meteorizada



Fuente: El Autor

Figura 14. Fotografías secuencia donde se evidencia una formación Umir físil



Fuente: El Autor

Figura 15. Fotografías secuencia donde se evidencia una formación Umir físil



Fuente: El Autor

Figura 16. Fotografía general de la zona del posible espejo de falla. Se observa una zona de espejo subyacente por una zona afectada por la erosión y luego otra zona de espejo de falla



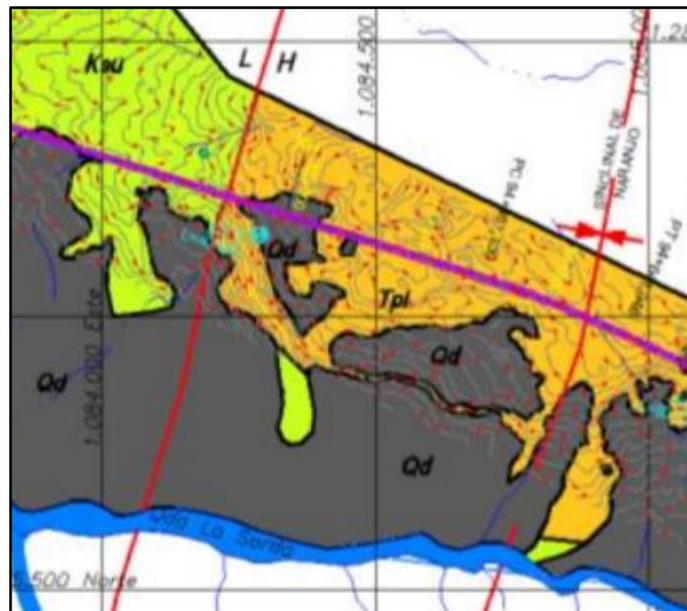
Fuente: El Autor

Figura 17. Fotografía posible espejo de falla



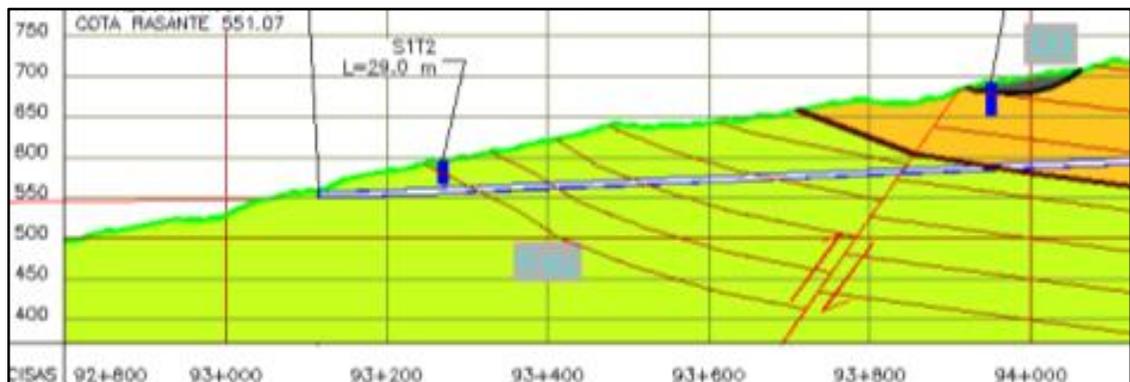
Fuente: El Autor

Figura 18. Plano Geológico de un sector muy similar al de la zona bajo estudio donde se aprecia la orientación e inclinación de la falla



Fuente: Unión Temporal Estructuración APP Vial Bucaramanga-Yondó

Figura 19. Perfil Geológico de un sector muy similar al de la zona bajo estudio donde se aprecia la orientación e inclinación de la falla



Fuente: Unión Temporal Estructuración APP Vial Bucaramanga-Yondó

2.1.3 Depósitos Cuaternarios (Qd). En la zona se presentan depósitos no consolidados de edad cuaternaria, de los cuales se destacan los depósitos coluviales extensos en el sector de La Azufrada, La Renta, La Leona y en la parte media y baja de las laderas que conforman las cuencas del Rio Sucio y de las quebradas aledañas. Estos coluviones son producto de procesos de remoción en masa cíclicos sobre suelos residuales arcillosos de la Formación Umir, que con las altas precipitaciones de la zona, la plasticidad de los mismos y su posición morfológica conducen a su formación, con extensiones de varios Km² y espesores hasta de 60 m.¹⁷

En la zona en estudio el depósito coluvial es matriz-soportado, conformado por una matriz Arcillolimososa que contiene cantos de areniscas que pueden alcanzar los 5 metros de diámetro. Estos depósitos pueden tener espesores de 5 a 30 metros.

Figura 20. Fotografía Corte fresco del coluvión de Palo Coposo.



Fuente: El Autor

¹⁷ UNIÓN TEMPORAL ESTRUCTURACIÓN APP VIAL BUCARAMANGA-YONDÓ, Consultoría Especializada para la Estructuración Técnica, Financiera y Legal del Proyecto de Concesión Vial Bucaramanga –Barrancabermeja-Yondó, Agosto 2014

Figura 21. Fotografía canto de arenisca de 5 metros de diámetro



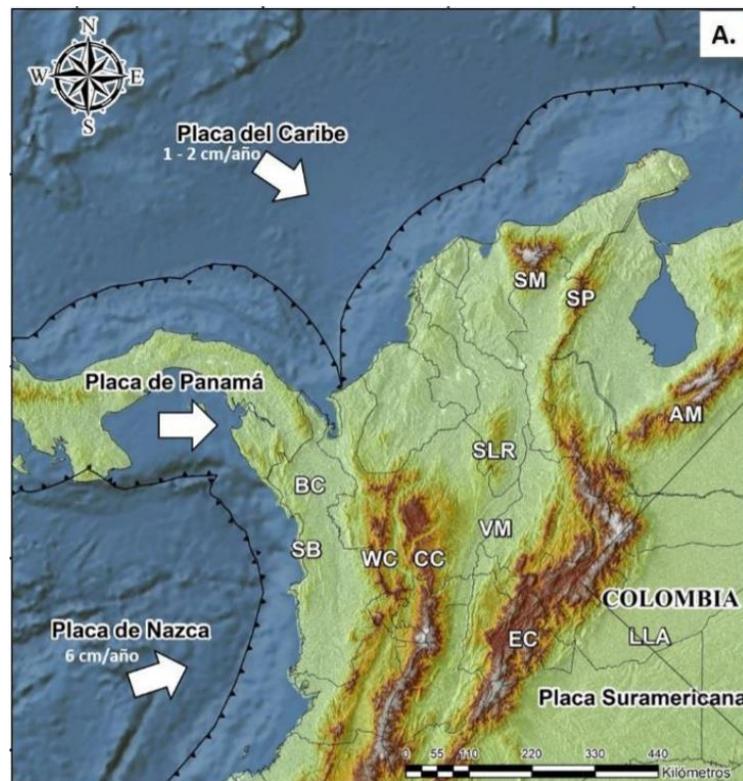
Fuente: El Autor

2.2 TECTÓNICA Y SISMICIDAD

2.2.1 Tectónica. Santander, ubicado en el nororiente colombiano de Los Andes, es un territorio geológicamente complejo y tectónicamente dinámico; su conformación está relacionada con la interacción de las placas tectónicas Nazca, Caribe y Suramérica¹⁸

¹⁸ ROYERO GUTIERREZ, José. Mapa Geológico Generalizado Departamento de Santander, Memoria Explicativa. Colombia. Ministerio de Minas y Energía , 2001

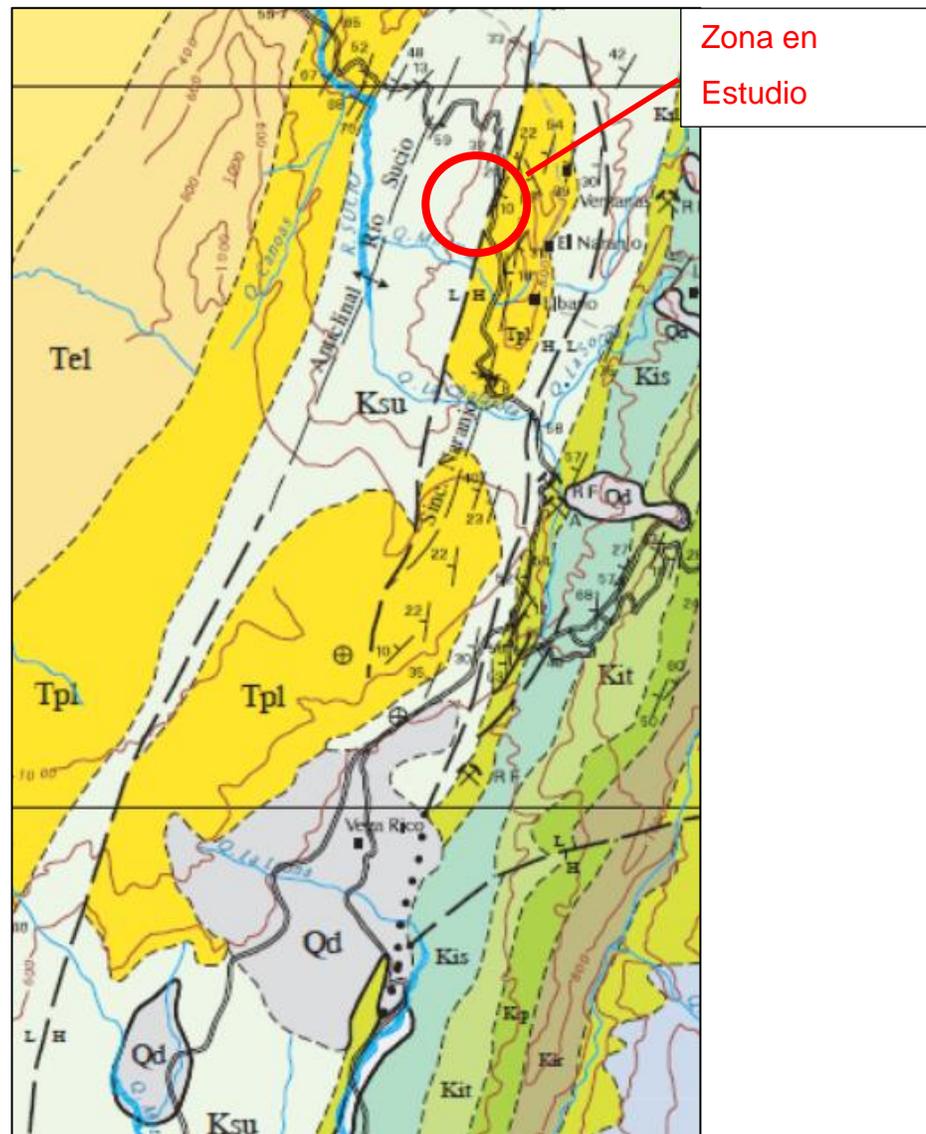
Figura 22. Acción de las placas de Nazca, Caribe y Suramérica que forman la cordillera oriental de Colombia



Fuente: Monografía Índices Geomorfológicos como Herramienta para la caracterización de la Actividad Neotectónica del Sistema de Fallas de Soapaga entre los Municipios de Corrales y Pesca.

De acuerdo con Royero (2001) en el documento de las memorias explicativas del departamento de Santander, el departamento se puede dividir en tres zonas o regiones estructurales: la zona Oriental, la zona Central y la zona Occidental. El sitio donde se plantea el estudio del presente documento se localiza en la zona Central, la cual se caracteriza por pliegues anticlinales y sinclinales, limitados por fallas inversas y de cabalgamiento, de direcciones NE y NW, con inclinación predominante hacia el oriente. Esta zona está conformada por rocas sedimentarias generalmente plegadas, de edades jurásicas y cretácicas.

Figura 23. Ubicación general de la zona en estudio donde se aprecian las fallas y plegamientos asociados



Fuente: Mapa Geológico del cuadrángulo H12 de Bucaramanga

La zona bajo estudio está estructuralmente afectada por la tectónica que ha generado el plegamiento de las formaciones y que formó el Anticlinal de Rio Sucio con un eje con rumbo $N23^{\circ}E$ y el Sinclinal de Naranjo con un eje con rumbo $N11^{\circ}E$, estas dos estructura cortan la formación Umir (Ksu).

Por otra parte, la zona se ve influenciada por dos fallas ramificadas de la falla de San Vicente. Estas fallas inversas son paralelas al eje del sinclinal de Naranjo destacando que la falla ubicada al costado oeste del sinclinal afecta de manera directa el comportamiento geotécnico de la zona bajo estudio y sería una de las principales causas de formación del coluvión de Palo Coposo y de su constante actividad.

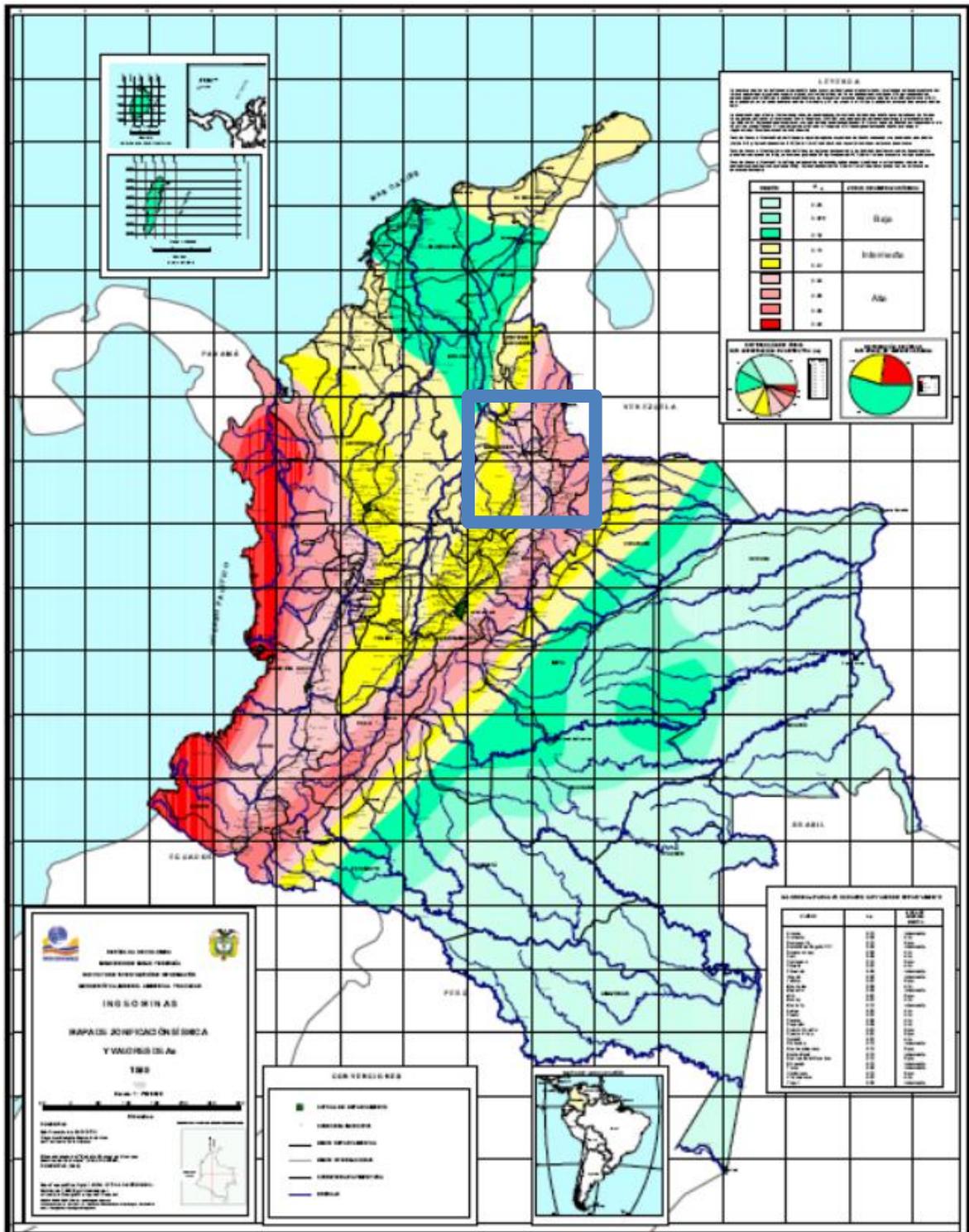
2.2.1 Sismicidad. De acuerdo con el reglamento colombiano de construcción Sismo Resistente – NSR 10, la zona bajo estudio donde se ubica el deposito coluvial – Coluvión de Palo Coposo, se localiza en un área de Alta Amenaza Sísmica con un valor de Aceleración Pico Efectiva – Aa de 0.25. Esto nos indica que el análisis dinámico de del coluvión de Palo Coposo posiblemente sea un factor preponderante a la hora de determinar su estabilidad.

Teniendo en cuenta lo establecido por la NSR 10, el sector se localiza en una zona de amenaza sísmica alta, sin embargo es importante verificar la existencia de sismos en el sector en los últimos años tratando de identificar dos aspectos:

1. Sismos que se hayan sentido en las zonas pobladas más cercanas a la zona bajo estudio y sus epicentros.
2. Sismos generados por la familia de fallas que atraviesan la zona bajo estudio.

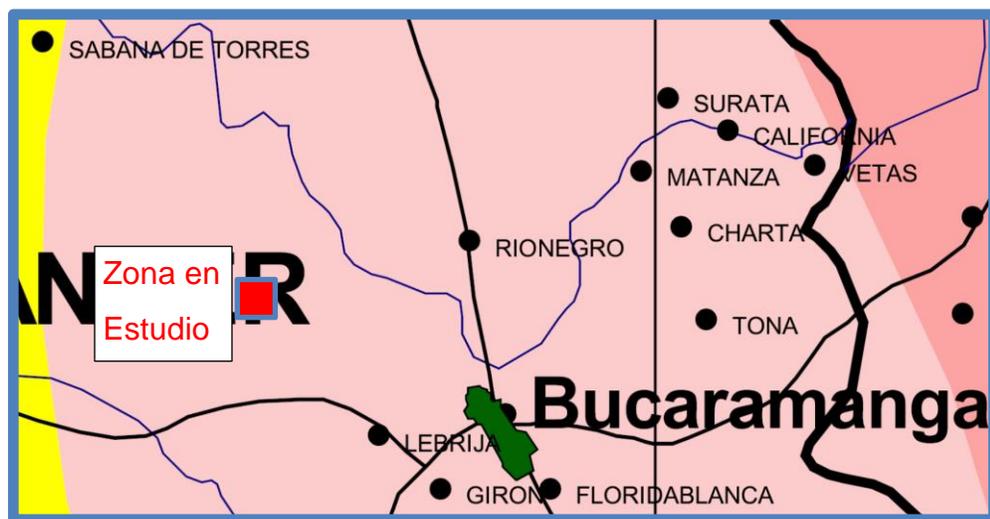
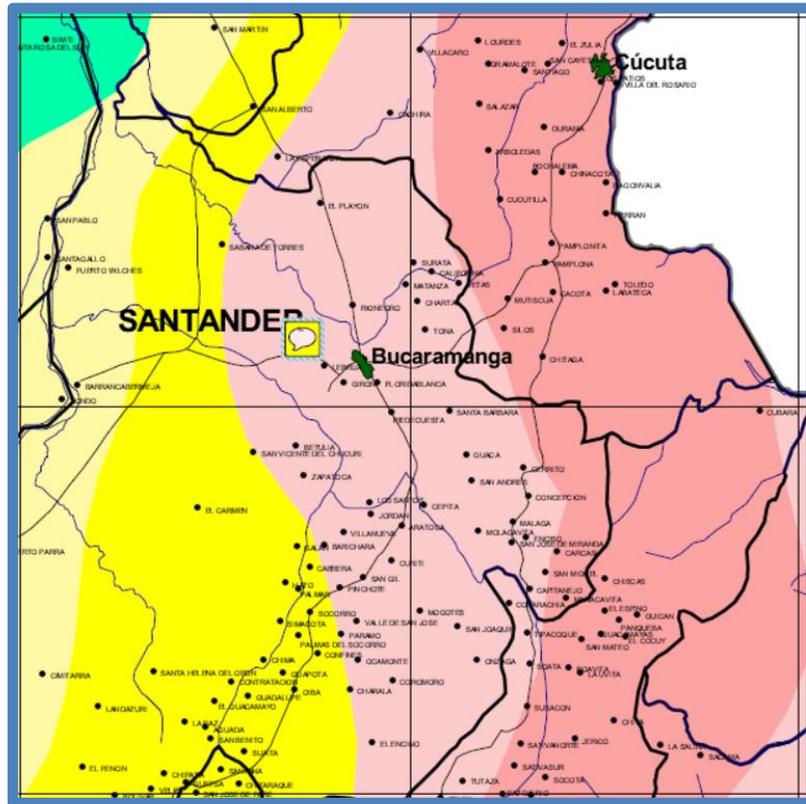
Con base en la información del servicio Geológico Colombiano se pudo identificar varios sitios en donde se han sentido, con una intensidad importante, una serie de sismos cuyos epicentros se localizan a lo largo y ancho de Colombia.

Figura 24. Mapa de Zonificación Sísmica y Valores de Aa 1999.



Fuente: Ingeominas – Servicio Geológico Colombiano

Figura 25. Ubicación sobre el Mapa de Zonificación Sísmica de la Zona en Estudio



Fuente: Ingeominas – Servicio Geológico Colombiano

Figura 26. Valor de A_a de acuerdo con la Zonificación Sísmica de la Zona en Estudio

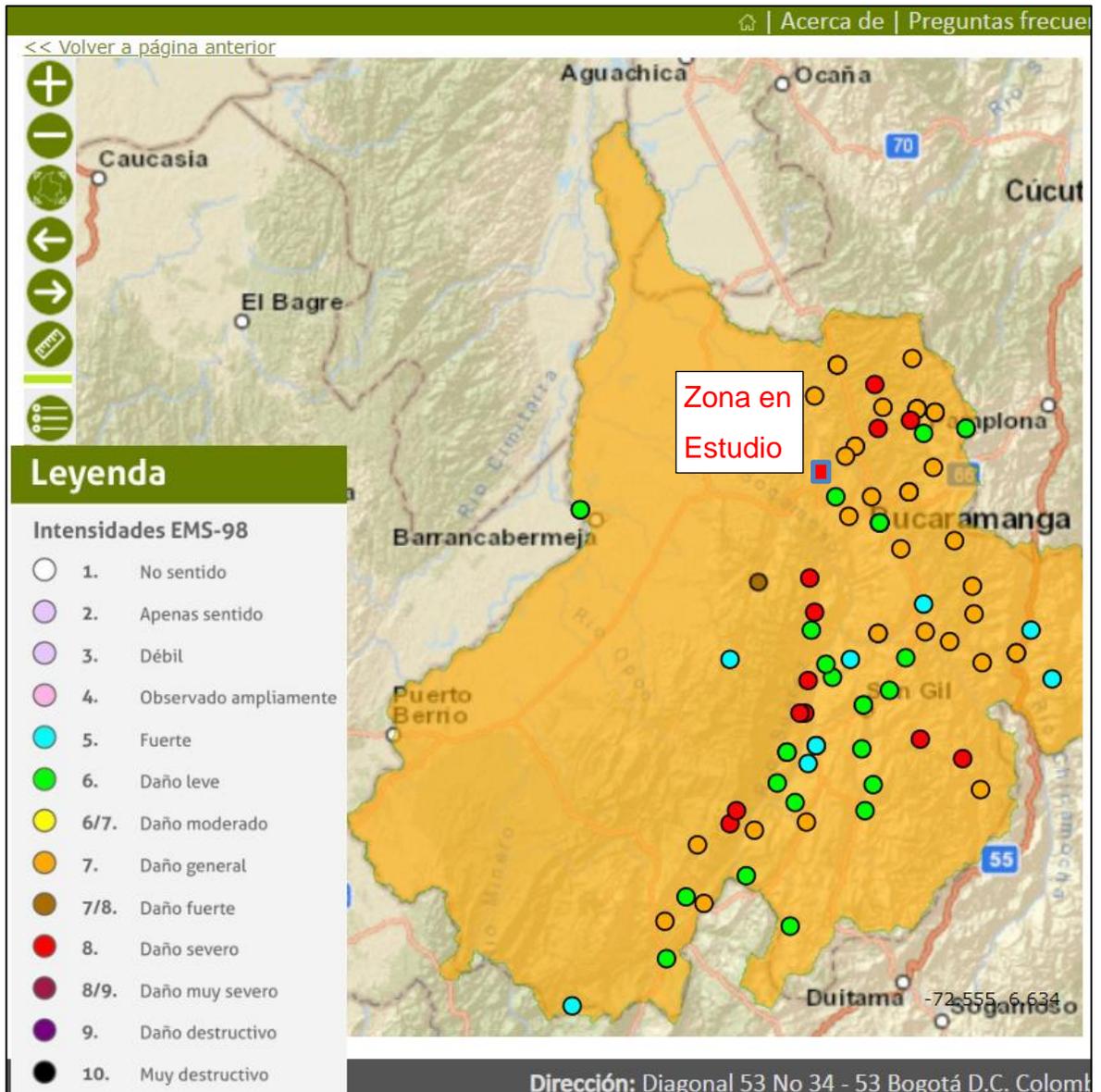
REGIÓN	A_a	ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA
	0.05	Baja
	0.075	
	0.10	
	0.15	Intermedia
	0.20	
	0.25	Alta
	0.30	
	0.35	
	0.40	

Fuente: Ingeominas – Servicio Geológico Colombiano

Estos sitios se localizan de la zona bajo estudio a una distancia que varía entre 14 y 50 kilómetros, y al verificar los epicentros de estos sismos se pudo identificar que en muchos casos las distancias entre el epicentro y la zona bajo estudio era menor que la distancia entre el epicentro y el sitio donde se midió la intensidad del sismo. Esta condición materializa la alta sismicidad y la alta amenaza sísmica que se debe considerar para el sector del coluvión de Palo Coposo.

En la revisión de datos históricos realizada no se encontraron sismos asociados a la familia de fallas que se localizan en la zona bajo estudio. Además de acuerdo con la información de campo entregada por los habitantes del sector se puede decir que estas fallas no presentan una actividad importante en los últimos años.

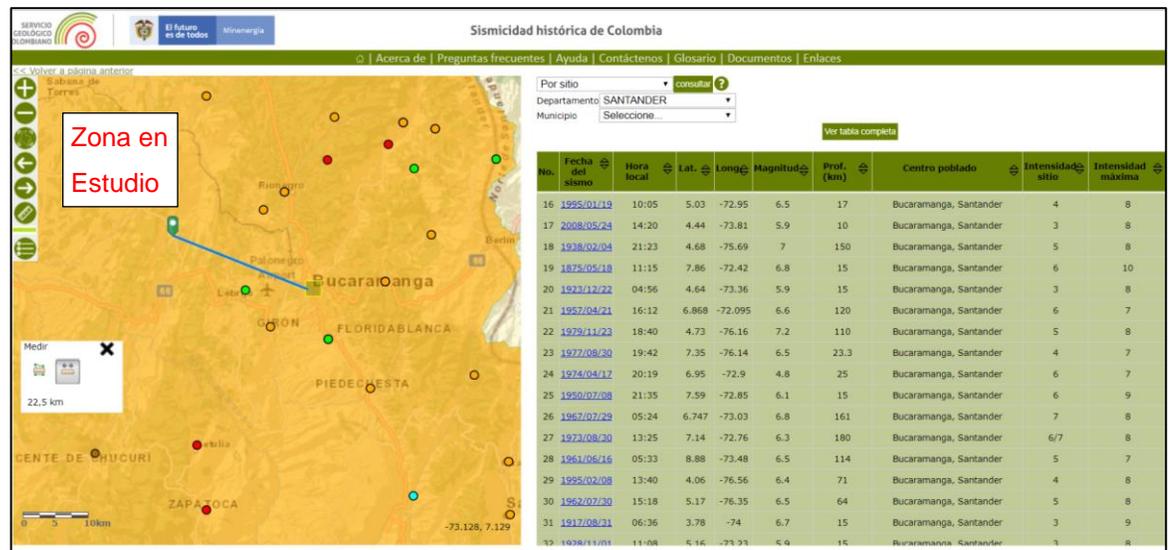
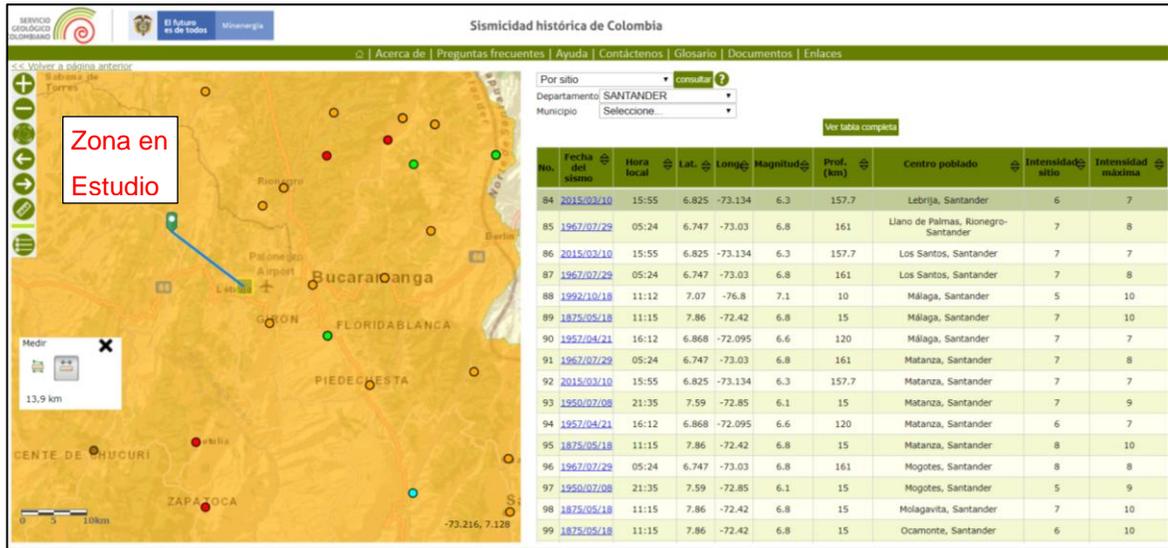
Figura 27. Sismos sentidos en diversos sectores de Santander y sus intensidades



Fuente: Servicio Geológico Colombiano.

<http://sish.sgc.gov.co/visor/sesionServlet?metodo=irAMunicipio&idDepartamento=68&idMunicipio=68001&cuadranteXMin=&cuadranteXMax=&cuadranteYMin=&cuadranteYMax=>

Figura 28. Distancia desde la zona bajo estudio hasta el sitio donde se sintieron los sismos.



Fuente: Servicio Geológico Colombiano.

<http://sish.sgc.gov.co/visor/sesionServlet?metodo=irAMunicipio&idDepartamento=68&idMunicipio=68001&cuadranteXMin=&cuadranteXMax=&cuadranteYMin=&cuadranteYMax=>

Figura 29. Ubicación Epicentros Sismos sentidos en Bucaramanga.



No.	Fecha del sismo	Hora local	Lat.	Long.	Magnitud	Prof. (km)	Centro poblado	Int. sitio	Int. Máx.	Área epicentral
6	1955/06/26	07:50	7.59	-72.85	6.1	15	Bucaramanga	6	9	Córdoba
7	1950/07/08	21:35	7.59	-72.85	6.1	15	Bucaramanga	6	9	Arboledas, Norte De Santander
8	1957/04/21	16:12	6.868	-72.095	6.6	120	Bucaramanga	6	7	Málaga, Santander
9	1961/06/16	05:33	8.88	-73.48	6.5	114	Bucaramanga	5	7	Ocaña, Norte De Santander
10	1962/07/30	15:18	5.17	-76.35	6.5	64	Bucaramanga	5	8	Eje Cafetero, Colombia
11	1967/02/09	10:24	2.85	-74.8	7	36	Bucaramanga	3	10	Colombia, Huila
12	1967/07/29	05:24	6.747	-73.03	6.8	161	Bucaramanga	7	8	Betulia, Santander
13	1973/08/30	13:25	7.14	-72.76	6.3	180	Bucaramanga	6/7	8	Convención, Norte De Santander
14	1974/04/17	20:19	6.95	-72.9	4.8	25	Bucaramanga	6	7	Guaca, Santander
15	1977/08/30	19:42	7.35	-76.14	6.5	23.3	Bucaramanga	4	7	Apartadó, Antioquia
16	1979/11/23	18:40	4.73	-76.16	7.2	110	Bucaramanga	5	8	Eje Cafetero, Colombia
17	1995/01/19	10:05	5.03	-72.95	6.5	17	Bucaramanga	4	8	Tauramena, Casanare
18	1995/02/08	13:40	4.06	-76.56	6.4	71	Bucaramanga	4	8	Calima (darien), Valle Del Cauca
19	2008/05/24	14:20	4.44	-73.81	5.9	10	Bucaramanga	3	8	Quetame, Cundinamarca
20	2015/03/10	15:55	6.825	-73.134	6.3	157.7	Bucaramanga	5	7	Los Santos, Santander

Fuente: Servicio Geológico Colombiano.

<http://sish.sgc.gov.co/visor/sesionServlet?metodo=irAMunicipio&idDepartamento=68&idMunicipio=68001&cuadranteXMin=&cuadranteXMax=&cuadranteYMin=&cuadranteYMax=>

3. ESTUDIOS Y ENSAYOS DE CAMPO

3.1 INFORMACIÓN GEOTECNICA DE ZONAS CERCANAS AL SITIO BAJO ESTUDIO - INFORMACIÓN SECUNDARIA.

Entre el año 2015 y 2017 Promioriente adelantó un estudio de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo de sus gasoductos. Dentro de la fase 2 se incluyó la realización de sondeos, ensayos de campo y ensayos de laboratorio que permitieran la realización de una caracterización general de los suelos por donde discurren los gasoductos de Promioriente y con base en esta información poder realizar modelos de equilibrio límite para verificar estabilidad de las laderas.

Dentro de los sitios donde se modeló el comportamiento de las laderas, y que por lo tanto se cuenta con información de propiedades como el peso unitario, el ángulo de fricción y la cohesión, tenemos los siguientes:

Figura 30. Ubicación General Tramo 9 y 10 con relación a la zona de estudio



Fuente: Google Earth

3.1.1 Tramo 9 Perfil 9. Ubicado a unos 200 metros hacia el norte del coluvión de palo coposo, sitio específico bajo estudio. Allí se encontró suelo residual de la formación Umir y la roca de esta misma formación.

Tabla 1. Propiedades Físico - Mecánicas suelos zona tramo 9 - perfil 9 AVR

Estrato	Peso unitario (KN/m ³)	Angulo de fricción (°)	Cohesión (KN/m ²)
Residual	18.60	23.93	13.73
Roca	21.00	41.52	46.00

Fuente: Promioriente. Informe realizados por ED Ingeotecnica

3.1.1 Tramo 10 Perfil 10. Ubicado a unos 500 metros hacia el sur del coluvión de palo coposo, sitio específico bajo estudio. Allí se encontró suelo coluvial, Saprolito de la formación Umir y roca de esta misma formación.

Tabla 2. Propiedades Físico - Mecánicas suelos zona tramo 10 - perfil 10 AVR

Estrato	Peso unitario (KN/m ³)	Angulo de fricción (°)	Cohesión (KN/m ²)
Coluvial	16.90	28.30	9.81
Saprolito	19.12	38.84	38.00
Roca	21.00	40.80	45.00

Fuente: Promioriente. Informe realizados por ED Ingeotecnica

3.2 INFORMACIÓN GEOTECNICA ESPECÍFICA DEL SITIO

3.2.1 Sondeos. Con el fin de caracterizar los suelos presentes en el sector, identificar claramente los límites de cada uno de los estratos y la presencia del nivel freático, se realizaron dos sondeos sobre el coluvión de Palo Coposo en el mes de agosto de 2019.

Los sondeos tuvieron una profundidad de 15 metros cada uno, con recuperación de muestras, con ensayo SPT en los estratos donde era posible y rotando para pasar los estratos duros o los cantos de areniscas.

Las características generales del ensayo SPT y de los equipos utilizados son:

- Muestras de suelo en cuchara partida.
- Peso del martillo: 140 libras
- Altura de caída: 76 centímetros
- Diámetro exterior del tubo: 50.8 mm
- Diámetro interior del muestreador en la punta: 34.93 mm
- Longitud del tubo: 75 centímetros
- Penetración: 3 intervalos de 15 centímetros cada uno (6")
- N de diseño: Sumatoria de los golpes de los últimos 30 centímetros (12")
- Rechazo: Más de 50 golpes para 15 centímetros (6")

Figura 31. Ubicación General Sondeo 1 y 2



Fuente: Google Earth

A continuación se presentan los resultados obtenidos de los sondeos y la descripción de cada estrato

Tabla 3. Resultados Ensayo SPT No1 y Descripción de la muestra

Prof. (m)	N (golpes/pie)	Descripción
0.5	6	Suelo coluvial compuesto por arcillas con algo de limo, poco permeables, de consistencia medio firme, húmeda, de color marrón claro, con trazas amarillo naranja y gris.
1.0	8	
1.5	6	Suelo coluvial compuesto por arcillas con gravas y guijarros angulosos, algo permeables, de consistencia blanda, húmedas, de color marrón amarillento, gris amarillo. Hacia la base fragmentos de arcillolitas grises oscuras y material vegetal.
2.0	3	
2.5	6	
3.0	5	
3.5	8	
4.0	32	
4.5	46	Suelo residual compuesto por arcillas, poco permeable, de consistencia duras a muy duras, algo húmedas, de color gris oscuro, gris violáceo, gris claro, con algunas trazas naranja.
5.0	80	
5.5	65R	
6.0	RT	Suelo residual compuesto por arcillas limosas, poco permeables, de consistencia muy duras, algo húmedas, de color gris a gris oscuro con trazas amarillas, localmente se tornan violáceas.
6.5	RT	
7.0	117R	Suelo residual compuesto por arcillas, poco permeables, de consistencia muy dura, de color gris con tonalidades rojas violáceas.
7.5	RT	No se recuperó muestra
8.0	RT	
8.5	RT	
9.0	120R	Suelo residual compuesto por arcilla con algo de limo, poco permeable, de consistencia muy dura, algo húmeda, de color gris verdoso con trazas amarillas y violeta.
9.5	RT	No se recuperó muestra
10.0	RT	
10.5	RT	
11.0	RT	
11.5	45	Suelo residual compuesto por arcilla limosa, poco permeable, de consistencia muy dura, algo húmeda, de color gris verdoso, con trazas marrón violáceo.
12.0	110R	
12.5	RT	No se recuperó muestra
13.0	RT	
13.5	TR	
14.0	103R	Suelo residual compuesto por arcilla limosa, poco permeable, de consistencia dura, algo húmedos, de color gris azulado, violeta rojizo con trazas amarillas.
14.5	RT	No se recuperó muestra
15.0	RT	

Fuente: Promioriente. Ensayos realizados por ED Ingeotecnia

Tabla 4. Resultados Ensayo SPT No2 y Descripción de la muestra

Prof. (m)	N (golpes/pie)	Descripción
0.5	8	Suelo coluvial compuesto por arcilla con algo de limo, poco permeable, de consistencia medio firme, algo húmeda, de color marrón oscuro.
1.0	8	
1.5	4	Suelo coluvial compuesto por arcilla con gravas angulosas, algo permeables, de consistencia medio firme, húmedas, de color gris claro con tonalidades rojas.
2.0	8	
2.5	10	
3.0	51	Suelo coluvial compuesto por arcillas con algo de limo, poco permeable, de consistencia muy dura, algo húmeda, de color marrón oscuro y violeta rojizo.
3.5	68	
4.0	114R	
4.5	RT	
5.0	RT	Suelo residual compuesto por arcilla limosa, poco permeable, de consistencia muy dura, algo húmeda, de color gris oscuro, marrón amarillento y tonalidades violeta rojizo.
5.5	RT	
6.0	67	
6.5	97R	Suelo residual compuesto por arcilla poco permeable, de consistencia muy dura, algo húmeda, de color marrón oscuro y violeta rojizo.
7.0	RT	
7.5	RT	
8.0	RT	
8.5	54	
9.0	75R	
9.5	RT	
10.0	RT	Suelo residual compuesto por arcillas poco permeables, de consistencia muy duras, algo húmedas de color gris.
10.5	RT	
11.0	48	Suelo residual compuesto por arcilla limosa, algo permeable, de consistencia dura a muy dura, algo húmeda, de color café rojizo, gris, Vinotinto y gris oscuro y violeta
11.5	114R	
12.0	RT	No se recuperó muestra
12.5	RT	
13.0	RT	
13.5	54	Suelo residual compuesto por arcilla algo permeable, de consistencia muy dura, algo húmeda, de color gris medio, con tonos rosados y violáceos
14.0	75R	
14.5	RT	No se recuperó muestra
15.0	RT	

Fuente: Promioriente. Ensayos realizados por ED Ingeotecnia

De acuerdo con los resultados de los ensayos se puede identificar claramente que el estrato de suelo coluvial tiene un espesor de entre 3.5 y 5 metros y está conformado por suelos arcillosos con algo de limos, gravas y guijarros. En el anexo 1 se presenta una descripción fotográfica de las muestras recuperadas.

Tabla 5. Valores N de los ensayos SPT en el sondeo No1

SONDEO 1	
Profundidad (m)	N (Golpes/pie)
0.5	6
1	8
1.5	6
2	3
2.5	6
3	5
3.5	8

Fuente: Promioriente. Ensayos realizados por ED Ingeotecnia

Tabla 6. Valores N de los ensayos SPT en el sondeo No2

SONDEO 2	
Profundidad (m)	N (Golpes/pie)
0.5	8
1	8
1.5	4
2	8
2.5	10
3	51
3.5	68
4	114R

Fuente: Promioriente. Ensayos realizados por ED Ingeotecnia

Revisando los resultados obtenidos para el valor de N en el estrato de suelo coluvial, se observan unos valores con una baja dispersión y con un promedio de N=7.

Tabla 7. Correlaciones SPT

N SPT	Consistencia	Su kg/cm²	E'_{sec} kg/cm²	G_{sec} kg/cm²	E kg/cm²	ν
0 a 2	Muy Blanda (very Soft)	< 0.125			3	
2 a 4	Blanda (Soft)	0.125 - 0.25	9.76 – 146.5	4.88 – 58.59	30	0.35-0.4
4 a 8	Medio Firme (Medium Stiff)	0.25 - 0.5	146.5 – 488.25	58.59 – 146.48	45 - 90	0.3-0.35
8 a 15	Firme (Stiff)	0.5 - 1	488.25 – 976.50	146.48 – 390.60	90 - 200	0.25-0.3
15 a 30	Muy Firme (Very Stiff)	1 - 2			200	0.2-0.25
>30	Dura (Extremely Stiff)	> 2			200	

Fuente: Soil Mechanics Fundamentals, Muni Budhu, Imperial Edition.

De acuerdo con la Tabla 7, obtenida para correlacionar valores de N de SPT con otras propiedades del suelo, podemos inferir las siguientes características sobre el suelo coluvial arcilloso:

- Consistencia Medio Firme
- Resistencia al corte no drenada entre 0.25 - 0.5 Kg/cm²
- Resistencia a la compresión Inconfinada 0.5 - 1 Kg/cm²
- Relación de Poisson entre 0.3 y 0.35

Utilizando como referencia el artículo de July E. Carmona Alvares y Juan C. Ruge Cárdenas en la revista Tecno Lógicas, usaremos un factor multiplicador de 0.75 para encontrar el N corregido por energía (N₆₀) teniendo en cuenta que los sondeos se realizaron con una maquina tipo Donut accionada con polea y soga. Es

importante resaltar que este es un factor conservador para la técnica y que lo ideal sería conocer el factor propio del equipo utilizado, sin embargo no se contaba con esta calibración del equipo.

Para la corrección por Confinamiento (Cn) se utiliza la ecuación de Seed-Idriss y el K de Marcuson.

$$Cn = 1 - K \times \text{Log}Rs$$

EC 1

$$K = 1.41 \text{ para } Rs < 1; K = 0.92 \text{ para } Rs \geq 1$$

Tabla 8. Eficiencias Promedio y corrección para energía – Eref=60%

País	Martillo de golpeo		E (%)	C (factor multiplicador)	Referencia
	Tipo	Accionamiento			
Argentina	<i>Donut</i>	Polea-soga	45	0,75	Seed <i>et al</i> [17]
Brasil	Guía interna	Manual	72	1,2	Décourt [23]
China	<i>Donut</i>	Caída libre	60	1,0	Seed <i>et al</i> [17]
Colombia	<i>Donut</i>	Polea-soga	45	0,75	González [7]
Japón	<i>Donut</i>	Caída libre	85	1,40	Riggs [24]
	<i>Donut</i>	Polea-soga	68	1,13	
Paraguay	Guía interna	Manual	72	1,20	-----
Reino Unido	<i>Donut</i>	Caída libre	60	1,0	Skempton [6]
	<i>Donut</i>	Polea-soga	50	0,83	
	<i>Donut</i>	Polea-soga	45	0,75	
EUA	Seguridad	Polea-soga	60	1,0	Seed <i>et al</i> [17]
	Seguridad	Caída libre	85	1,40	Riggs [24]
Venezuela	<i>Donut</i>	Polea-soga	43	0,72	-----

Fuente: Revista Tecno Lógica. ISSN 0123-7799, Vol. 18, No. 35, pp. 93-104, Julio-diciembre 2015

Tabla 9. Corrección de N por energía y confinamiento Sondeo 1

SONDEO 1					
Profundidad (m)	N _{Campo} (Golpes/pie)	N ₄₅ (Golpes/pie)	N ₆₀ (Golpes/pie)	Cn Idriss	N ₁₆₀ (Golpes/pie)
0.5	6	6	4.5	2.00	9
1	8	8	6.0	2.00	12
1.5	6	6	4.5	1.82	8
2	3	3	2.3	1.64	4
2.5	6	6	4.5	1.50	7
3	5	5	3.8	1.39	5
3.5	8	8	6.0	1.30	8
4	32	32	24.0	1.21	29
4.5	46	46	34.5	1.14	39
5	80	80	60.0	1.08	65
5.5	65R	65	48.8	1.02	50
6	RT	RT	RT	0.98	RT
6.5	RT	RT	RT	0.94	RT
7	117R	117	88	0.92	81
7.5	RT	RT	RT	0.89	RT
8	RT	RT	RT	0.86	RT
8.5	RT	RT	RT	0.84	RT
9	120R	120	90	0.81	73
9.5	RT	RT	RT	0.79	RT
10	RT	RT	RT	0.77	RT
10.5	RT	RT	RT	0.75	RT
11	RT	RT	RT	0.73	RT
11.5	45	45	34	0.72	24
12	110R	110	83	0.70	58
12.5	RT	RT	RT	0.68	RT
13	RT	RT	RT	0.67	RT
13.5	RT	RT	RT	0.65	RT
14	103R	103	77	0.64	49
14.5	RT	RT	RT	0.62	RT
15	RT	RT	RT	0.61	RT

Fuente: El Autor

Tabla 10. Corrección de N por energía y confinamiento Sondeo 1

SONDEO 2					
Profundidad (m)	N_{Campo} (Golpes/pie)	N₄₅ (Golpes/pie)	N₆₀ (Golpes/pie)	Cn Idriss	N₁₆₀ (Golpes/pie)
0.5	8	8	6	2.00	12
1	8	8	6	2.00	12
1.5	4	4	3	1.82	5
2	8	8	6	1.64	10
2.5	10	10	8	1.50	12
3	51	51	38	1.39	53
3.5	68	68	51	1.30	66
4	114R	114	86	1.21	104
4.5	RT	RT	RT	1.14	RT
5	RT	RT	RT	1.08	RT
5.5	RT	RT	RT	1.02	RT
6	67	67	50	0.98	49
6.5	97R	97	73	0.95	69
7	RT	RT	RT	0.92	RT
7.5	RT	RT	RT	0.89	RT
8	RT	RT	RT	0.86	RT
8.5	54	54	41	0.84	34
9	75R	75	56	0.82	46
9.5	RT	RT	RT	0.79	RT
10	RT	RT	RT	0.77	RT
10.5	RT	RT	RT	0.75	RT
11	48	48	36	0.74	26
11.5	114R	114	86	0.72	62
12	RT	RT	RT	0.70	RT
12.5	RT	RT	RT	0.68	RT
13	RT	RT	RT	0.67	RT
13.5	54	54	41	0.65	27
14	75R	75	56	0.64	36
14.5	RT	RT	RT	0.63	RT
15	RT	RT	RT	0.61	RT

Fuente: El Autor

Utilizando el método de evaluación presentado por Álvaro Gonzales en la X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana 1999, y bajo la premisa que este método entrega resultados muy razonables para suelos granulares y menos aproximados para suelos finos o cohesivos, se calcularon a partir de los resultados del SPT los parámetros efectivos de resistencia C' y ϕ' para el suelo cohesivo y para el residual, obteniendo los siguientes resultados, que al ser comparados contra los que arrojan los ensayos de corte directo, dan valores muy aproximados para el ángulo de fricción efectivo pero un poco distantes para la cohesión efectiva.

Tabla 11. Resultados parámetros de resistencia por Corte Directo y por Correlación

	Angulo Fricción ϕ' (°)		Cohesión C' (kPa)	
	Corte Directo	Correlación N	Corte Directo	Correlación N
Coluvial S1	26.44	24.83	24.52	0.6
Residual S2	31.24	31.12	14.71	28.7

Fuente: El Autor

3.2.2 Ensayos de Campo. Se realizaron dos ensayos de permeabilidad en campo para tratar de caracterizar las condiciones de infiltración que se tienen en el sector del coluvión y así identificar la profundidad de posibles niveles freáticos colgados durante los eventos de lluvia.

- Calicata de 45x30 centímetros, a una profundidad de 60 cm
- Tubería de 9 cm de diámetro hasta una profundidad de 1.5 metros.

Tabla 12. Resultados Ensayos de Permeabilidad de Campo

Ensayo	Permeabilidad (cm/s)	
	No Saturada	Saturada
Sondeo	0.17	0.14
Calicata	0.81	0.4

Fuente: Promioriente. Ensayos realizados por ED Ingeotecnia

Tabla 13. Conductividad Hidráulica para suelos Saturados

Suelo	Permeabilidad (cm/s)	Drenaje
Gravas Limpias (GW, GP)	>1	Muy Bueno
Arenas limpias, mezcla de arenas y gravas limpias (SW,SP)	$1 - 10^{-3}$	Bueno
Arena fina, limos, mexclas de arena, limo y archilla (SM-SC)	$10^{-3} - 10^{-5}$	Pobre
Limo, limo arcilloso (MH, ML)	$10^{-5} - 10^{-7}$	Pobre
Arcillas homogéneas (CL,CH)	10^{-7}	Muy Pobre

Fuente: Soil Mechanics Fundamentals, Muni Budhu, Imperial Edition.

De acuerdo con los resultados obtenidos en los ensayos de campo y utilizando como referencia la Tabla 13 se puede establecer que el suelo del material coluvial presenta unas propiedades de permeabilidad similares a las encontradas en las arenas limpias, sin embargo la pregunta es, ¿cómo se explica este comportamiento si de acuerdo con los ensayos realizados el suelo coluvial está conformado por arcillas de alta plasticidad?. Una posible respuesta podría ser que este es un suelo en constante movimiento y con alta presencia de grietas que puede hacer que pese a la condición impermeable de la matriz de suelo arcilloso, el agua fluye rápidamente entre las grietas del suelo.

3.2.3 Ensayos de Laboratorio. Utilizando algunas de las muestras recuperadas de los sondeos se procedió a realizar los siguientes ensayos de laboratorio para establecer de forma directa algunas propiedades del suelo coluvial y del suelo residual al momento de estudiar su comportamiento y determinar los modelos de equilibrio límite y del módulo de elementos finitos para el análisis FEA Steady State:

- Análisis granulométrico por Tamizado.
- Determinación de contenido de humedad.
- Determinación de límites líquido, Plástico e índice de plasticidad
- Peso Unitario
- Resistencia al corte directo UU con muestra remoldeada.

A continuación se presentan los resultados para cada uno de los ensayos realizados

Tabla 14. Resultados ensayos de laboratorio de clasificación

Sondeo	Prof. (m)	% W	% Gravas	% Arenas	% Finos	% L.L.	% L.P.	% I.P.	Clasif. S.U.C.S.
S1	1.50-2.50	20.77	0.00	0.00	100.00	71	29	42	CH
S1	8.50-9.00	12.74	0.00	0.00	100.00	76	27	49	CH
S2	4.00-5.50	26.05	0.00	0.00	100.00	68	29	39	CH
S2	13.00-14.00	6.85	0.00	0.00	100.00	86	32	55	CH

Fuente: Promioriente. Ensayos realizados por ED Ingeotecnia

Tabla 15. Resultados ensayos peso unitario

Sondeo	Profundidad	Peso Unitario Seco (g/cm ³)	Peso Unitario Húmedo (g/cm ³)
S1	2.50-3.50	1.32	1.76
S1	5.50-6.50	1.35	1.78
S2	4.0-5.50	1.65	1.76

Fuente: Promioriente. Ensayos realizados por ED Ingeotecnia

Tabla 16. Resultados ensayos corte directo

Sondeo	Profundidad	Ángulo de Fricción (°)	Cohesión (kPa)
S1	2.50-3.50	26.44	24.52
S1	5.50-6.50	23.45	16.67
S2	10.50-11.50	31.24	14.71

Fuente: Promioriente. Ensayos realizados por ED Ingeotecnia

De acuerdo con los resultados obtenidos para el límite líquido, límite plástico y el índice de plasticidad, y tomando como referencia la Tabla 17 y Tabla 18 obtenida de correlación del Soil Mechanics Fundamentals, se puede inferir que los minerales de montmorillonita no están presentes en un porcentaje tal que domine el comportamiento de la arcilla. Así mismo, se puede decir que esta arcilla pudiese presentar una mezcla compuesta por minerales de Illita y Caolinita.

Tabla 17. Correlación entre Límites de Attemberg y tipos de suelo y sus minerales

Tipo de suelo	LL (%)	PL (%)	PI (%)
Arena	No es un material plastico		
Limo	30-40	20-25	10-15
Arcilla	40-150	25-25	15-100
Minerales			
Caolinita	50-60	30-40	10-25
Illita	95-120	50-60	50-70
Montmorillonita	290-710	50-100	200-660

Fuente: Soil Mechanics Fundamentals, Muni Budhu, Imperial Edition.

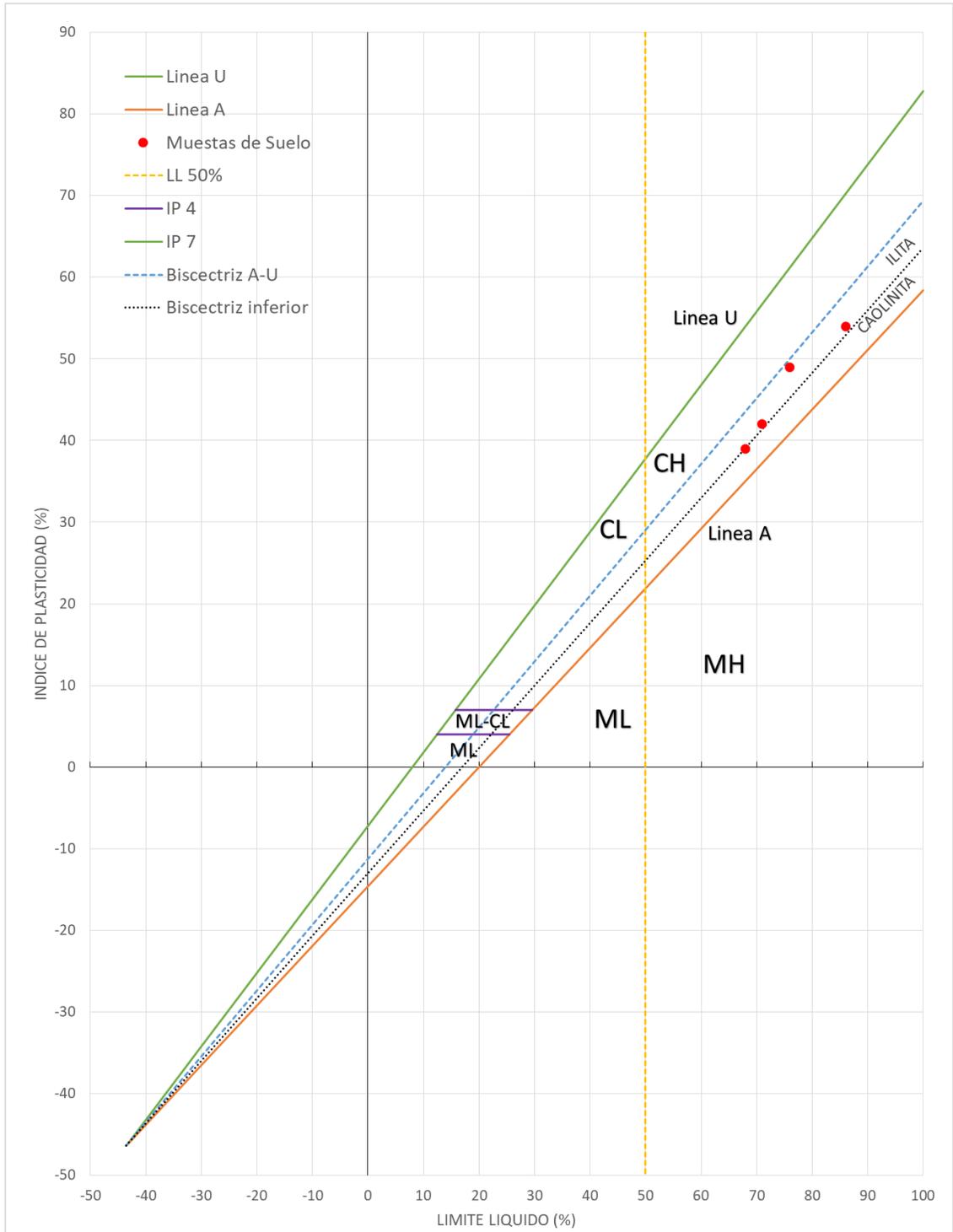
Tabla 18. Correlación entre Límites de Atterberg y tipos de suelo y sus minerales

Arcilla	LL (%)	PL (%)	LC (%)
Caolinita	30-100	25-40	25-29
Aloysita –2H ₂ O	35-55	30-45	
Aloysita –4H ₂ O	50-70	47-60	
Illita	60-120	35-60	15-17
Montmorillonita	100-900	50-100	8.5-15

Fuente: Mitchell 1976. Del Libro Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales-
Capítulo 5

Con el fin de inferir el tipo de mineral presente en la arcilla que compone el suelo coluvial y el suelo residual que subyace al coluvión, se construye la carta de plasticidad de Casagrande modificada por Mitchell tal como se aprecia en la Figura 32.

Figura 32. Carta de Plasticidad de Casagrande Modificada por Mitchell



Fuente: El Autor

De acuerdo con los resultados obtenidos en el análisis de la carta de Casagrande Modificada por Mitchell, se ratifica que los minerales presentes en las arcillas que componen estos suelos son predominantemente Caolinita e Illita, con mayor tendencia a comportarse como Illitas.

Si bien el análisis anterior no arroja resultados cuantitativos precisos, si ofrece una descripción cualitativa del posible comportamiento de estas arcillas. Las cuales podrían describirse como arcillas con baja o moderada expansividad (Capacidad de intercambio Catiónico) y relativamente estables.

El límite líquido de las muestras de suelo tomadas son iguales o superiores 68% lo que indica que son suelos con alta compresibilidad, así mismo el índice de plasticidad es superior o igual a 39% indicando suelos con muy alta plasticidad, finalmente el límite de contracción verificado utilizando el grafico de Casagrande modificado por Mitchell muestra valores mayores o iguales a 13% lo que indicaría suelos de baja expansividad.

En términos generales se puede identificar una masa de suelo coluvial matriz soportado y con un espesor entre 3 y 5 metros que suprayace a un suelo residual de la formación Umir con un espesor mayor a los 11 metros y subyaciendo a estos dos estratos se encontraría la roca de la formación Umir.

El material coluvial está conformado por una matriz de arcillas de la formación Umir, húmeda, poco permeable y de consistencia medio firme, con algunas gravas o guijarros de areniscas de grano fino muy duros posiblemente de la formación Lisama. Pese a la alta presencia de arcillas impermeables, el coluvión es altamente permeable posiblemente debido a su condición de material movido y presencia de grietas y micro-grietas que aumentan considerablemente la conductividad hidráulica. El suelo residual está compuesto por arcillas y arcillas limosas poco permeables y de consistencia muy dura.

Los resultados de los sondeos muestran de forma clara la superficie de contacto entre los dos estratos la cual se convierte en la superficie de falla por la cual se desplaza el coluvión.

Si bien en los sondeos no se evidenció la existencia de un nivel freático hasta los 15 metros de profundidad, esta situación se puede deber a la muy baja permeabilidad de los estratos de suelo residual que reducen la velocidad de llenado de la perforación. Es recomendable para futuros estudios, que luego de finalizada la perforación se instale un sistema de piezómetros que permita hacer seguimiento al comportamiento del nivel freático.

3.2.4 Geofísica. A continuación se presentan los resultados de la exploración Geofísica realizada en el sector en el mes de diciembre de 2018. Estos estudios fueron contratados por Promioriente con la empresa Ingeotecnia con el fin de caracterizar el material presente en el sector y determinar las condiciones de estabilidad.

Figura 33. Ubicación General de los ensayos de Geofísica



Fuente: Google Earth

3.2.4.1 Línea Sísmica 1. Las características del ensayo son:

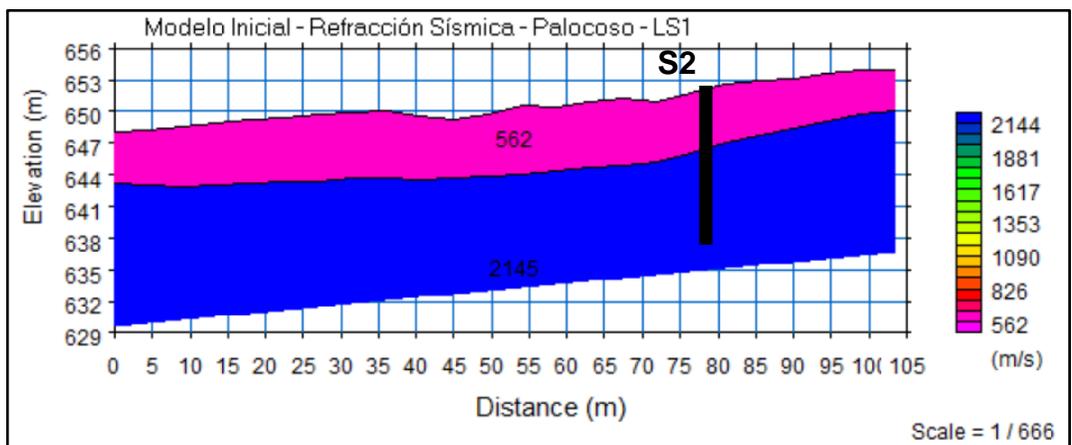
Longitud del tendido: 103.5 m

Espaciamiento entre geófonos: 4.5 m

Profundidad Confiable: 15 m para refracción y 25 para MAS W

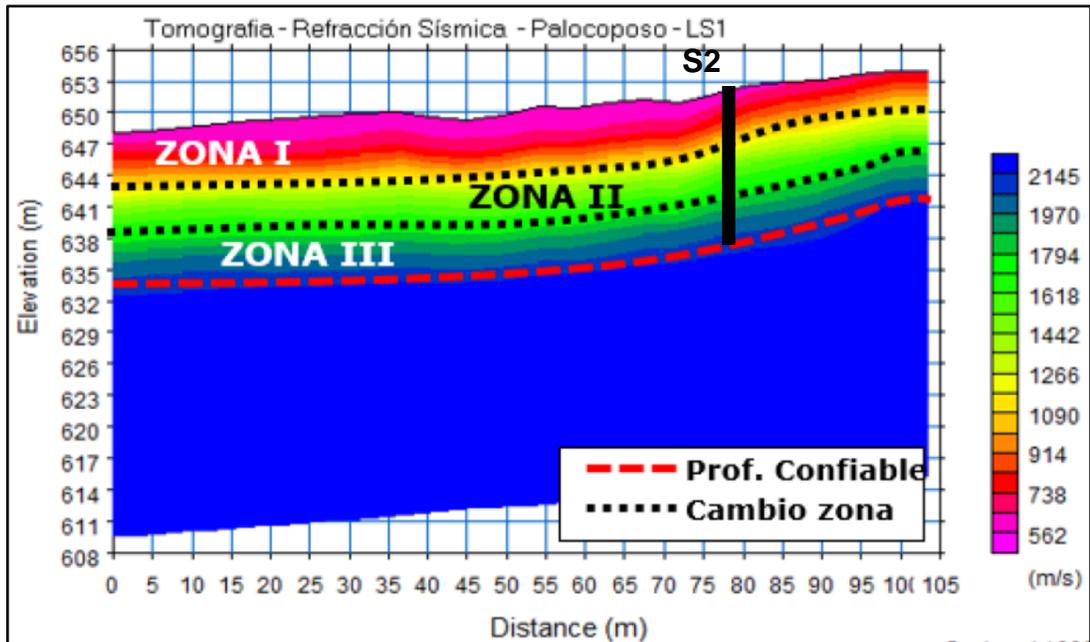
Terreno: Corresponde a una zona de topografía ondulada.

Figura 34. Modelo Bicapa Línea Sísmica 1



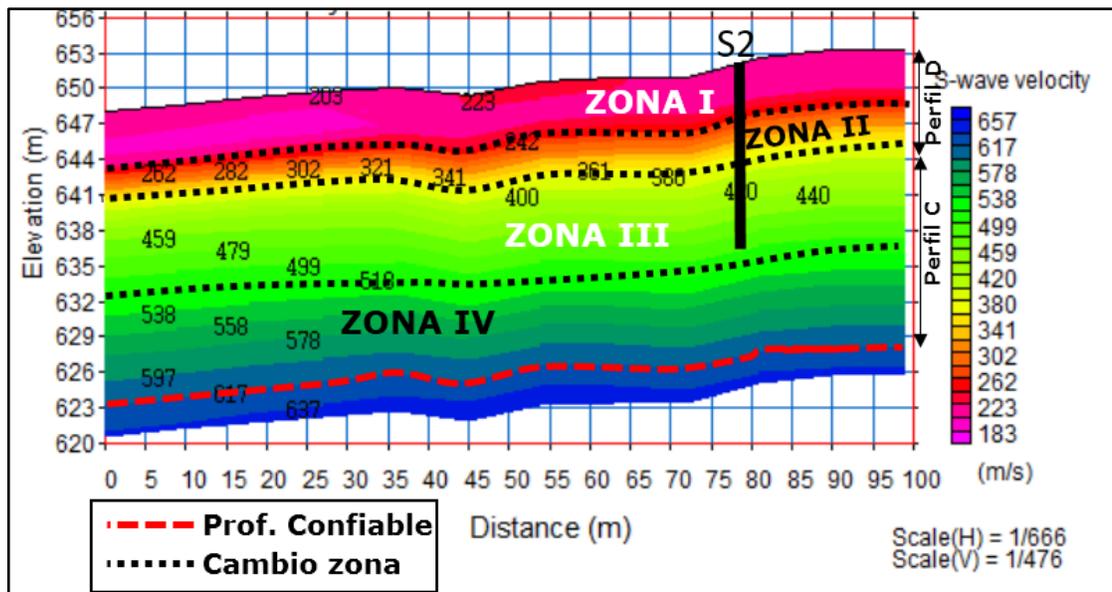
Fuente: Promioriente. Ensayos realizados por ED Ingeotecnia

Figura 35. Tomografía 2D Línea sísmica 1



Fuente: Promioriente. Ensayos realizados por ED Ingeotecnia

Figura 36. MAS-W 2D Línea sísmica 1



Fuente: Promioriente. Ensayos realizados por ED Ingeotecnia

De acuerdo con los resultados obtenidos en la línea sísmica 1 correlacionada con el sondeo 2 se puede describir el suelo del sector como:

Una zona con velocidades de onda S entre 180 y 350 m/s características de un perfil de suelo Tipo D de acuerdo con la NSR10, con un espesor entre 8 y 9 metros. De acuerdo con los resultados de los ensayos de onda P los primeros 3 a 5 metros estarían asociados con la masa coluvial de arcillas con alta plasticidad y consistencia medio firme, y el espesor restante está relacionado con suelo residual de la formación Umir conformado por arcillas limosas con consistencia muy dura. De acuerdo con las observaciones de campo, la zona coluvial contiene gravas y guijarros de arenisca duras angulares provenientes de la formación Lisama que suprayace a la formación Umir.

Una zona con velocidades de onda S entre 350 y 600 m/s características de un perfil de suelo Tipo C de acuerdo con la NSR10 en donde los primeros 7 a 8 metros se asocian a suelos residuales conformados por arcillas limosas de consistencia muy dura, iniciando al final de esta profundidad con un posible saprolito de consistencia muy dura de la formación Umir

3.2.4.2 Línea Sísmica 2. Las características del ensayo son:

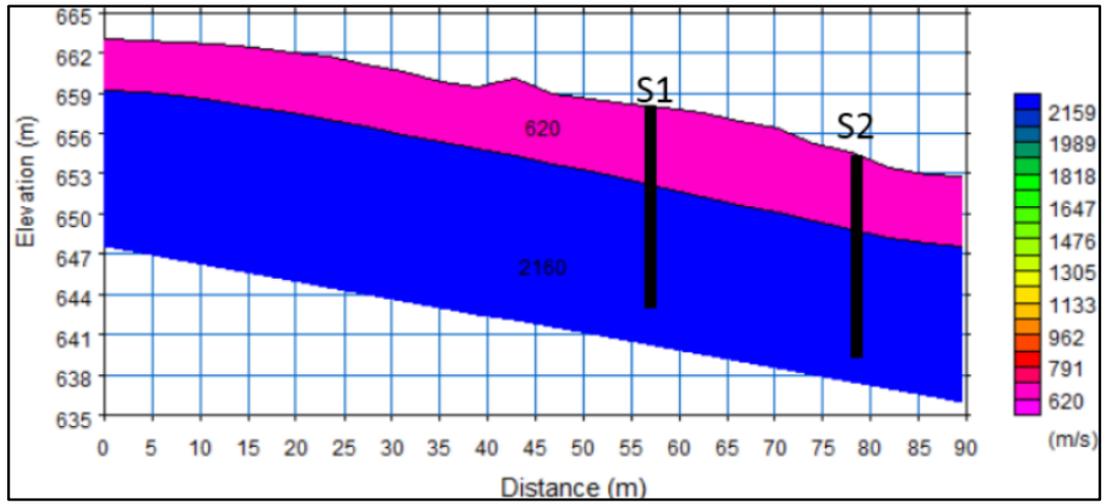
Longitud del tendido: 89.7 m

Espaciamiento entre geófonos: 3.9 m

Profundidad investigada: 15 m para refracción y 21 para MAS W

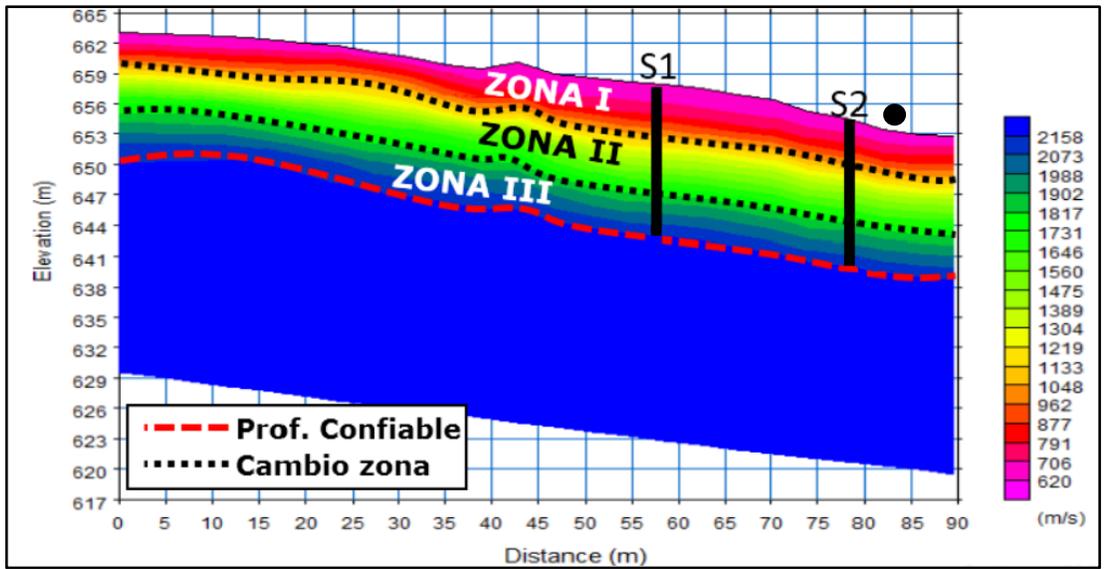
Terreno: Corresponde a una zona de topografía ondulada.

Figura 37. Modelo Bicapa Línea Sísmica 2



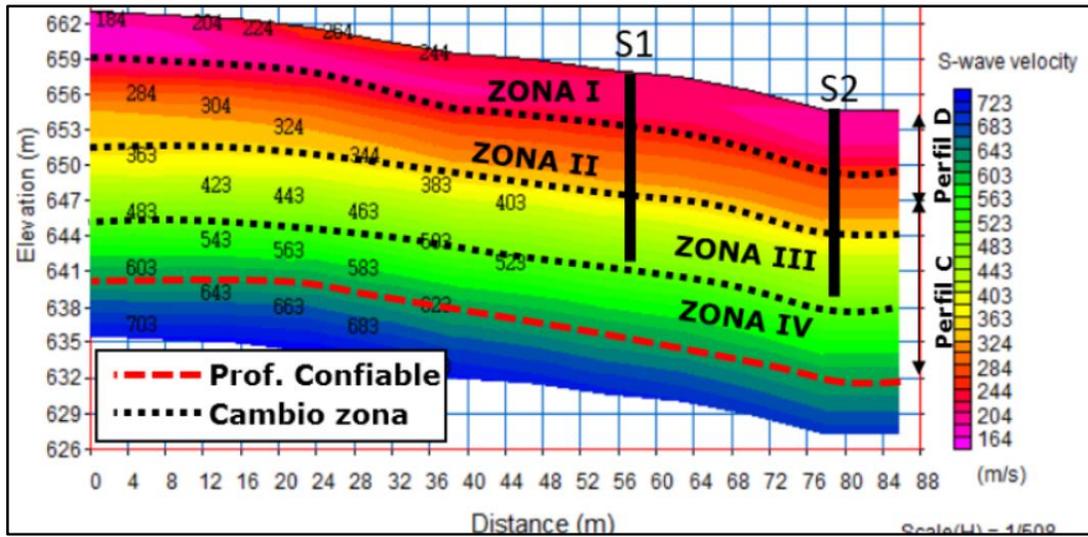
Fuente: Promioriente. Ensayos realizados por ED Ingeotecnia

Figura 38. Tomografía 2D Línea sísmica 2



Fuente: Promioriente. Ensayos realizados por ED Ingeotecnia

Figura 39. MAS-W 2D Línea sísmica 2



Fuente: Promioriente. Ensayos realizados por ED Ingeotecnia

De acuerdo con los resultados obtenidos en la línea sísmica 2 correlacionada con los sondeos 1 y 2 se puede describir el suelo del sector como:

Una zona con velocidades de onda S entre 160 y 350 m/s características de un perfil de suelo Tipo D de acuerdo con la NSR10, con un espesor entre 9 a 11 metros. De acuerdo con los resultados de los ensayos de onda P los primeros 3 a 5 metros estarían asociados con una masa coluvial de arcillas con alta plasticidad y consistencia medio firme, y el espesor restante está relacionado con suelo residual de la formación Umir conformado por arcillas limosas con consistencia muy dura. De acuerdo con las observaciones de campo, la zona coluvial contiene gravas y guijarros de arenisca duras angulares provenientes de la formación Lizama que suprayace a la formación Umir.

Una zona con velocidades de onda S entre 350 y 620 m/s características de un perfil de suelo Tipo C de acuerdo con la NSR10 en donde los primeros 6 metros se asocian a suelos residuales conformados por arcillas limosas de consistencia muy dura, iniciando al final de esta profundidad con un posible saprolito de consistencia muy dura de la formación Umir.

3.2.4.3 Tomografía Eléctrica. Las características del ensayo son:

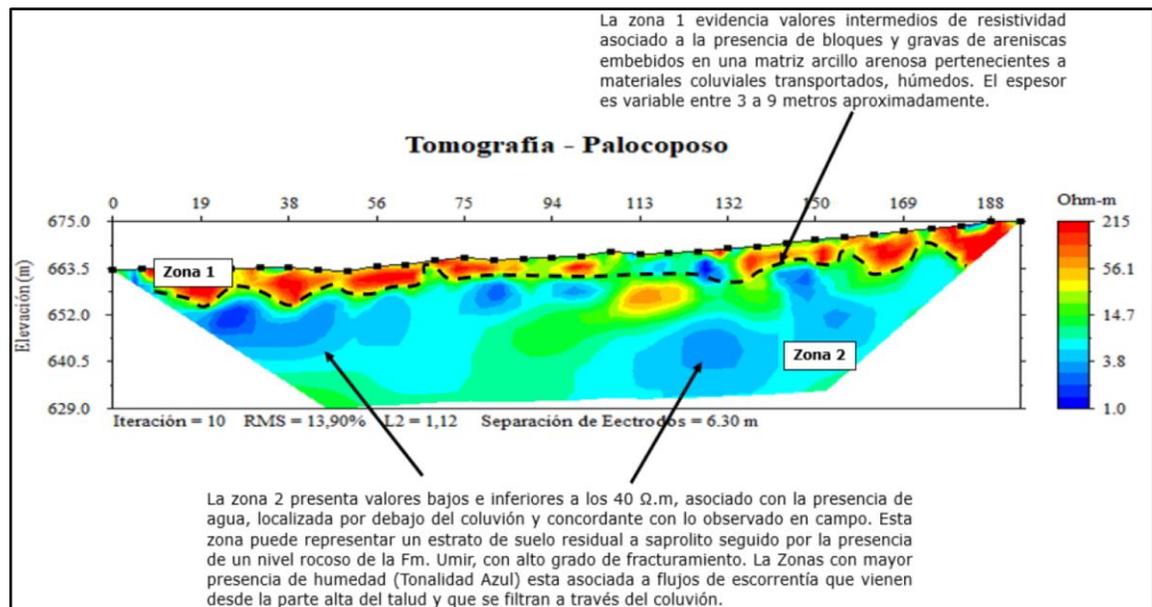
Longitud del tendido: 195.3 m

Espaciamiento entre Electroodos: 6.3 m

Profundidad investigada: 34 - 43 m

Terreno: Corresponde a una zona de topografía ondulada.

Figura 40. Tomografía Eléctrica



Fuente: Promioriente. Ensayos realizados por ED Ingeotecnia

“Se observan dos zonas. La Zona 1 evidencia valores de resistividad entre 60 a 215 Ohm-m, con espesor variable de hasta 9.0 metros y que se mantiene a lo largo del tendido, esta zona se asocia a un depósito coluvial compuesto por material arcillo-limoso con gravas angulosas. La Zona 2 presenta valores bajos entre 1 a 60 Ohm-m, asociados a materiales residuales o saprolitos con alta humedad, debido a la infiltración de las aguas de escorrentía a través del depósito coluvial.”¹⁹

¹⁹ Ingeotecnia. Informe Exploración Geofísica Sector Palocoposo, Gasoducto Payoa-Bucaramanga, Colombia, diciembre 2018

4. VERIFICACIÓN DE LA ESTABILIDAD GEOTECNICA DEL COLUVION

4.1 DETERMINACIÓN DE CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, MECÁNICAS Y DINÁMICAS DE LA LADERA PARA MODELAMIENTO

4.1.1 Topografía y perfiles de suelo para modelamiento. Con el fin de determinar la topografía de la zona bajo estudio se realizó un sobrevuelo con dron "EBEE" tomando fotografías de alta resolución. Este dron puede cubrir un área de hasta 12 km² en un solo vuelo automático y puede alcanzar una resolución de 1.5 cm por pixel.

Posteriormente se procesan las fotografías para elaborar un Ortofotomosaico con base en el cual se genera un modelo de elevación digital y se construyen las curvas de nivel de la zona bajo estudio. Vale la pena indicar que esta metodología se pudo aplicar en este caso y con una muy buena precisión debido a la poca presencia de especies arbóreas ya que en general la zona está conformada por potreros de pastos bajos.

Sobre la imagen con curvas de nivel se determinan 4 secciones transversales orientadas en el sentido del movimiento del coluvión de Palo Coposo. Después de revisar cada uno de los perfiles se escogió el perfil número 3 dado que es el más crítico por pendiente. Se utilizará este perfil para el modelamiento en el software de equilibrio límite, utilizando además el módulo de elementos finitos FEA.

Figura 41. Ortofotomosaico sector Coluvión de Palo Coposo



Fuente: El Autor

Figura 42. Curvas de nivel sobre Ortofotomosaico sector Coluvión de Palo Coposo



Fuente: El Autor

Figura 43. Secciones transversales



Fuente: El Autor

4.1.2 Perfiles estratigráficos. Los perfiles estratigráficos se describen a continuación.

Suelo Coluvial:

De acuerdo con los sondeos y los ensayos geofísicos realizados se establece que el espesor de la masa de suelo coluvial está entre 3 y 5 metros. Para la construcción de los modelos se utilizará de manera conservadora un espesor de 5 metros de coluvión.

Suelo Residual “maduro”:

De acuerdo con los sondeos y los ensayos geofísicos realizados se puede inferir la existencia de un suelo residual de la formación Umir que se denominará para el presente trabajo como suelo residual maduro, el cual presenta un espesor de capa entre 4 y 6 metros. Para la construcción de los modelos se utilizará de manera conservadora un espesor de 6 metros de suelo residual maduro.

Suelo Residual “joven”:

De acuerdo con los ensayos geofísicos realizados se puede inferir la presencia de un suelo residual joven de la formación Umir con un espesor promedio de 6 metros que será utilizado dentro del modelo.

Saprolito:

De acuerdo con los ensayos geofísicos se infiere que luego del suelo residual, a una profundidad de entre 15 y 17 metros, se encuentra un saprolito de la formación Umir el cual es incluido dentro del modelo.

4.1.3 Parámetros mecánicos para modelamiento. Se identificaron 4 estratos para la modelación de la ladera. A continuación se presenta cada uno de estos estratos con sus características:

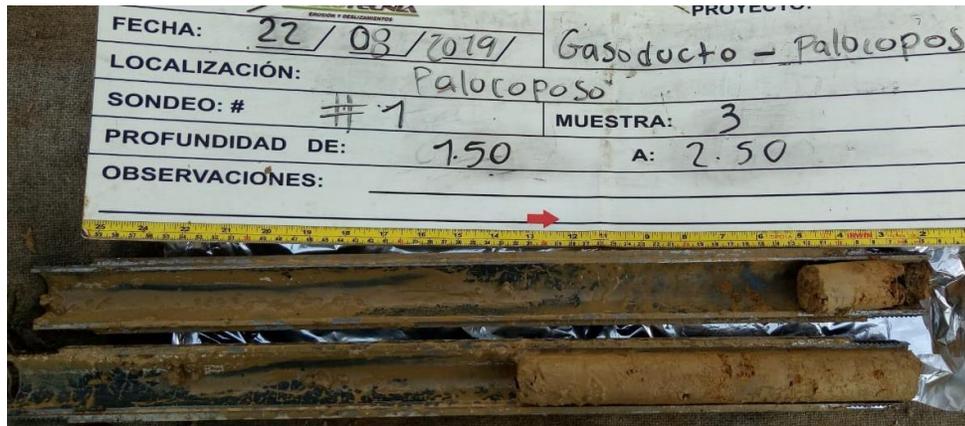
Tabla 19. Parámetros mecánicos a utilizar en el modelo de Equilibrio Límite

SUELO	DENSIDAD (KN/m3)	COHESIÓN (KN/m2)	ANGULO FRICCIÓN	OBSERVACION
Coluvión	16.90	9.81	28.30	Tomado de Estudio AVR. Tramo 10 Perfil 10
Coluvión Saturado	18.90	9.81	28.30	Tomado de Estudio AVR. Tramo 10 Perfil 10
Residual Maduro	17.76	16.67	23.45	Tomado Resultados Corte Directo Estudio Zona Palo coposo
Residual Joven	17.78	14.71	31.24	Tomado Resultados Corte Directo Estudio Zona Palo coposo
Saprolito	19.12	38	38.84	Tomado de Estudio AVR. Tramo 10 Perfil 10

Fuente: El Autor

4.1.1 Efecto del agua subterránea y la presión de poros. Durante la realización de los dos sondeos en el sector del coluvión de Palo Coposo no fue posible evidenciar con claridad la presencia y el nivel de la napa freática, sin embargo durante todo el proceso del sondeo fue evidente la presencia de alta humedad en las muestras de suelo tal como se aprecia en la Figura 44. Por otra parte, tal como se ha evidenciado en las visitas de campo realizadas en distinta épocas del año, en las épocas de lluvia intensa aparecen diversos puntos donde el agua aflora y/o se almacena sobre el coluvión, formando piscinas o espejos de agua retenidos como se observa en la Figura 45 y en la Figura 46.

Figura 44. Fotografía muestra suelo de 1.5 a 2.5 m en el sondeo No1



Fuente: El Autor

Figura 45. Fotografía donde se evidencia las piscinas o espejos de agua formados por el invierno



Fuente: El Autor

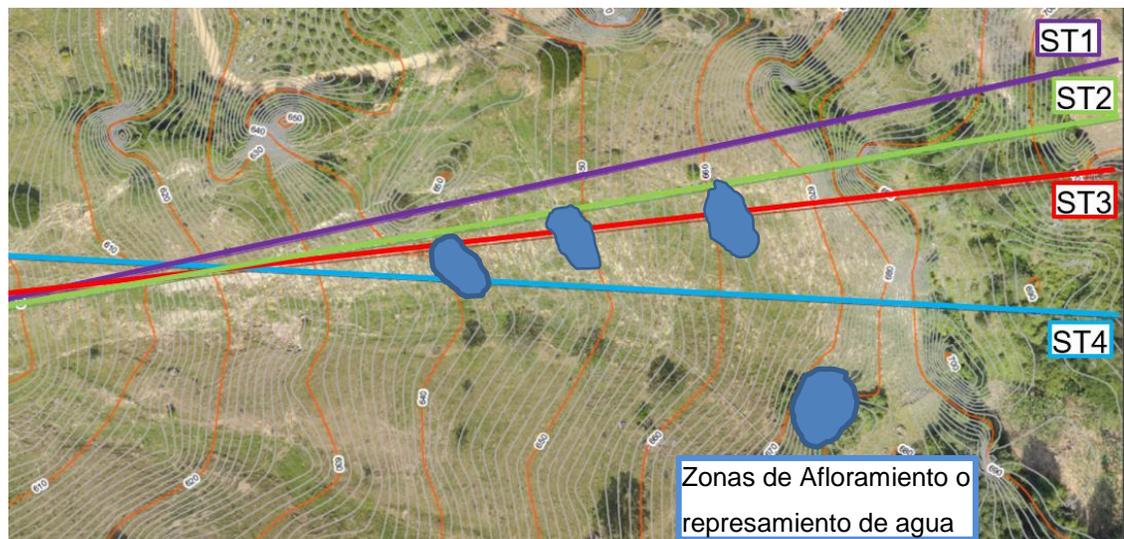
Figura 46. Fotografía desagüe piscina formado en época de invierno en el coluvión de Palo Coposo



Fuente: El Autor

Con base en la información recopilada de campo, se identificaron cuatro zonas donde aflora o se almacena agua en épocas de lluvias intensas las cuales se muestran en la siguiente imagen.

Figura 47. Sectores donde aflora o se almacena agua en el coluvión de Palo Coposo



Fuente: El Autor

La evidencia presentada muestra claramente la existencia de agua subterránea en el sector del coluvión a pesar de que los sondeos no mostrarán la ubicación del nivel freático, razón por la cual es necesario tener presente dentro del modelo a construir los efectos de las presiones de poros en el suelo producto de esta napa freática.

Para esto se optó por utilizar dos modelos ampliamente reconocidos. El primero consiste en calcular la relación de presión de poros r_u y el segundo consiste en un análisis de elementos finitos en estado estacionario que permite estimar un nivel freático y su comportamiento con base en los sectores donde se aprecian afloramientos y estancamientos de agua.

4.1.1.1 Relación de Presión de poros – RU. El método de la relación de Presión de Poros – Ru es muy utilizado en los sitios en donde no es posible determinar con certeza la presencia de niveles freáticos o también para simular niveles freáticos colgados por efecto de la precipitación o niveles freáticos en estratos permeables a los cuales subyace un estrato impermeable.

$$r_u = \frac{\mu}{\sigma_v} \quad \text{EC 2}$$

μ = Presión de Poros

σ_v = Esfuerzo Total Vertical del suelo a una profundidad

“La mayor dificultad está asociada con la asignación de este parámetro en diferentes partes del talud. En ocasiones, el talud requiere de una extensiva subdivisión en regiones con diferentes valores de r_u ”²⁰

El cálculo del factor r_u se establece para el estrato del coluvión, utilizando la altura total del estrato y una saturación que alcanza una altura de 5, 4 y 3 metros.

²⁰ SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales- Capitulo 4. Colombia. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamiento.

$$r_{u5} = \frac{\mu}{\sigma_v} = \frac{\gamma_w \times h}{\gamma_{sat} \times z} = \frac{10 \times 5}{18.9 \times 5} = 0.529$$

$$r_{u4} = \frac{\mu}{\sigma_v} = \frac{\gamma_w \times h}{\gamma_{sat} \times h + \gamma_h \times (z - h)} = \frac{10 \times 4}{18.9 \times 4 + 16.9 \times (5 - 4)} = 0.432$$

$$r_{u3} = \frac{\mu}{\sigma_v} = \frac{\gamma_w \times h}{\gamma_{sat} \times h + \gamma_h \times (z - h)} = \frac{10 \times 3}{18.9 \times 3 + 16.9 \times (5 - 3)} = 0.33$$

4.1.1.2 Análisis por Elementos Finitos en Estado Estacionario “Steady State FEA”. Con base en la información de puntos de afloramiento y represamiento, y utilizando la opción de análisis FEA Steady State del software Slide, se realiza el modelamiento de flujos de agua en el suelo con el fin de determinar una posible napa freática que refleje el comportamiento del agua subterránea en época de inviernos intensos.

Para hacer este modelamiento se debe indicar dentro del modelo los sectores donde se evidencian los afloramientos o represamientos de agua, así mismo se debe establecer la permeabilidad de cada estrato de suelo.

A continuación se presenta una tabla resumen con el valor de permeabilidad utilizado para cada estrato.

Tabla 20. Permeabilidades de cada estrato

SUELO	Ks o Kx (m/s)	Ky (m/s)	OBSERVACION
Coluvión Parte Alta	1.54 e ⁻⁵	1.54 e ⁻⁵	Tomado de Estudio AVR. Tramo 10 Perfil 10
Coluvión Parte Baja (Movido)	1.4 e ⁻⁴	1.4 e ⁻³	Tomado Resultados Estudio Permeabilidad Zona Palo coposo Se estimó que la permeabilidad vertical fuera mayor que la horizontal dada la cantidad de grietas observadas en campo
Residual Maduro	8.35 e ⁻⁷	8.35 e ⁻⁷	Tomado de Estudio AVR. Tramo 9 Perfil 9
Residual Joven	8.35 e ⁻⁷	8.35 e ⁻⁷	Tomado de Estudio AVR. Tramo 9 Perfil 9
Saprolito	1 e ⁻⁸	1 e ⁻⁸	Tomado de Estudio AVR. Tramo 9 Perfil 9

Fuente: El Autor

Una vez realizado el análisis de elementos finitos para determinar el flujo de agua subterránea y estimar la ubicación y el comportamiento del nivel freático, se obtuvieron los resultados que se describen a continuación.

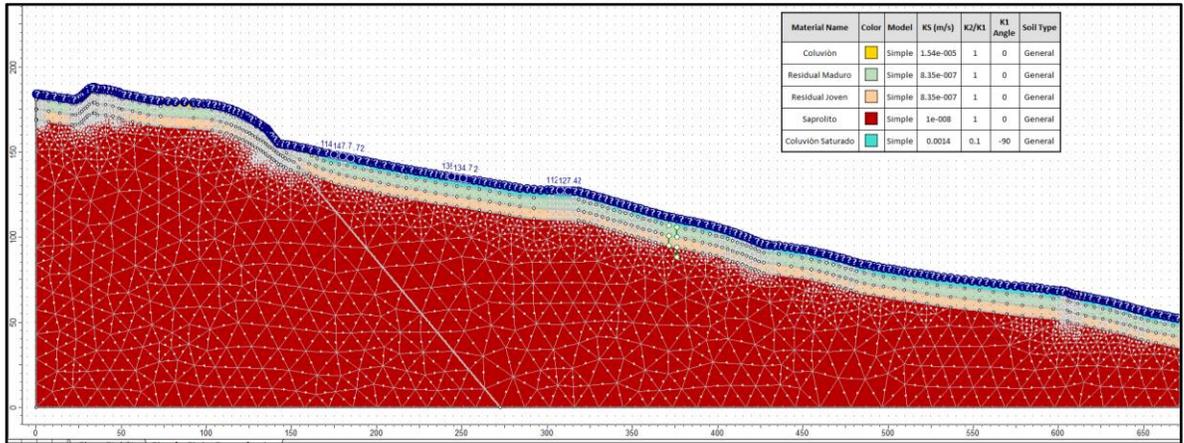
- En la parte alta de la ladera se presenta un nivel freático a una profundidad de 30 metros, sin embargo es importante anotar que no se contaba con información sobre afloramientos en ese sector de la ladera.
- En época de lluvias intensas, entre 30 y 60 mm/h²¹, el nivel freático de la parte media y baja de la ladera se encontraría a una profundidad entre 0 y 1 metro.
- Las líneas de flujo mostradas en la
- Figura 52 indican las líneas de corriente o trayectorias que sigue el agua subterránea a través del suelo. Es importante resaltar que estas líneas no indican la magnitud del caudal que fluye por cada trayectoria. La forma y

²¹ PROMIORIENTE SA ESP. Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo AVR. Bucaramanga, 2017

dirección de las líneas de flujo en la ladera indican la facilidad de movimiento que tiene el agua en la capa superior debido a su alta permeabilidad.

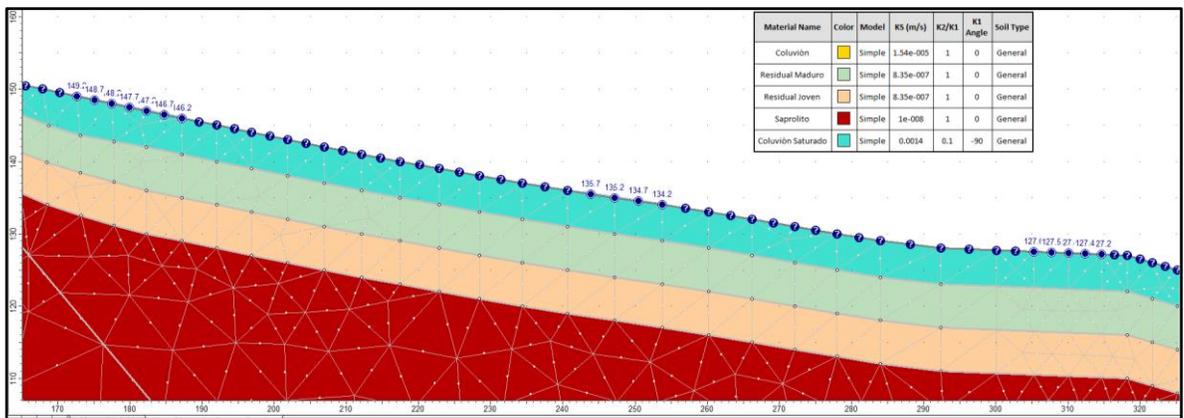
- Los vectores de flujo que se observan en la Figura 53 indican la dirección del movimiento del agua subterránea y dan una idea de su magnitud, a mayor tamaño del vector, mayor flujo se presenta en ese punto. Como se observa en la figura, el flujo en la ladera es mayormente superficial y se mueve en los primeros 4 a 5 metros, es decir que la mayor cantidad de flujo de agua se concentra en el estrato del coluvión.
- En la Figura 55 se observan los caudales por día por unidad de metro de ancho de la ladera para cada uno de los estratos, es decir Coluvión, Residual Maduro y Residual Joven, así mismo se estima para una capa de 6 metros de espesor de saprolito. Es evidente que la mayor cantidad de agua subterránea está fluyendo a través de la masa de suelo coluvial con un caudal estimado de $3.65 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$ debido a su alta permeabilidad comparada con los otros estratos, mientras en los suelos residuales el caudal es menor a $0.1 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$. Por otra parte es claro que el saprolito ofrece una mayor resistencia al flujo debido a su baja permeabilidad y por esta razón el caudal es tan bajo como $0.001 \text{ m}^3/\text{día}/\text{m}$.
- El flujo preferente a través del suelo coluvial puede generar un efecto de corriente o frente húmedo que aumenta la inestabilidad del coluvión al ofrecer el medio indicado, es decir flujo de agua, para romper la inercia al movimiento del suelo.

Figura 48. Vista general en Slide de la ladera para el análisis FEA Steady State



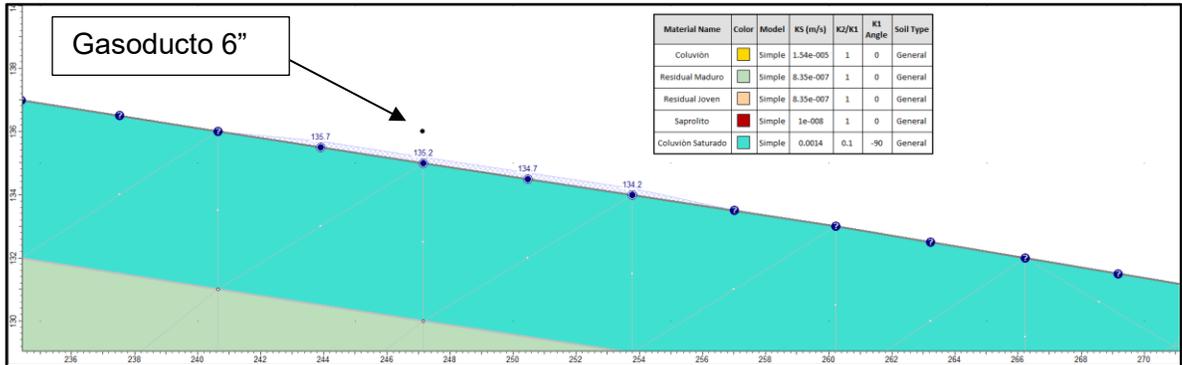
Fuente: El Autor

Figura 49. Vista detalle de los tres sectores sobre el perfil 3 donde aflora o se almacena agua para el análisis FEA Steady State



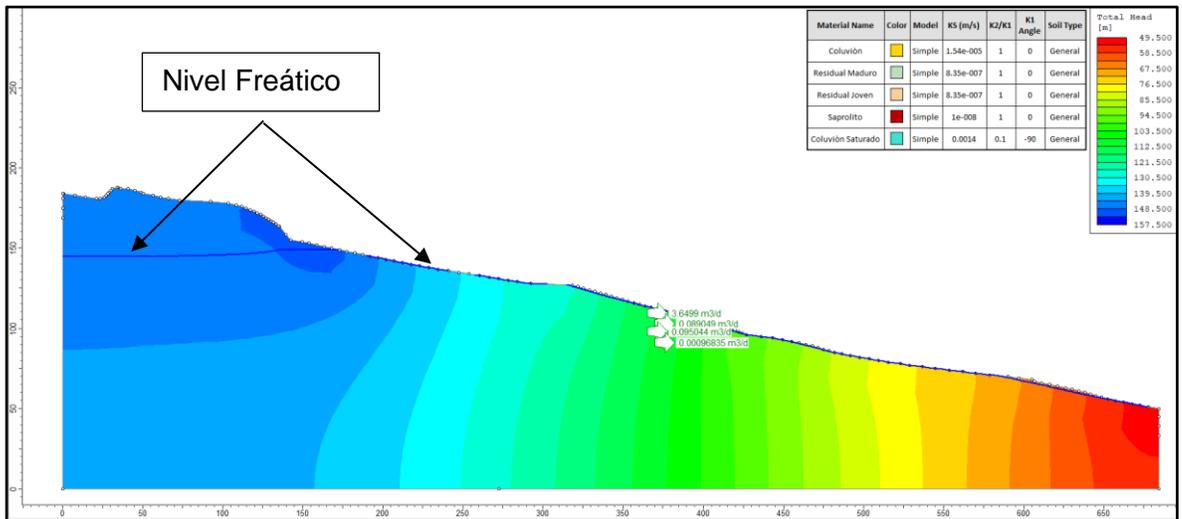
Fuente: El Autor

Figura 50. Vista detalle uno de los sectores donde aflora agua justo debajo del Gasoducto



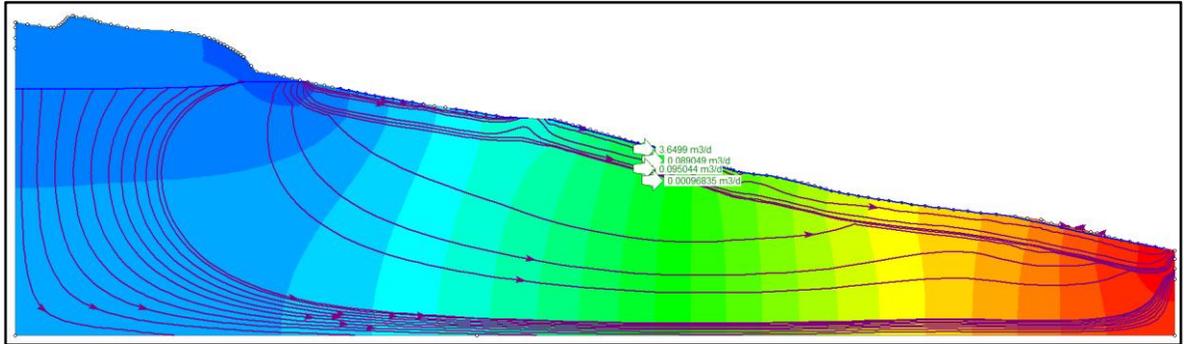
Fuente: El Autor

Figura 51. Grafica cabeza total análisis FEA Steady State



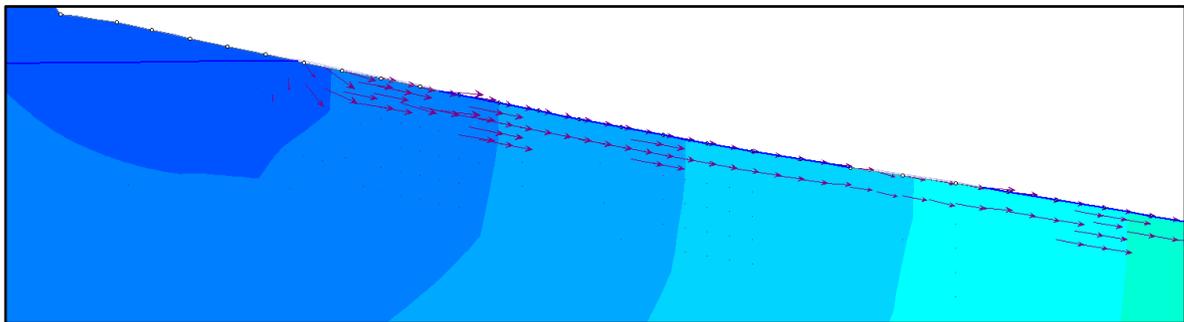
Fuente: El Autor

Figura 52. Grafica Líneas de flujo análisis FEA Steady State



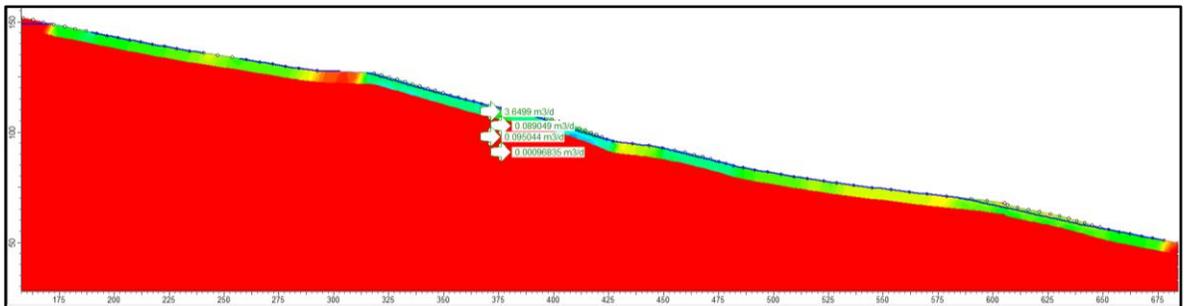
Fuente: El Autor

Figura 53. Gráfica vectores de flujo análisis FEA Steady State



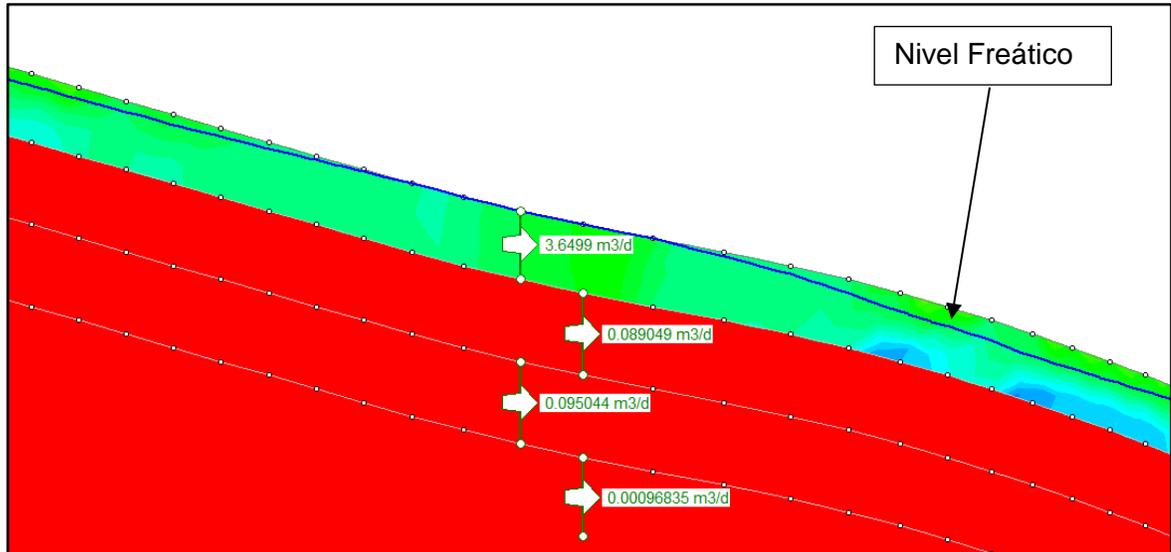
Fuente: El Autor

Figura 54. Grafica Velocidad de Descarga Total análisis FEA Steady State



Fuente: El Autor

Figura 55. Caudal de agua transportado por cada estrato por metro de profundidad



Fuente: El Autor

4.1.2 Aceleración Sísmica. “La aceleración producida por un sismo, la cual está relacionada con la intensidad del movimiento en un determinado sitio, es el parámetro más comúnmente utilizado para el análisis sísmico de taludes. La aceleración máxima horizontal es el valor absoluto de la aceleración horizontal obtenida de un acelerograma, tomando la suma de dos componentes ortogonales. Generalmente se asume que la aceleración pico vertical es dos tercios de la aceleración pico horizontal; sin embargo, en sitios muy cercanos al epicentro las aceleraciones verticales adquieren valores mayores y en sitios muy alejados, valores mucho menores.²²”.

Los deslizamientos de tierra producto de los efectos de un sismo son muy comunes y su frecuencia y magnitud responden a dos condiciones:

²² SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales-Capitulo 9. Colombia. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamiento

- Distancia al epicentro del sismo. Existe una distancia a partir de la cual ya no se presenta deslizamientos de determinado tamaño.
- Orientación del talud con respecto a la falla que produjo el sismo. Generalmente las mayores deformaciones se presentan en la dirección perpendicular a la falla que produce el sismo y en ese sentido los taludes con esa misma dirección son más susceptibles a los deslizamientos cosísmicos.

Con base en lo establecido en el numeral 2.2.1 de este documento, la aceleración horizontal pico efectiva A_a para el sitio bajo estudio y tomando como referencia la NSR10, es de 0.25g. Para el presente estudio se utilizará 2/3 de A_a , es decir 0.17g como valor de la aceleración vertical pico efectiva.

4.1.3 Factores de seguridad requeridos. De acuerdo con los requerimientos de Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, en el Título H de estudios Geotécnicos se establece que el factor de seguridad mínimo para diseño debe ser:

- 1.5 para condición estática
- 1.05 para condición Seudoestática

Tabla 21. Factores de seguridad básicos mínimos directos

Condición	F_{SBM}		F_{SBUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

(*) Nota: Los parámetros sísmicos seudo estáticos de Construcción serán el 50% de los de Diseño

Fuente: NSR 2010, Título H, Tabla H2.4-1.

4.2 MODELACIÓN Y RESULTADOS UTILIZANDO SOFTWARE DE EQUILIBRIO LÍMITE

A continuación se presentan los escenarios modelados y los resultados obtenidos para el análisis de estabilidad de la ladera utilizando el software de Equilibrio Límite, SLIDE 6.0.

Considerando la geomorfología y las propiedades de los suelos presentes, además de los históricos de deslizamientos que se han presentado en el sector, donde se evidencian fallas planares y/o no circulares, se procede a realizar los análisis de los escenarios correspondientes.

4.2.1 Modelación zona crítica de la ladera bajo falla No Circular y utilizando el método de relación de presión de poros. Una vez se identifica la zona crítica con el “Auto Refine Search” para fallas No circulares se procede a afinar el análisis utilizando la opción “Block Search” para fallas No Circulares. Esta opción permite hacer un análisis más detallado de la zona crítica y por lo tanto permite encontrar factores de seguridad más bajos.

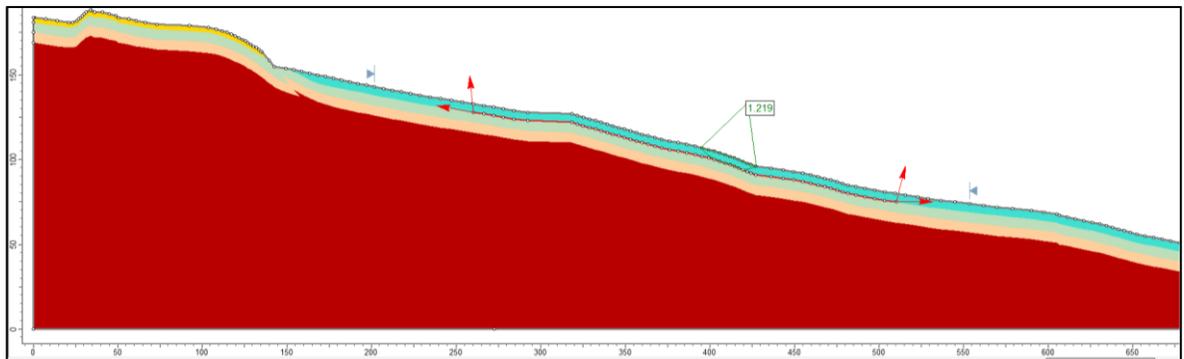
Adicionalmente se realizará un análisis de sensibilidad sobre la variable de presión de Poros ru con el fin de identificar la influencia que esta condición tiene sobre la estabilidad del coluvión.

Figura 56. Características suelos Modelación Ru=0.529

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Water Surface	Ru
Coluviòn		16.9	Mohr-Coulomb	9.81	28.3	None	0
Residual Maduro		17.76	Mohr-Coulomb	16.67	23.45	None	0.506
Residual Joven		17.78	Mohr-Coulomb	14.71	31.24	None	0.506
Saprolito		19.12	Mohr-Coulomb	38	38.84	None	0
Coluviòn Saturado		18.9	Mohr-Coulomb	9.81	28.3	None	0.529

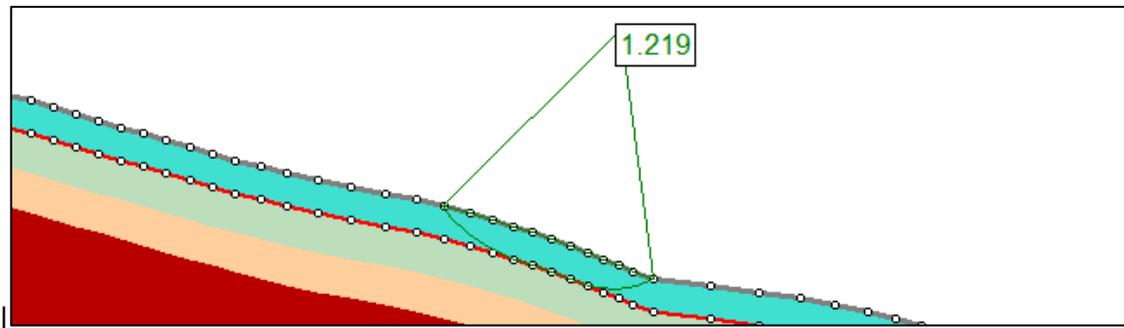
Fuente: El Autor

Figura 57. Superficies de falla Estática. Método Morgenstern-Price. Ru=0.529



Fuente: El Autor

Figura 58. Detalle superficies de falla. Método Morgenstern-Price Ru=0.529



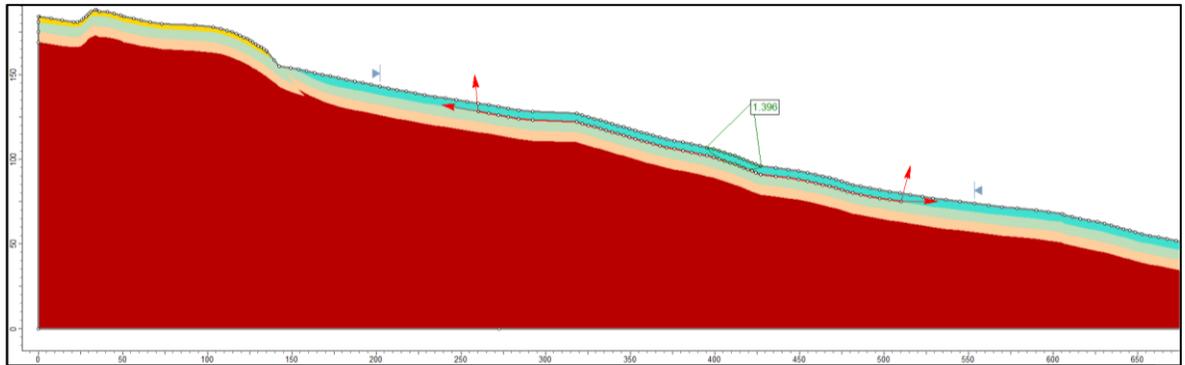
Fuente: El Autor

Figura 59. Características suelos Modelación Ru=0.432

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Water Surface	Ru
Coluviòn		16.9	Mohr-Coulomb	9.81	28.3	None	0
Residual Maduro		17.76	Mohr-Coulomb	16.67	23.45	None	0.448
Residual Joven		17.78	Mohr-Coulomb	14.71	31.24	None	0.473
Saprolito		19.12	Mohr-Coulomb	38	38.84	None	0
Coluviòn Saturado		18.9	Mohr-Coulomb	9.81	28.3	None	0.432

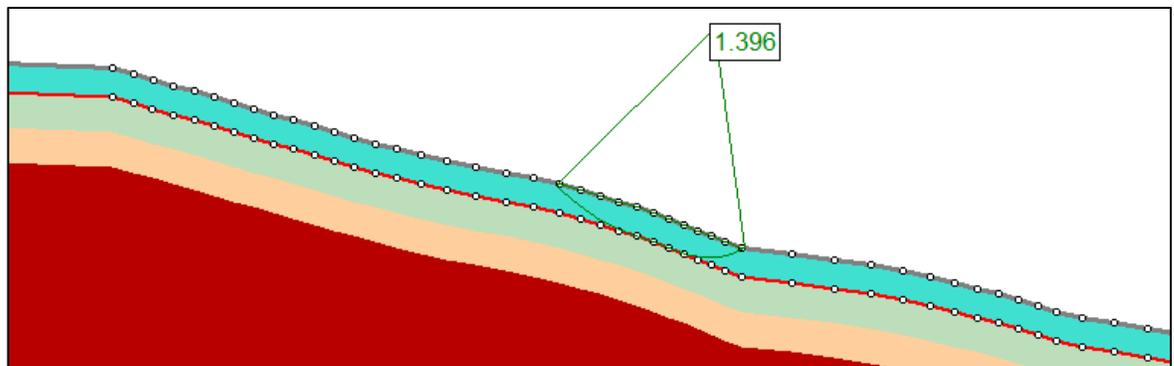
Fuente: El Autor

Figura 60. Superficies de falla Estática. Método Morgenstern-Price. Ru=0.432



Fuente: El Autor

Figura 61. Detalle superficies de falla. Método Morgenstern-Price Ru=0.432



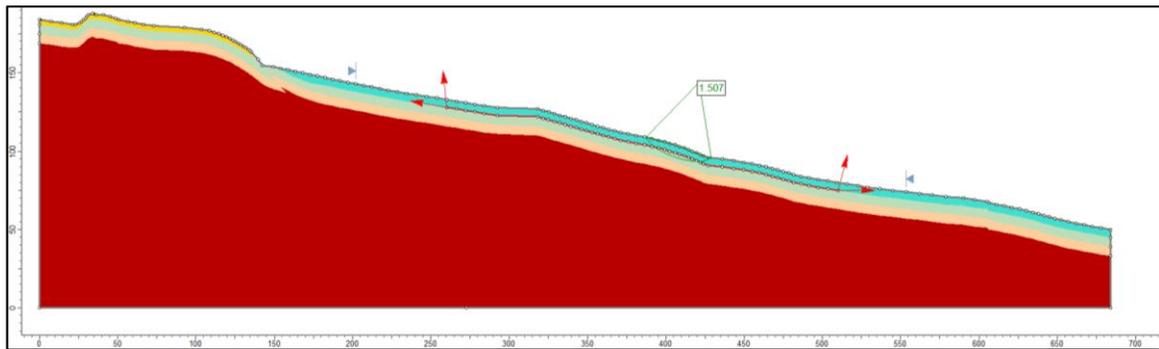
Fuente: El Autor

Figura 62. Características suelos Modelación Ru=0.33

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Water Surface	Ru
Coluviòn		16.9	Mohr-Coulomb	9.81	28.3	None	0
Residual Maduro		17.76	Mohr-Coulomb	16.67	23.45	None	0.389
Residual Joven		17.78	Mohr-Coulomb	14.71	31.24	None	0.434
Saprolito		19.12	Mohr-Coulomb	38	38.84	None	0
Coluviòn Saturado		18.9	Mohr-Coulomb	9.81	28.3	None	0.33

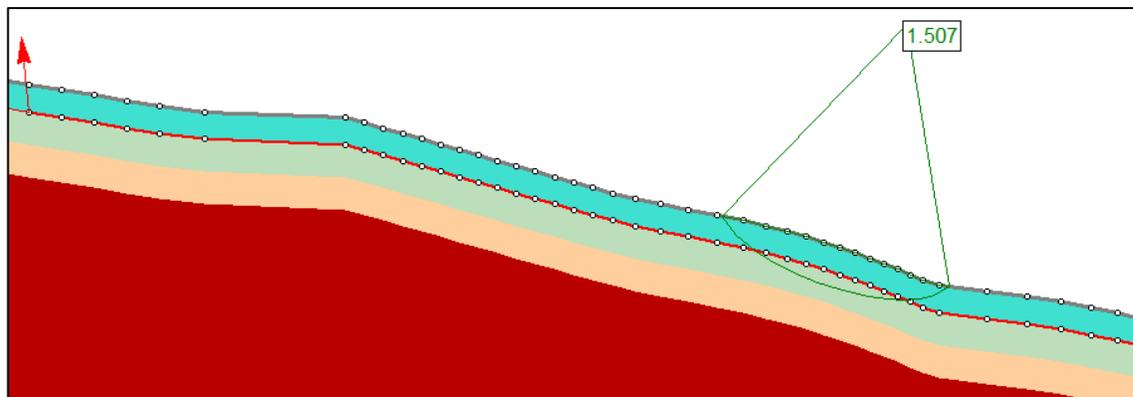
Fuente: El Autor

Figura 63. Superficies de falla Estática. Método Morgenstern-Price. Ru=0.33



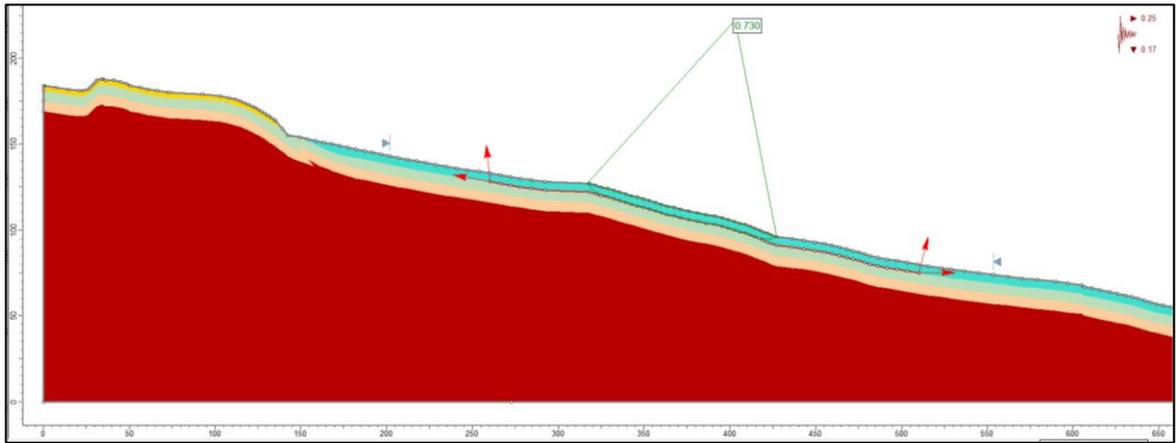
Fuente: El Autor

Figura 64. Detalle superficies de falla Estática. Método Morgenstern-Price. Ru=0.33



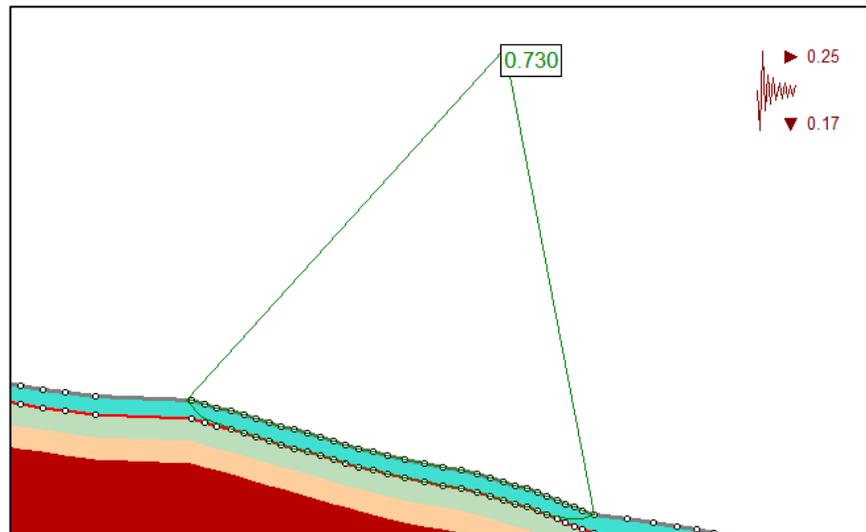
Fuente: El Autor

Figura 65. Superficies de falla Seudo-Estática. Método Morgenstern-Price. $R_u=0.529$



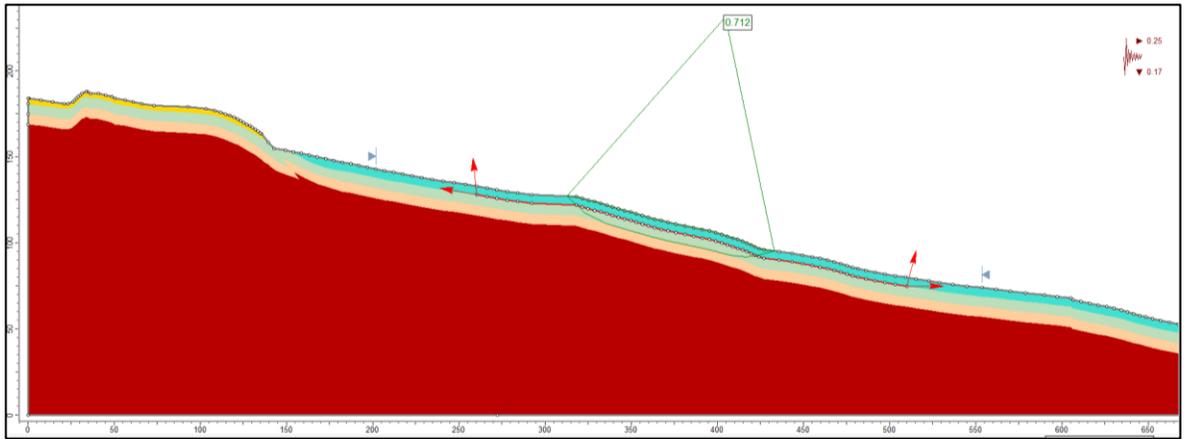
Fuente: El Autor

Figura 66. Detalle superficies de falla Seudo-Estática. Método Morgenstern-Price $R_u=0.529$



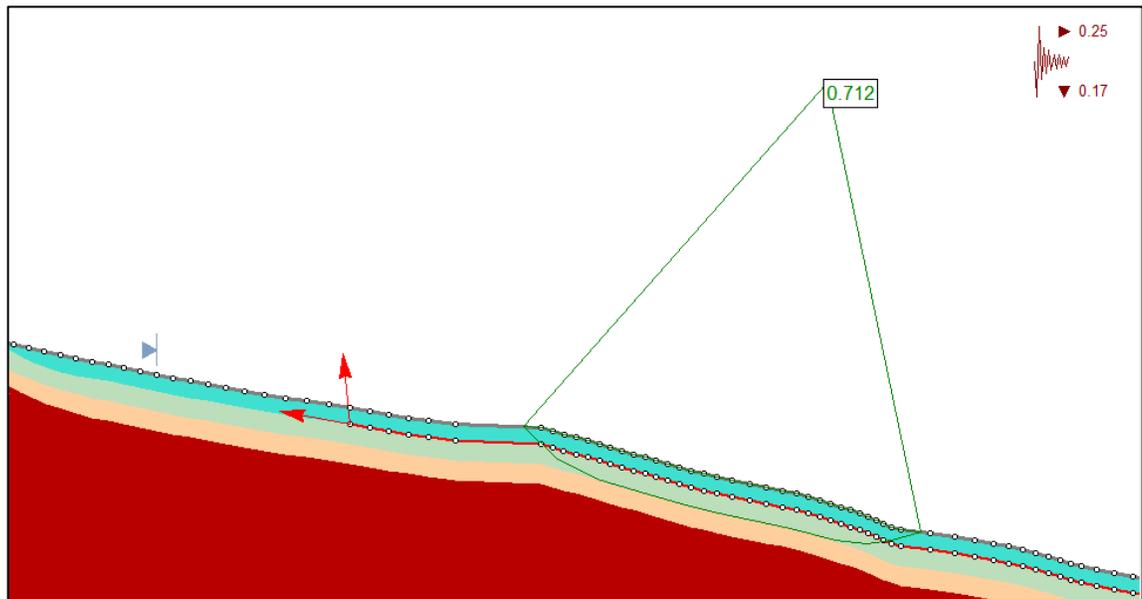
Fuente: El Autor

Figura 67. Superficies de falla Seudo-Estática. Método Morgenstern-Price. $R_u=0.432$



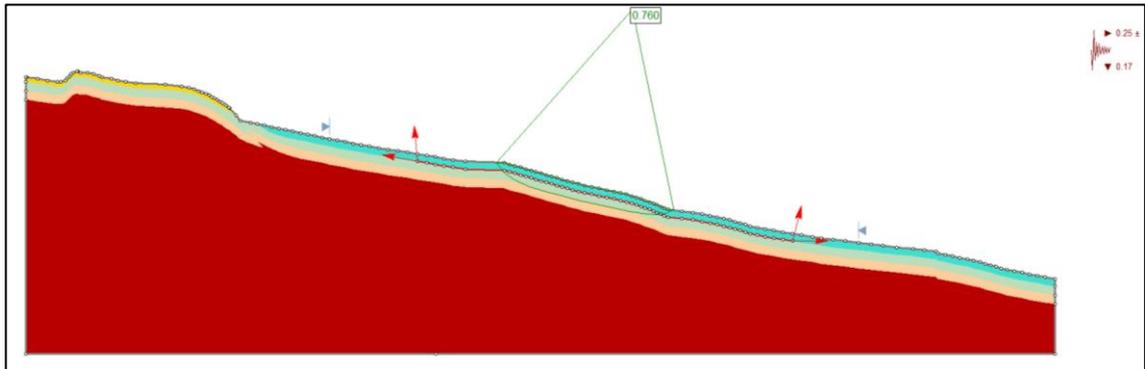
Fuente: El Autor

Figura 68. Detalle superficies de falla Seudo-Estática. Método Morgenstern-Price $R_u=0.432$



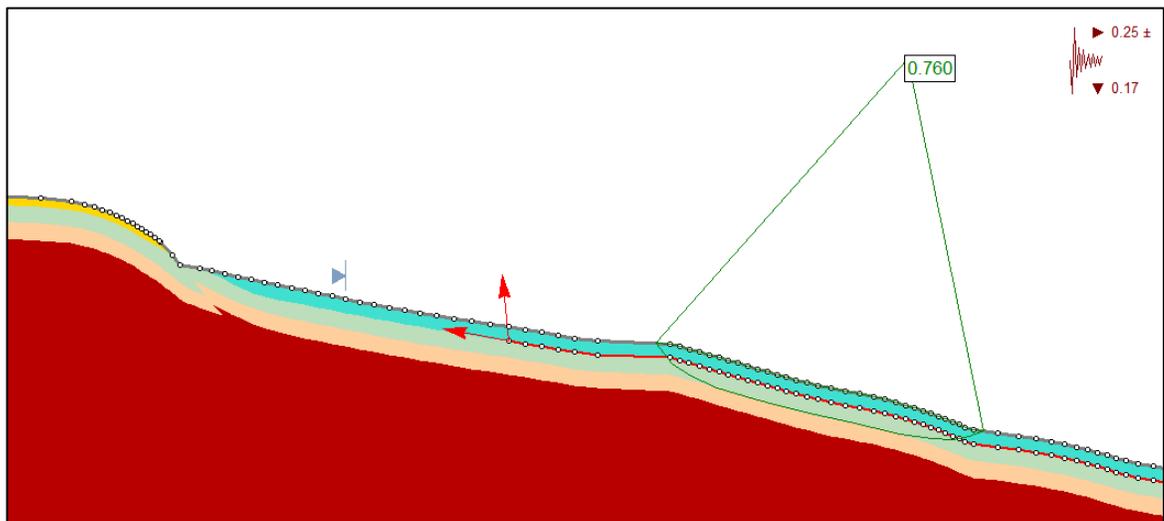
Fuente: El Autor

Figura 69. Superficies de falla Seudo-Estática. Método Morgenstern-Price. $R_u=0.33$



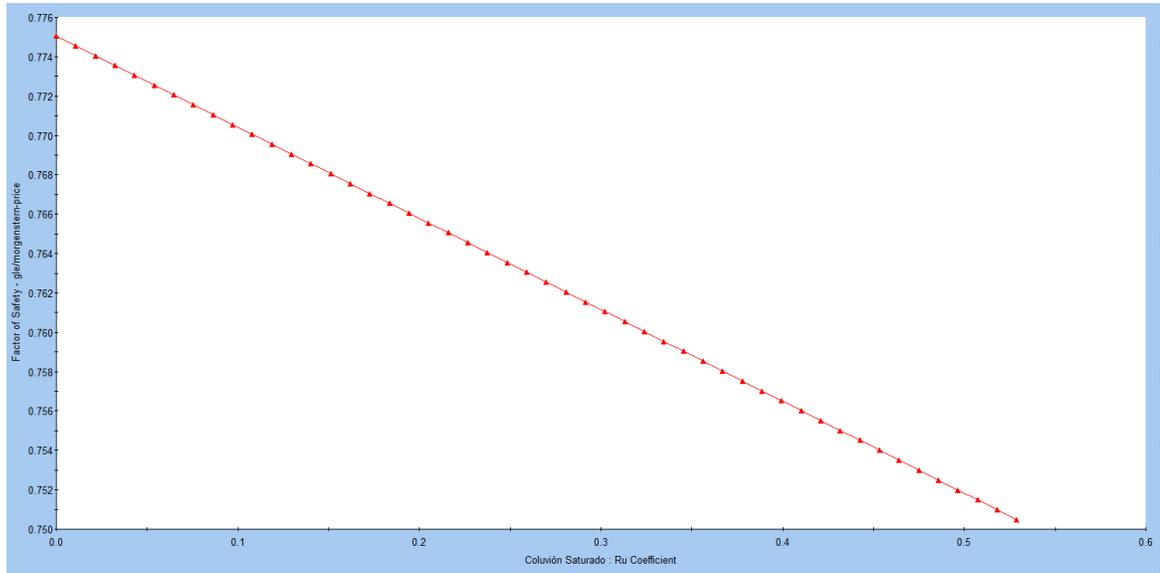
Fuente: El Autor

Figura 70. Detalle superficies de falla Seudo-Estática. Método Morgenstern-Price $R_u=0.33$



Fuente: El Autor

Figura 71. Gráfica Sensibilidad Factor de Seguridad Seudo-Estático Vs Ru. Morgenstern-Price



Fuente: El Autor

A continuación se presenta un resumen con los resultados de los análisis realizados.

Tabla 22. Resultados Modelación zona crítica ladera con presión de poros-Falla No Circular

Método	FS estático			FS Seudo-estático		
	Ru:0.33	Ru:0.432	Ru:0.529	Ru:0.33	Ru:0.432	Ru:0.529
Bishop Simplificado	1.466	1.396	1.219	0.771	0.758	0.740
Janbù Corrected	1.478	1.401	1.219	0.766	0.753	0.737
Spencer	1.520	1.425	1.245	0.785	0.756	0.742
Morgenstern -Price	1.507	1.399	1.223	0.760	0.752	0.729

Fuente: El Autor

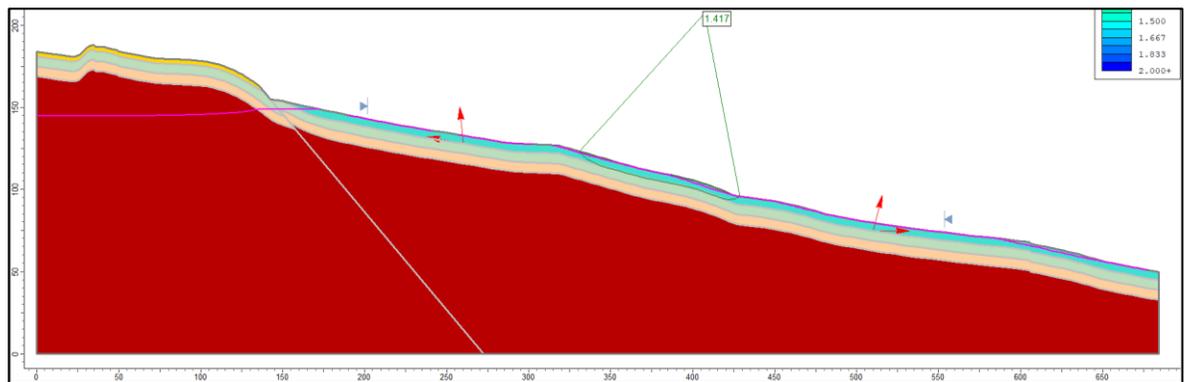
4.2.2 Modelación zona crítica de la ladera bajo Falla No Circular y utilizando el análisis FEA Steady State. Una vez se identifica la zona crítica con el “Auto Refine Search” para fallas No circulares se procede a afinar el análisis utilizando la opción “Block Search” para fallas No Circulares. Esta opción permite hacer un análisis más detallado de la zona crítica y por lo tanto permite encontrar factores de seguridad más bajos.

Figura 72. Características suelos Modelación

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi
Coluviòn		16.9	Mohr-Coulomb	9.81	28.3
Residual Maduro		17.76	Mohr-Coulomb	16.67	23.45
Residual Joven		17.78	Mohr-Coulomb	14.71	31.24
Saprolito		19.12	Mohr-Coulomb	38	38.84
Coluviòn Saturado		18.9	Mohr-Coulomb	9.81	28.3

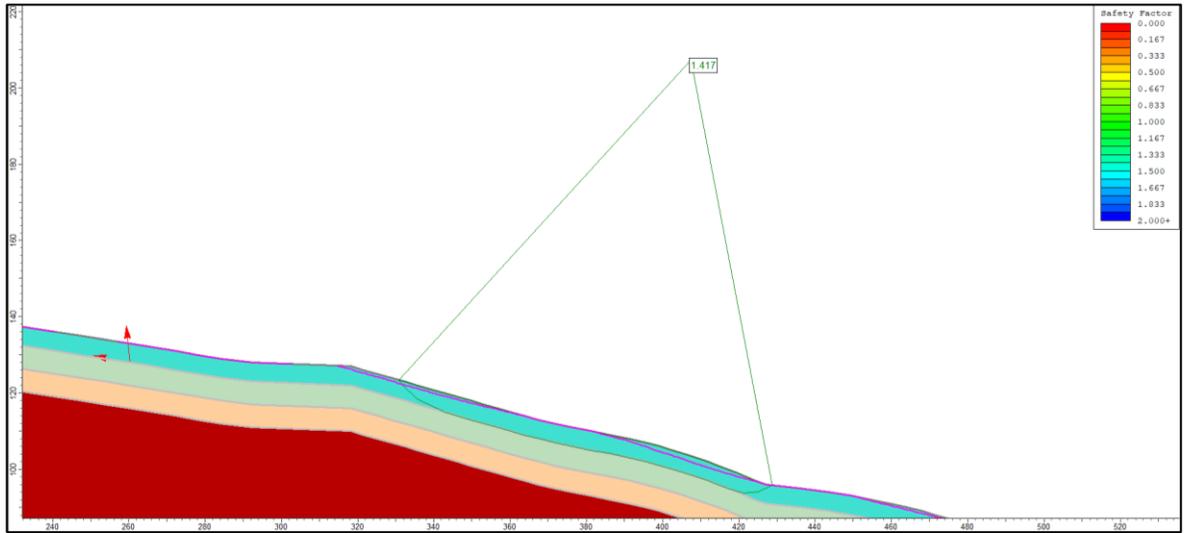
Fuente: El Autor

Figura 73. Superficies de falla Estática. Método Morgenstern-Price



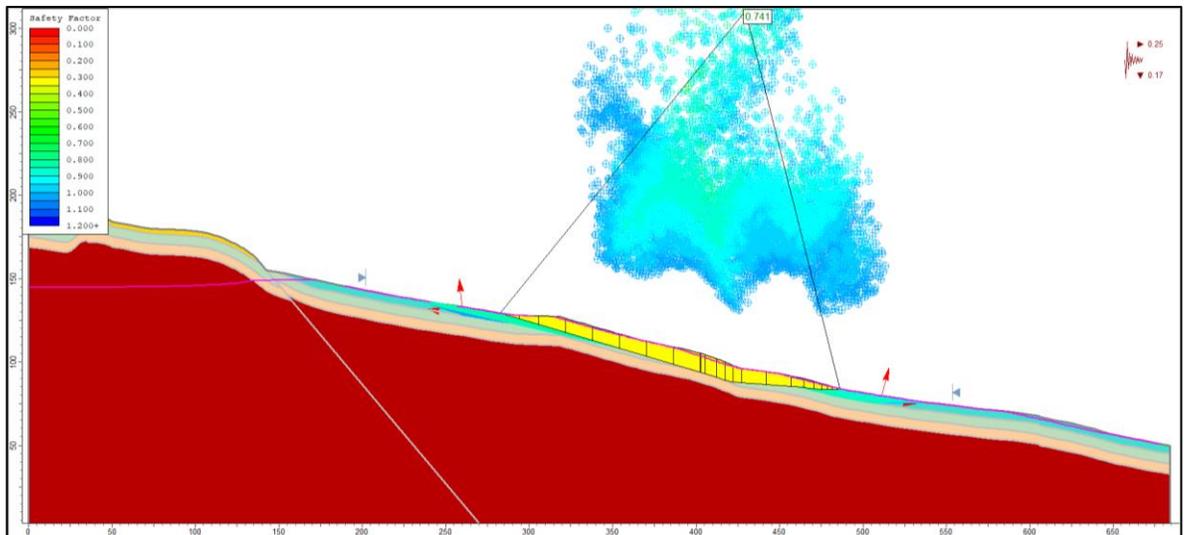
Fuente: El Autor

Figura 74. Detalle superficies de falla. Método Morgenstern-Price



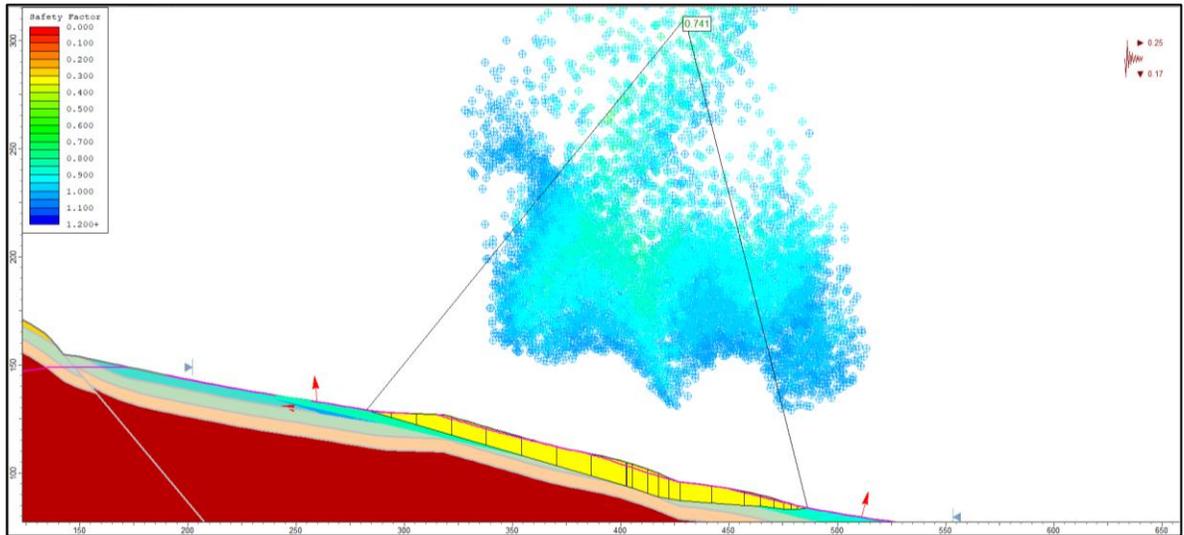
Fuente: El Autor

Figura 75. Superficies de falla Seudo-Estática. Método Morgenstern



Fuente: El Autor

Figura 76. Detalle superficies de falla Seudo-Estática. Método Morgenstern



Fuente: El Autor

A continuación se presenta un resumen de los resultados obtenidos.

Tabla 23. Resultados Modelación zona crítica ladera con presión de poros-Falla No Circular y Nivel Freático establecido por Análisis FEA.

Método	FS estático	FS Seudo-estático
Bishop Simplificado	1.434	0.743
Janbú Corrected	1.437	0.744
Spencer	1.450	0.743
Morgenstern -Price	1.417	0.741

Fuente: El Autor

De acuerdo con los resultados obtenidos se puede establecer que bajo condiciones de estado estático las superficies de falla críticas son de baja profundidad, manteniéndose en la zona del estrato del coluvión, mientras para la condición con sismo, las superficies de falla son más profundas, alcanzando los estratos de suelo residual.

Se realizó el modelamiento de la ladera para diferentes valores de ru 0.529, 0.432 y 0.330 (Valores determinados para el estrato del coluvión, para los otros estratos se estimaron los valores correspondientes), los cuales representaban las condiciones de un nivel freático en el estrato del coluvión a una profundidad desde la superficie de 0, 1 y 2 metros respectivamente. Los resultados obtenidos mostraron que para valores de ru superiores a 0.33 la ladera presentaba factores de seguridad pseudo estáticos menores a los establecidos en la NSR10. Utilizando la Figura 71 de sensibilidad del factor de seguridad con respecto al valor de ru , se observa que incluso para valores de ru de 0.0 en el estrato del coluvión, los factores de seguridad para el estado Seudoestático son inferiores a los establecidos por la NSR 10.

De acuerdo con los resultados presentados en la

Tabla 22 y la Tabla 23 se puede observar que el comportamiento de la ladera bajo la condición simulada con la metodología FEA donde se obtuvo un nivel freático entre 0 y 1 metro por debajo de la superficie, es muy similar al comportamiento que se obtiene utilizando valores de ru entre 0.432 y 0.529, es decir valores de saturación que alcanzan un nivel entre 0 y 1 metro por debajo de la superficie del suelo.

Con base en lo anterior se decide continuar los análisis utilizando el nivel freático estimado mediante la metodología FEA ya que es más práctico a la hora de hacer los diferentes modelos.

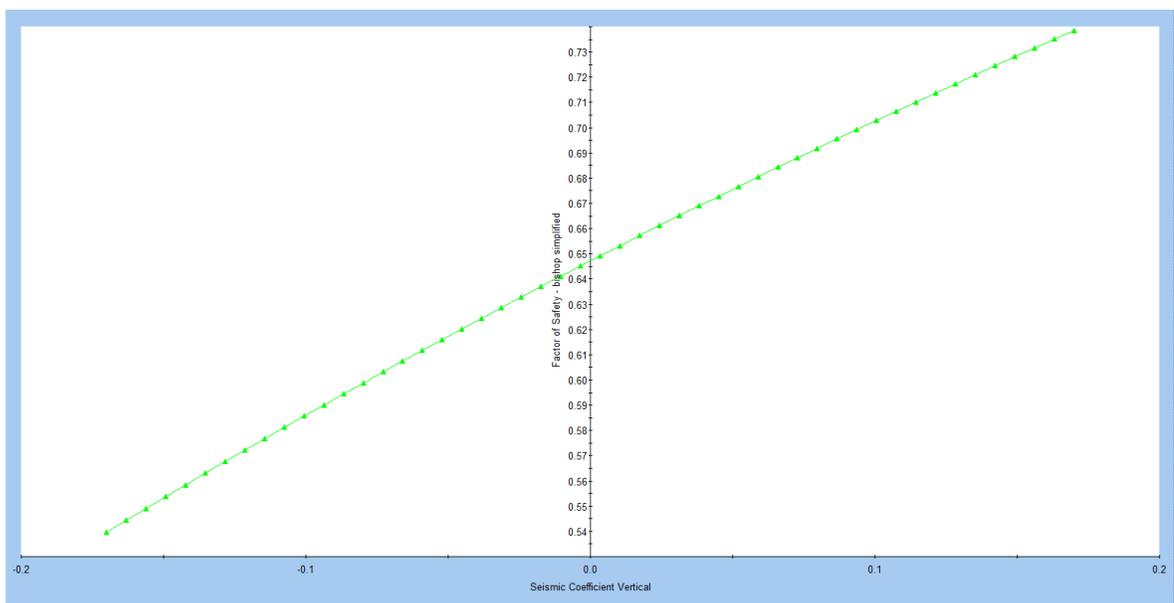
4.2.3 Análisis del comportamiento de la ladera por efecto de la componente de aceleración vertical utilizando el modelo FEA. Si bien es cierto el efecto de aceleración sísmica horizontal afecta en gran medida la estabilidad de la ladera, es importante comprender como es la reacción ante la imposición de la fuerza de

aceleración sísmica vertical tanto en dirección ascendente como en dirección descendente.

En la modelación realizada en el numeral 4.2.2 se aplicó la fuerza de aceleración vertical en sentido descendente, sin embargo como veremos en el siguiente análisis de sensibilidad, es más crítico el escenario en donde se aplica la fuerza de forma ascendente.

En la siguiente figura se observa que por el método de Morgenstern-Price el factor de seguridad utilizando fuerza sísmica descendente es 0.737, mientras que si se utiliza una fuerza sísmica ascendente el factor de seguridad alcanza un valor de 0.531, mucho más crítico. Un escenario medio sería no utilizar fuerza sísmica vertical obteniendo un valor de 0.643 para el factor de seguridad.

Figura 77. Grafica de sensibilidad del factor de seguridad por efecto de la fuerza sísmica vertical



Fuente: El Autor

Para los efectos del presente trabajo se utilizará la condición más crítica es decir una fuerza vertical sísmica en disección ascendente, encontrando los siguientes resultados:

Tabla 24. Resultados Modelación zona crítica ladera con presión de poros-Falla No Circular, Nivel Freático establecido por Análisis FEA y Condición Crítica fuerza Sismo Vertical

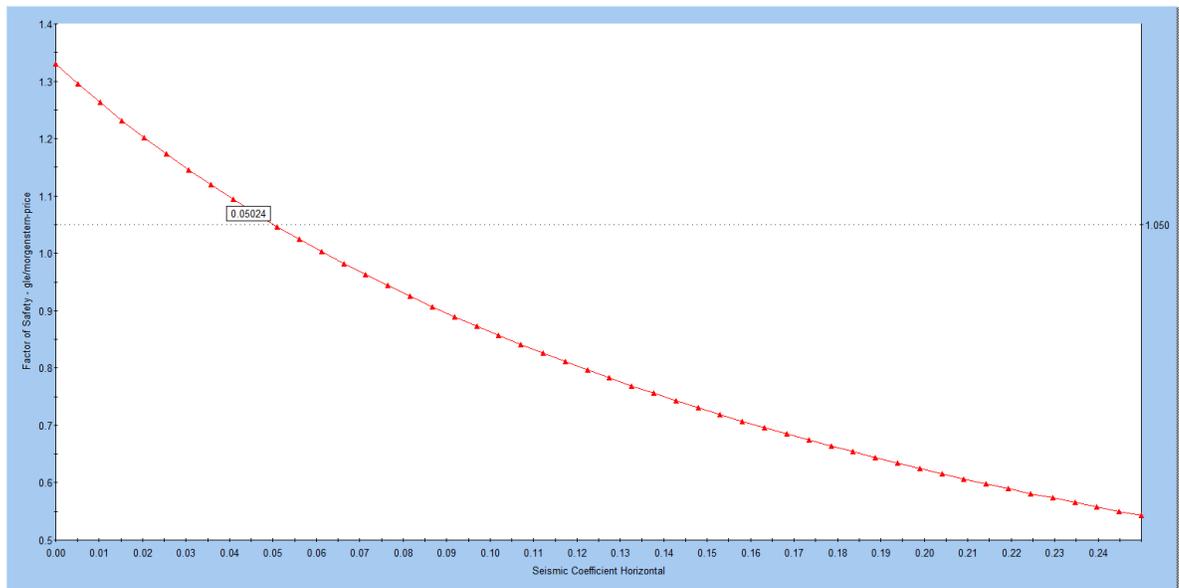
Método	FS estático Nivel freático FEA	FS Seudo-estático Nivel freático FEA
Bishop Simplificado	1.434	0.553
Janbú Corrected	1.437	0.546
Spencer	1.450	0.552
Morgenstern -Price	1.417	0.543

Fuente: El Autor

En conclusión se puede decir que la ladera presenta factores de seguridad inferiores a los establecidos por la NSR 10 los cuales corresponden con 1.5 para la condición estática y 1.05 para la condición Seudoestática.

Es importante analizar que para la condición estática, si bien es cierto el factor de seguridad es inferior a 1.5, los valores obtenidos son superiores a 1.4 y esto dejaría entrever que el talud tendría cierto grado de estabilidad en condiciones sin sismo y bajo saturación total por efecto de las lluvias con los consecuentes niveles freáticos altos. Sin embargo, como se puede observar en la siguiente figura, no hace falta más que un sismo con una energía que produzca una aceleración horizontal pico de 0.05 g para que el talud pueda fallar. Esto muestra la altísima vulnerabilidad de la ladera en época de invierno ante sismos de baja intensidad y ratifica la hipótesis de que el coluvión se mueve por efecto de las dos condiciones críticas combinadas es decir agua y sismo.

Figura 78. Grafica de sensibilidad del factor de seguridad por efecto de la fuerza sísmica vertical



Fuente: El Autor

La condición extrema de saturación del terreno presenta una alta probabilidad de ocurrencia dadas las condiciones de precipitación que presenta la región y la inexistencia de estructuras de manejo de aguas de escorrentía. Por otra parte la condición extrema de fuerzas sísmicas máximas no es muy probable debido a la baja actividad sísmica propias del sector, sin embargo no podemos desconocer la presencia de fallas menores en la zona, inclusive en la parte alta del mismo coluvión, y por supuesto no podemos ignorar que a menos de 15 kilómetros encontramos la falla de San Vicente, una falla que podría causar mucho daño por su potencial energía destructiva. Además todas estas fallas se orientan en la misma dirección del rumbo de la ladera y por lo tanto las mayores deformación se presentarán en la dirección de la pendiente de la ladera (las mayores deformaciones se presentan en

la dirección perpendicular a la dirección de la falla que origina el sismo) magnificando los daños.

5. ALTERNATIVAS DE MITIGACIÓN

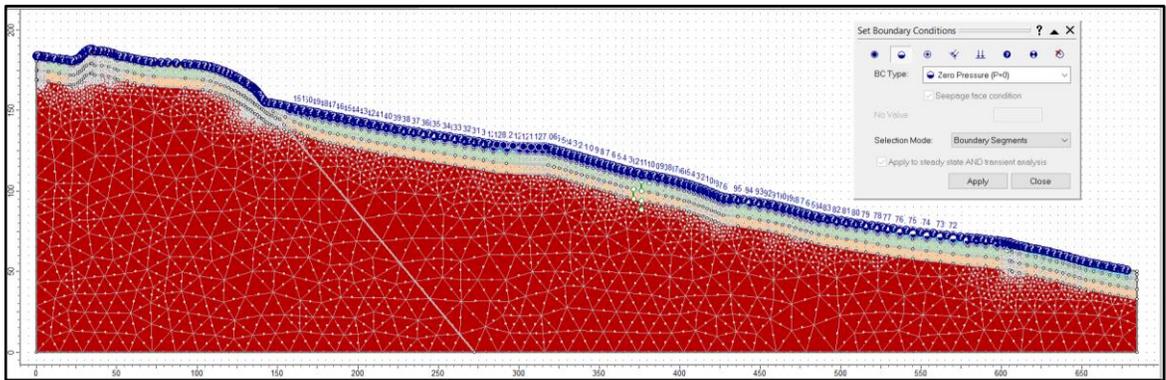
5.1 ANALISIS DE ESCENARIOS DE OBRAS PARA CONTROL DE LOS DESLIZAMIENTO

A continuación se presentan algunos escenarios en los que se efectúan controles de aguas superficiales y sub-superficiales además del uso de estructuras de contención tipo Micropilotes y Caisson.

5.1.1 Reducción del nivel freático en 2 metros. En este escenario se plantea el abatimiento del nivel freático en 2 metros con el uso de filtros tipo llave de cortante o filtro francés. Este tipo de obras son de fácil construcción y de bajo costo.

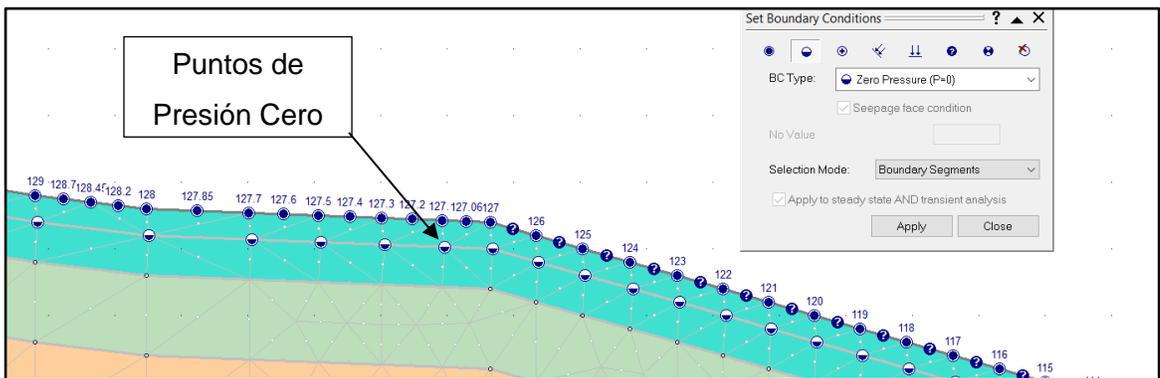
Para verificar el abatimiento del nivel freático se realizó un análisis FEA Steady State, adicionando al modelo inicial un filtro, usando la opción “Zero Pressure” del “Set Boundary Condition”. Estos puntos de “cero” presión se ubicaron a dos metros por debajo de la rasante del terreno.

Figura 79. Modelo con filtro utilizando análisis FEA



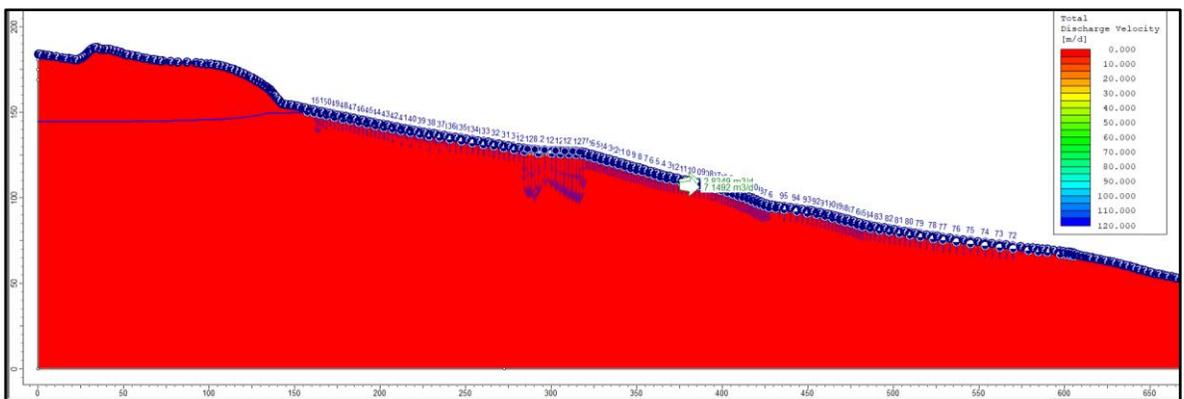
Fuente: El Autor

Figura 80. Detalle Modelo con filtro utilizando análisis FEA



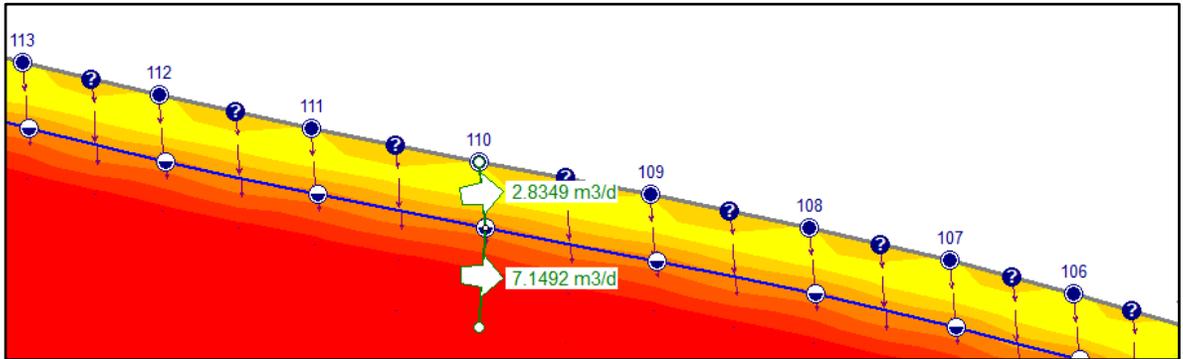
Fuente: El Autor

Figura 81. Determinación del nivel freático con el uso de los filtros



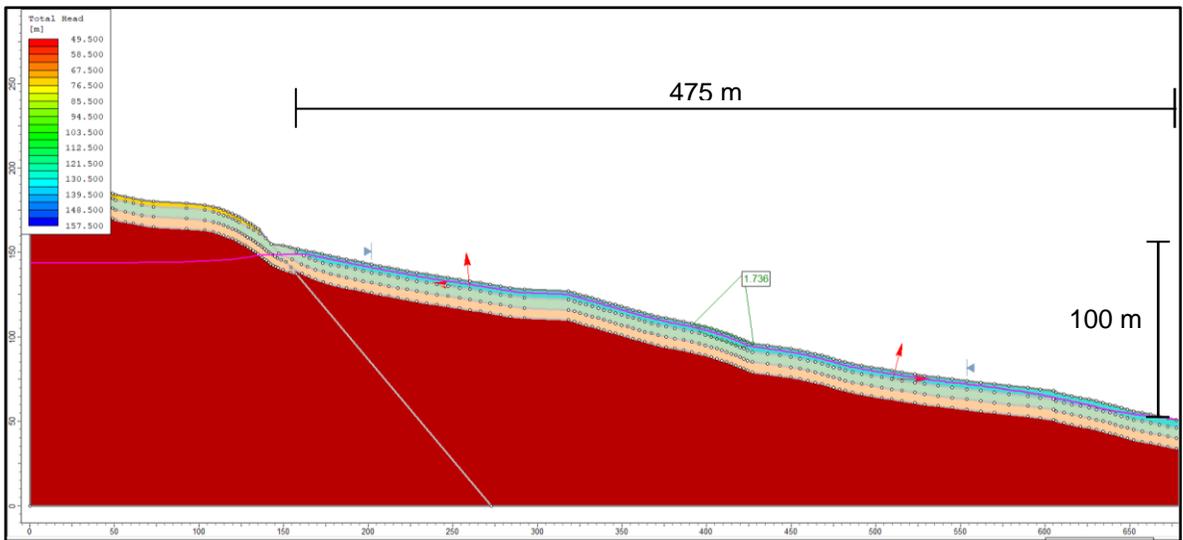
Fuente: El Autor

Figura 82. Detalle determinación del nivel freático con el uso de los filtros



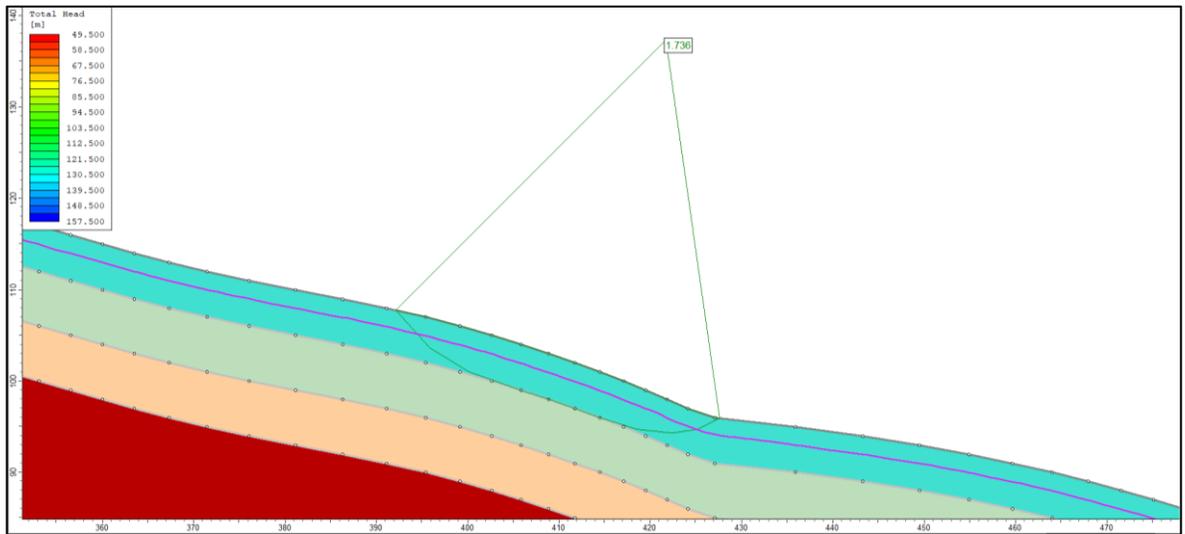
Fuente: El Autor

Figura 83. Superficies de Falla reduciendo nivel freático en 2m. Condición Estática. Método Morgenstern –Price



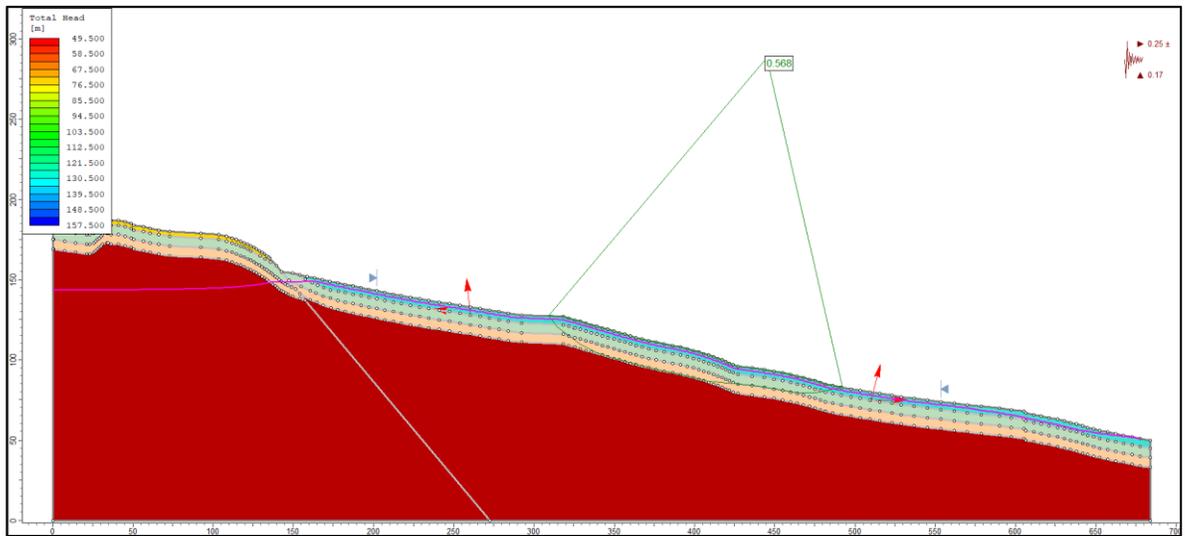
Fuente: El Autor

Figura 84. Detalle Superficies de Falla reduciendo nivel freático en 2m. Condición Estática. Método Morgenstern –Price



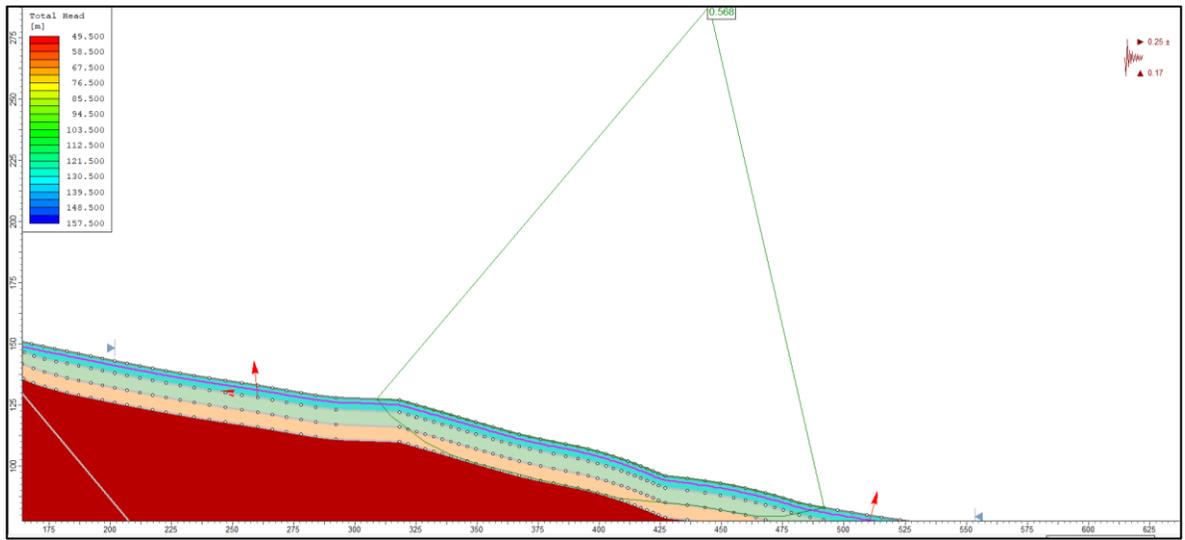
Fuente: El Autor

Figura 85. Superficies de Falla reduciendo nivel freático en 2m. Condición Seudo-estática. Método Morgenstern –Price



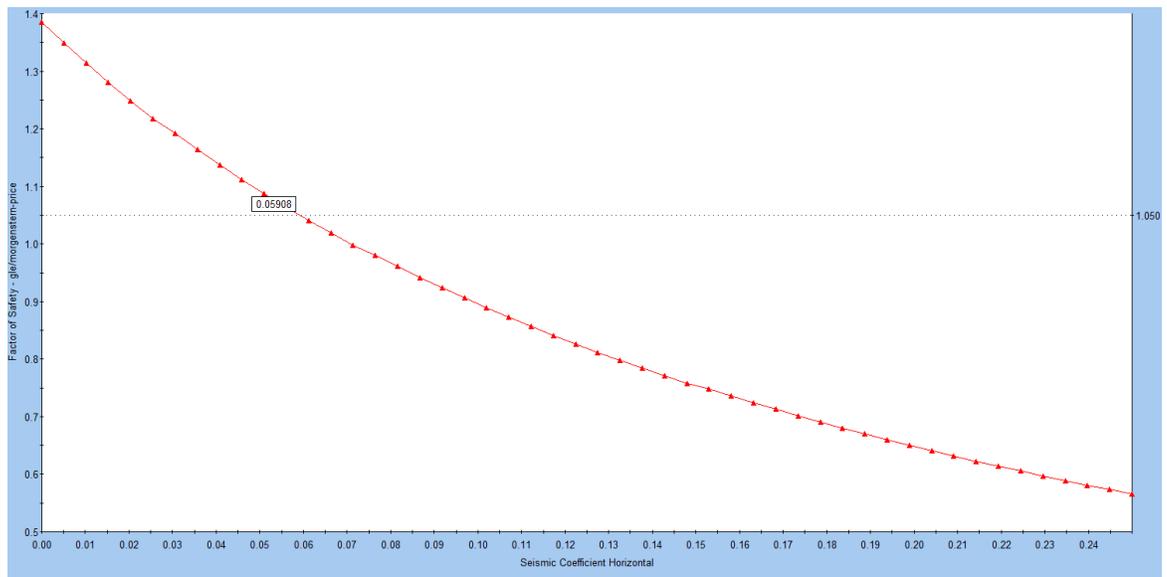
Fuente: El Autor

Figura 86. Detalle Superficies de Falla reduciendo nivel freático en 2m. Condición Seudo-estática. Método Morgenstern –Price



Fuente: El Autor

Figura 87. Sensibilidad Fuerza sísmica Horizontal

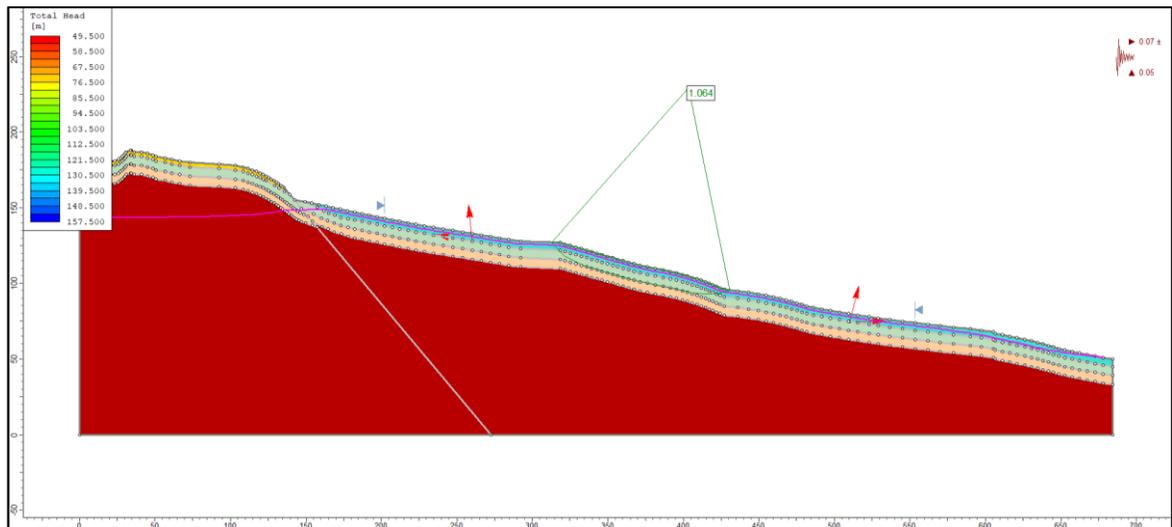


Fuente: El Autor

Se realizó un análisis complementario para este escenario, el cual consistió en encontrar el coeficiente de aceleración sísmica pico bajo el cual la ladera presentaba factores de seguridad iguales a superiores a los establecidos por la NSR 10 para la condición Seudoestática.

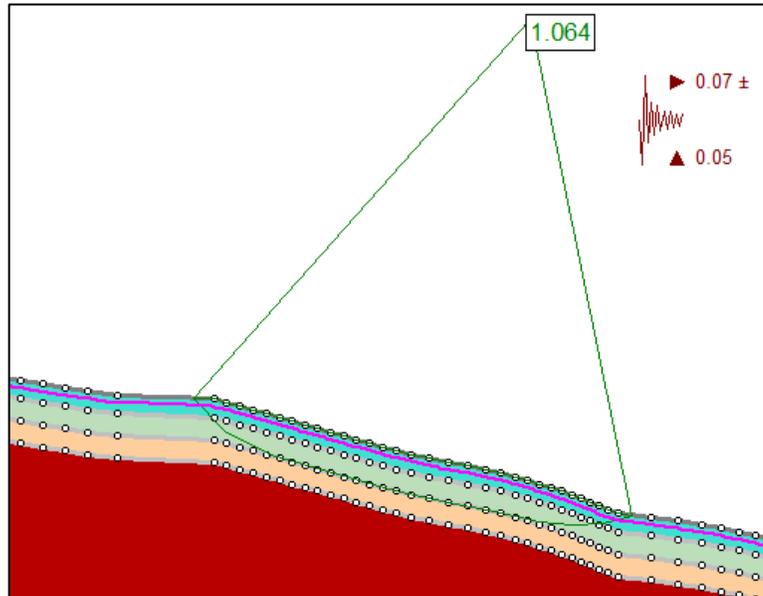
Se encontraron valores de aceleración pico horizontal de 0.07 g y vertical de 0.05 g actuando de manera simultánea.

Figura 88. Superficies de Falla reduciendo nivel freático en 2m. Condición Seudo-estática $A_h= 0.07g$ y $A_v=0.05g$. Método Morgenstern –Price



Fuente: El Autor

Figura 89. Detalle superficie de falla reduciendo nivel freático en 2m. Condición Seudo-estática $A_h=0.07g$ y $A_v=0.05g$. Método Morgenstern –Price



Fuente: El Autor

5.1.2 Reducción del nivel freático en 2 metros y Micropilotes. En este escenario se plantea además del abatimiento del nivel freático en 2 metros con el uso de filtros tipo llave de cortante o filtro francés, la construcción de Micropilotes Pre-excavados con las siguientes características.

Micropilotes Pre-excavados:

- Cantidad de filas de Micropilotes = 10 filas
- Separación entre filas de Micropilotes SF = 20 metros
- Separación Horizontal entre Micropilotes de una misma fila, SH = 1 metro
- Longitud = 20 metros
- Diámetro = 25 centímetros
- Material de llenado = Lechada o mortero de 28 Mpa
- Refuerzo tubular de acero al carbón soldable
 - Resistencia a la Fluencia - $F_y=290$ Mpa (42.000 psi)

- Diámetro Nominal 152.4 mm (6")
- Diámetro Externo 168.3 mm (6.625")
- Espesor 10.97mm (0.432")
- Resistencia al cortante 510 kN.

Cálculo de la resistencia al Cortante: se realiza con base en la "Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carreteras" del ministerio de fomento de España.

$$V_a = \frac{2A_a}{\pi} \times \frac{1}{\sqrt{3}} \times \frac{f_y}{\gamma_a} \quad \text{EC 3}$$

$$A_a = \frac{4}{\pi} \times [(d_e - 2r_e)^2 - d_i^2] \quad \text{EC 4}$$

V_a =Cortante Resistido por el acero

A_a =Área transversal de acero reducido por Corrosión

f_y = Limite elástico del acero

γ_a =Coeficiente parcial de seguridad = 1.1

d_e =Diámetro externo del tubo de refuerzo

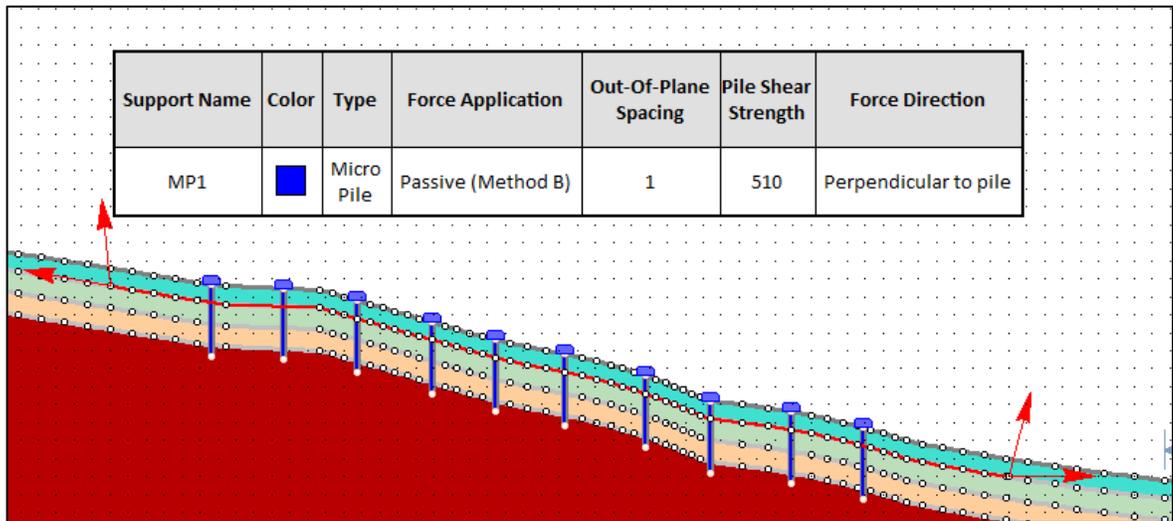
d_i =Diámetro Interno del tubo de refuerzo

r_e =Reducción por corrosión = 0.3 mm para una vida útil de 25 años en suelo natural

$$V_a = \frac{2}{\pi} \times \left[\frac{\pi}{4} [(168.3 - 2 \times 0.3)^2 - 154.06^2] \right] \times \frac{1}{\sqrt{3}} \times \frac{290}{1.1}$$

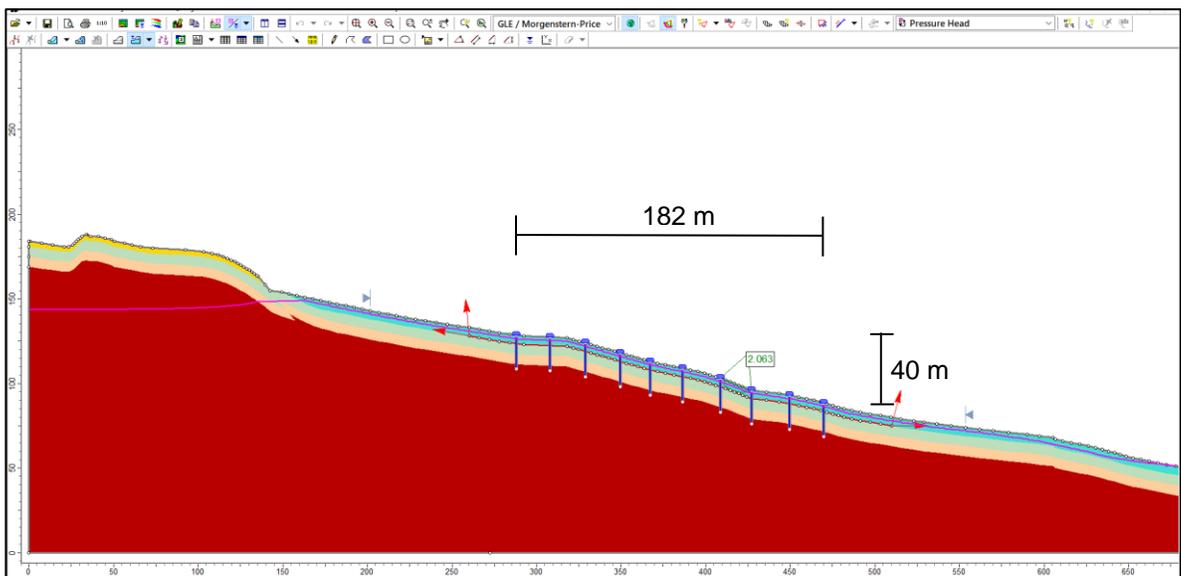
$$V_a = 510060 \text{ N} = 510 \text{ kN}$$

Figura 90. Características del Micropilote en el Modelo



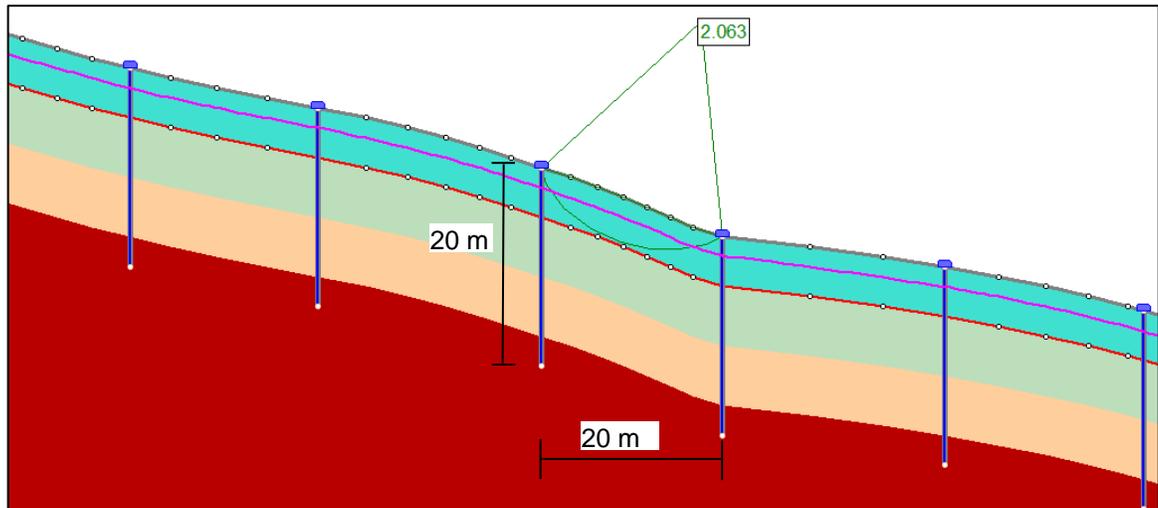
Fuente: El Autor

Figura 91. Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m y 10 filas de MP con SH=1m. Condición Estática. Método Morgenstern –Price



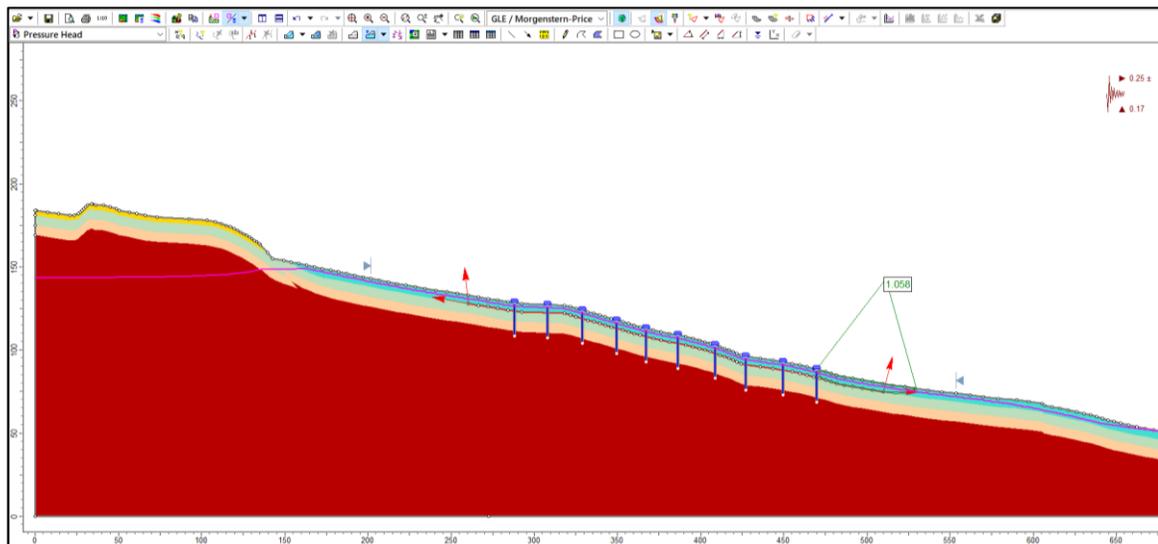
Fuente: El Autor

Figura 92. Detalle Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m y 10 filas de MP con SH=1m. Condición Estática. Método Morgenstern –Price



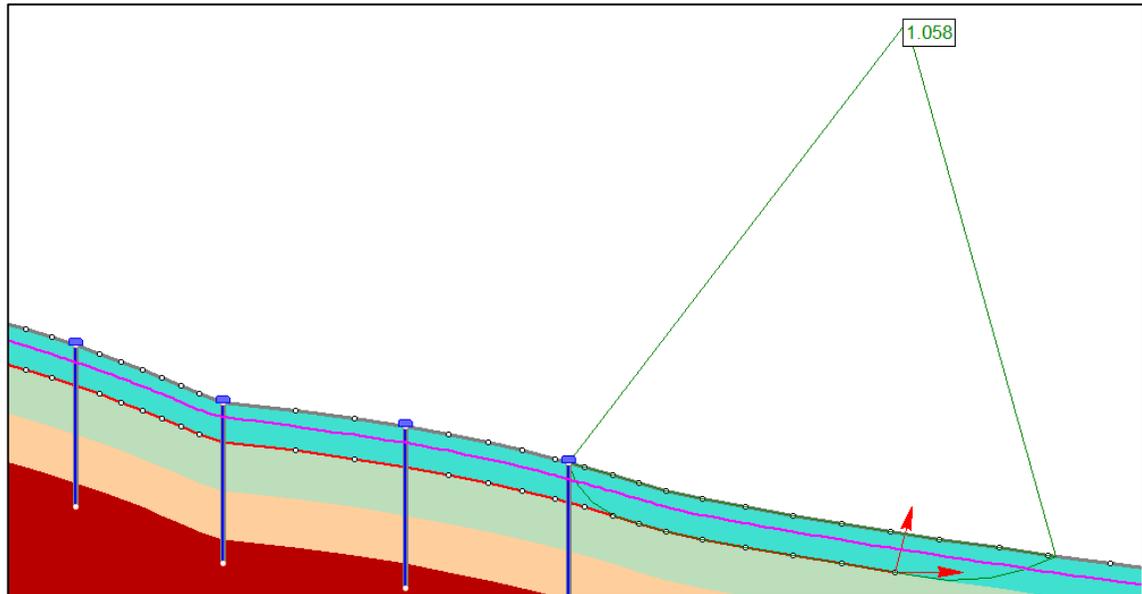
Fuente: El Autor

Figura 93. Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m y 10 filas de MP con SH=1m. Condición Seudo-Estática. Método Morgenstern –Price



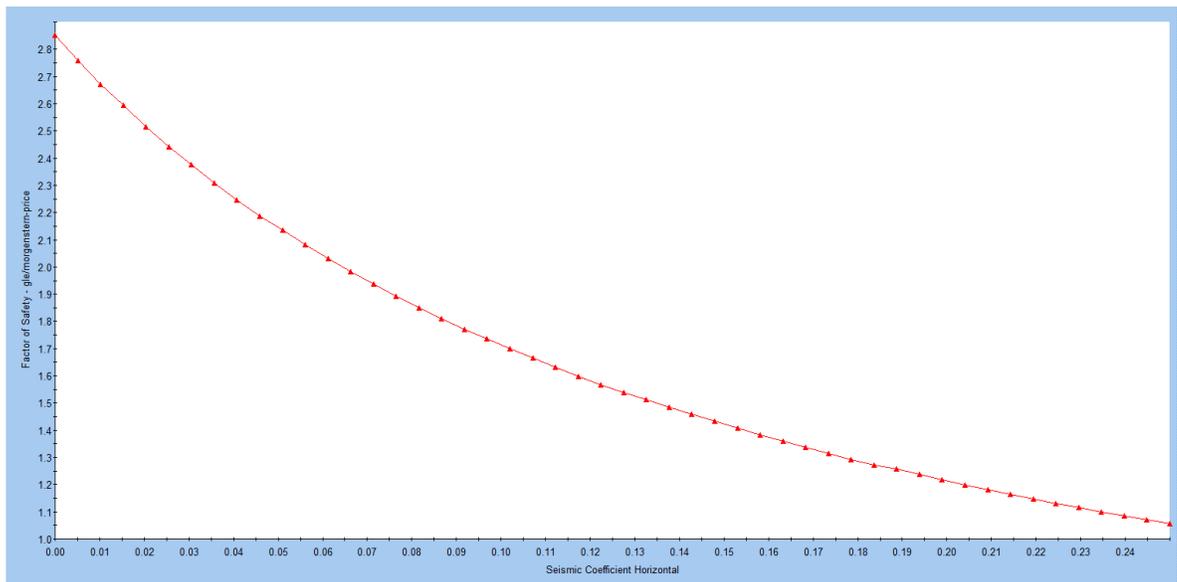
Fuente: El Autor

Figura 94. Detalle Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m y 10 filas de MP con SH=1m. Condición Seudo-Estática. Método Morgenstern –Price



Fuente: El Autor

Figura 95. Sensibilidad Fuerza sísmica Horizontal



Fuente: El Autor

5.1.3 Reducción del nivel freático en 2 metros, Caisson y Micropilotes. En este escenario se plantea además del abatimiento del nivel freático en 2 metros con el uso de filtros tipo llave de cortante o filtro francés, la construcción de Caisson y Micropilotes Pre-excavados con las siguientes características.

Caisson:

- Cantidad de filas de Caisson = 1 fila
- Separación Horizontal entre Caisson de una misma fila, SH = 4 metro
- Longitud = 20 metros
- Diámetro = 1.2 metros
- Material de llenado = Concreto de 21 Mpa (3.000 psi)
- Refuerzo tipo canasta con barras de acero estructural
 - Resistencia a la Fluencia – $F_y = 420$ Mpa (60.000 psi)
 - Diámetro de las barras = 31.8 mm (1 1/4")
 - Cantidad de barras = 38 unidades
- Resistencia al cortante = 4835 kN (Acero y Concreto)

Cálculo de la resistencia al Cortante: Para el acero se realiza con base en la “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carreteras” del ministerio de fomento de España. Para el Concreto se utiliza la norma NSR 10.

$$V_t = V_a + V_c$$

$$V_t = \left[\frac{2A_a}{\pi} \times \frac{1}{\sqrt{3}} \times \frac{f_y}{\gamma_a} \right] + [\varphi \times v_c \times A_c]$$

$$V_t = \left[\frac{2A_a}{\pi} \times \frac{1}{\sqrt{3}} \times \frac{f_y}{\gamma_a} \right] + \left[\varphi \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times A_c \right]$$

V_t =Resistencia Cortante Total

V_a =Resistencia Cortante del Acero

V_c =Resistencia Cortante Concreto

A_a =Área transversal de acero

A_c =Área transversal de concreto dentro confinado por el estribo

f_y = Limite elástico del acero

v_c =Esfuerzo cortante resistente del concreto

f'_c = Resistencia del concreto a la compresión

γ_a =Coeficiente parcial de seguridad = 1.1

φ =Coeficiente de reducción de resistencia del concreto = 0.85

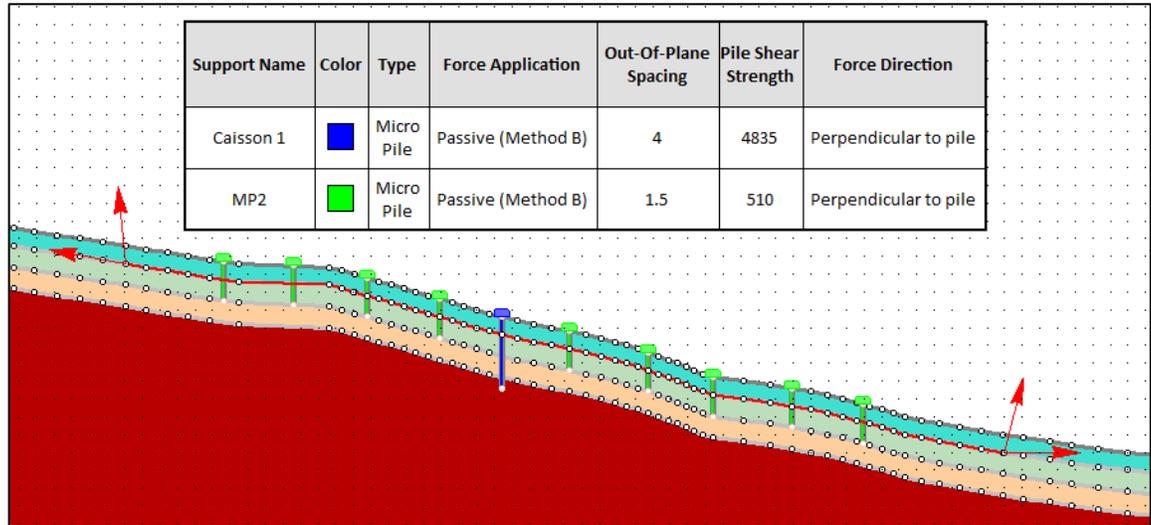
$$V_t = \left[\frac{2}{\pi} \times [38 \times 794] \times \frac{1}{\sqrt{3}} \times \frac{420}{1.1} \right] + \left[0.85 \times \frac{\sqrt{21}}{6} \times \left(\frac{\pi \times (1200 - 2 \times 50)^2}{4} - (38 \times 794) \right) \right]$$

$$V_t = 4.234.286 + 600.360 = 4.834.646 \text{ N} = 4.835 \text{ kN}$$

Micropilotes Pre-excavados:

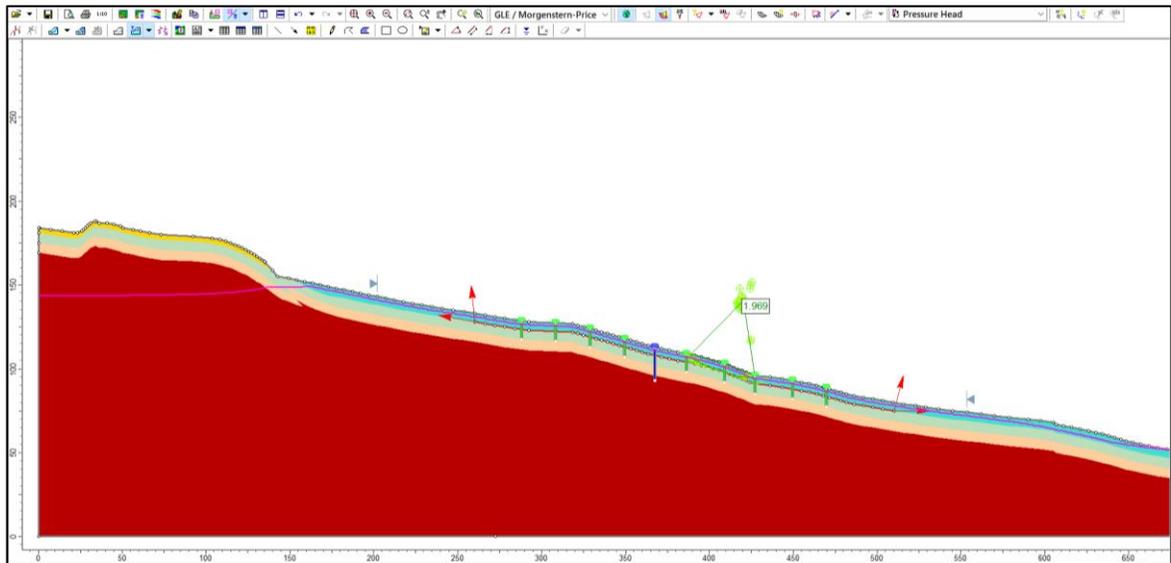
- Cantidad de filas de Micropilotes = 9 filas
- Separación entre filas de Micropilotes SF = 20 metros
- Separación Horizontal entre Micropilotes de una misma fila, SH = 1.5 metro
- Longitud = 11 metros
- Diámetro = 25 centímetros
- Material de llenado = Lechada o mortero de 28 Mpa (3.500 psi)
- Refuerzo tubular de acero al carbón soldable
 - Resistencia a la Fluencia - $F_y=290$ Mpa (42.000 psi)
 - Diámetro Nominal 152.4 mm (6")
 - Diámetro Externo 168.3 mm (6.625")
 - Espesor 10.97mm (0.432")
 - Resistencia al cortante 510 kN

Figura 96. Características del Caisson y Micropilote en el Modelo



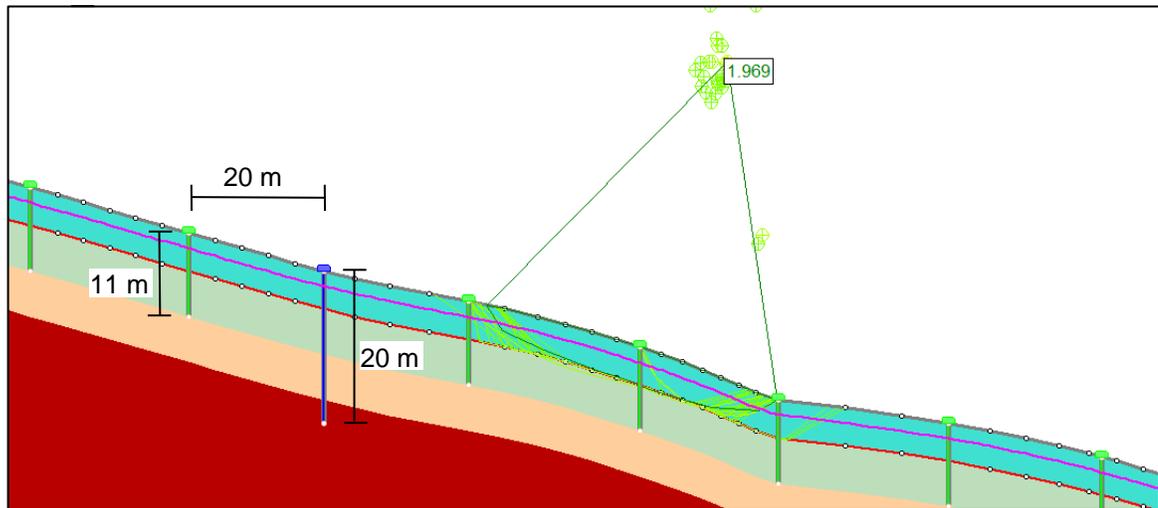
Fuente: El Autor

Figura 97. Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m, 1 fila de Caisson con SH=4m y 9 filas de MP con SH=1.5m. Condición Estática. Método Morgenstern –Price



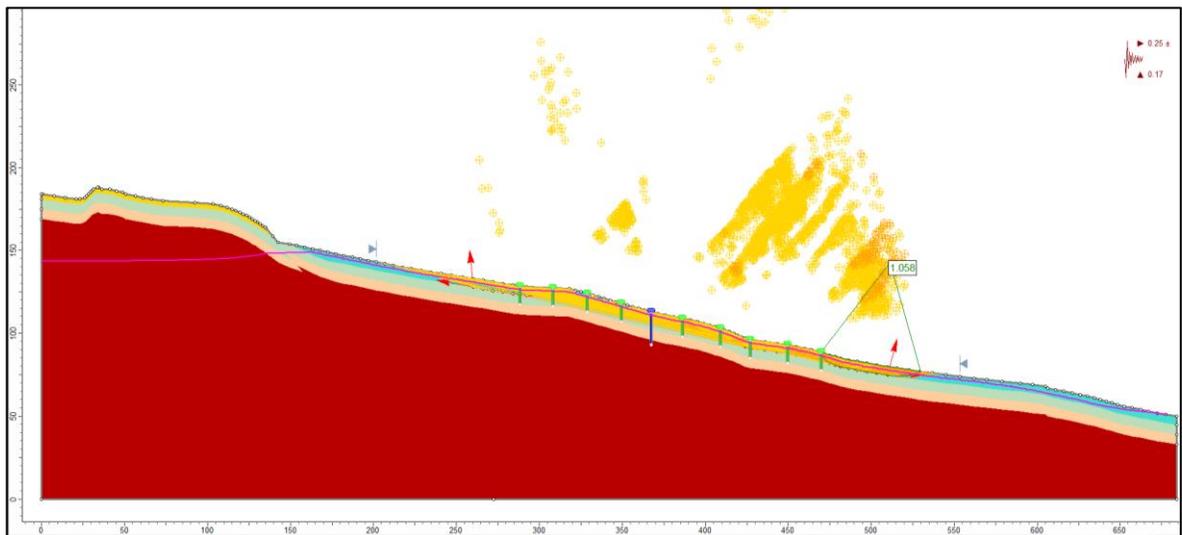
Fuente: El Autor

Figura 98. Detalle Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m, 1 fila de Caisson con SH=4m y 9 filas de MP con SH=1.5m. Condición Estática. Método Morgenstern –Price



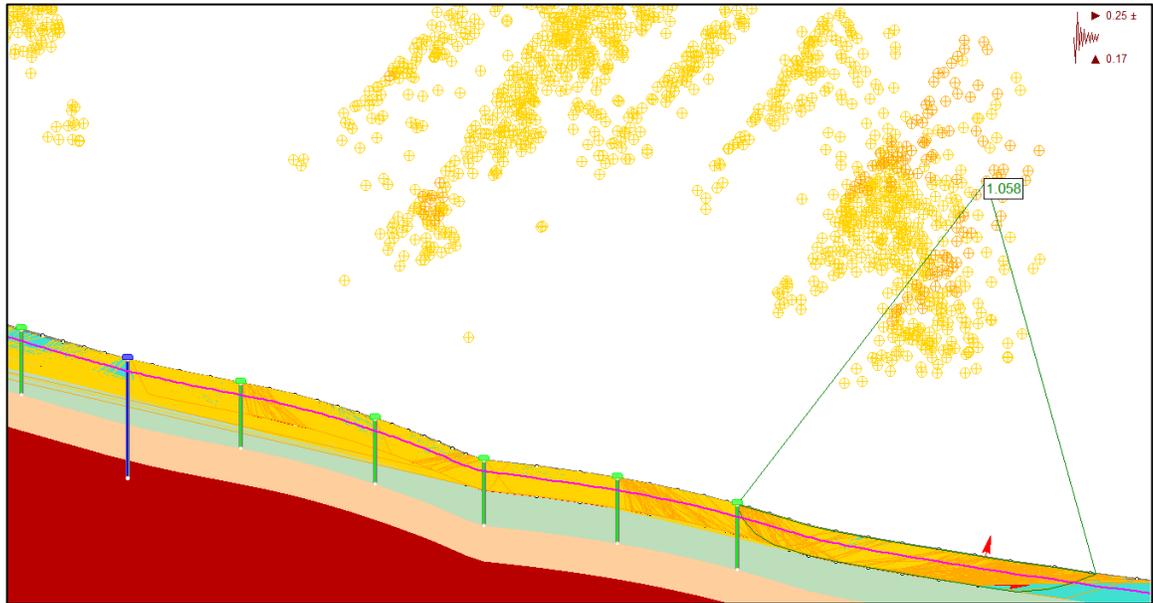
Fuente: El Autor

Figura 99. Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m, 1 fila de Caisson con SH=4m y 9 filas de MP con SH=1.5m. Condición Seudo-Estática. Método Morgenstern –Price



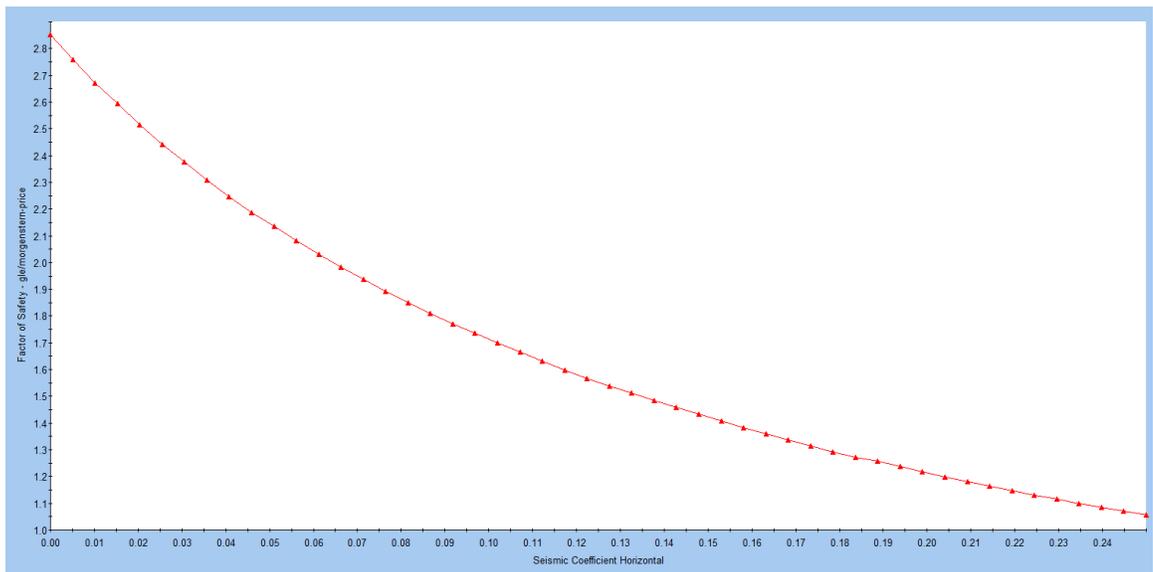
Fuente: El Autor

Figura 100. Detalle Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m, 1 fila de Caisson con SH=4m y 9 filas de MP con SH=1.5m. Condición Seudo-Estática. Método Morgenstern –Price



Fuente: El Autor

Figura 101. Sensibilidad Fuerza sísmica Horizontal



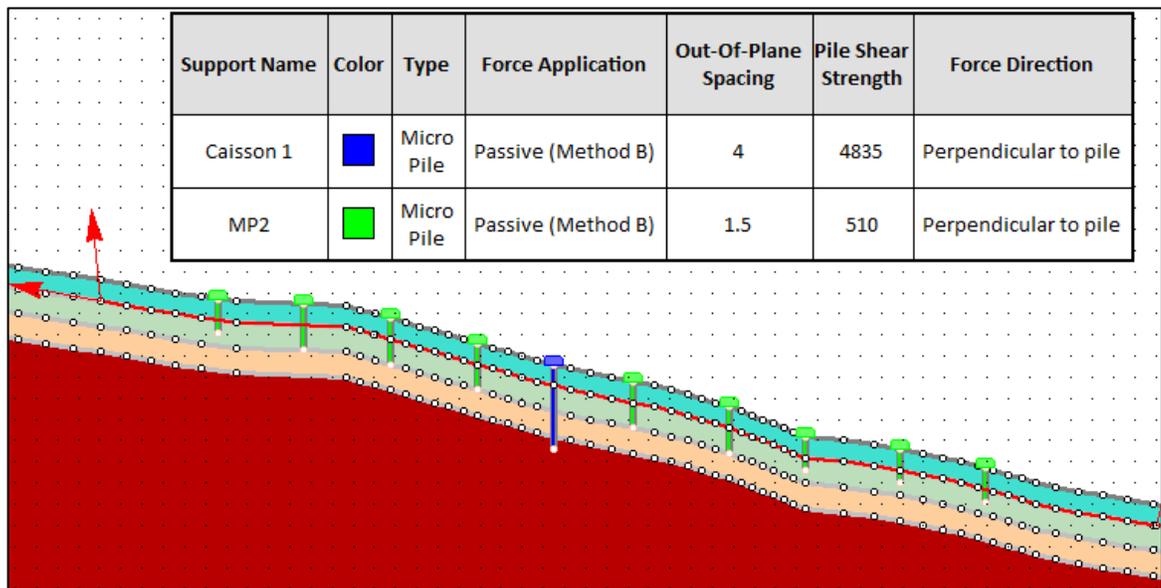
Fuente: El Autor

5.1.4 Reducción del nivel freático en 2 metros, Caisson y Micropilotes optimizado. En este escenario se busca optimizar la longitud de los micropilotes planteados en el numeral anterior.

Micropilotes Pre-excavados:

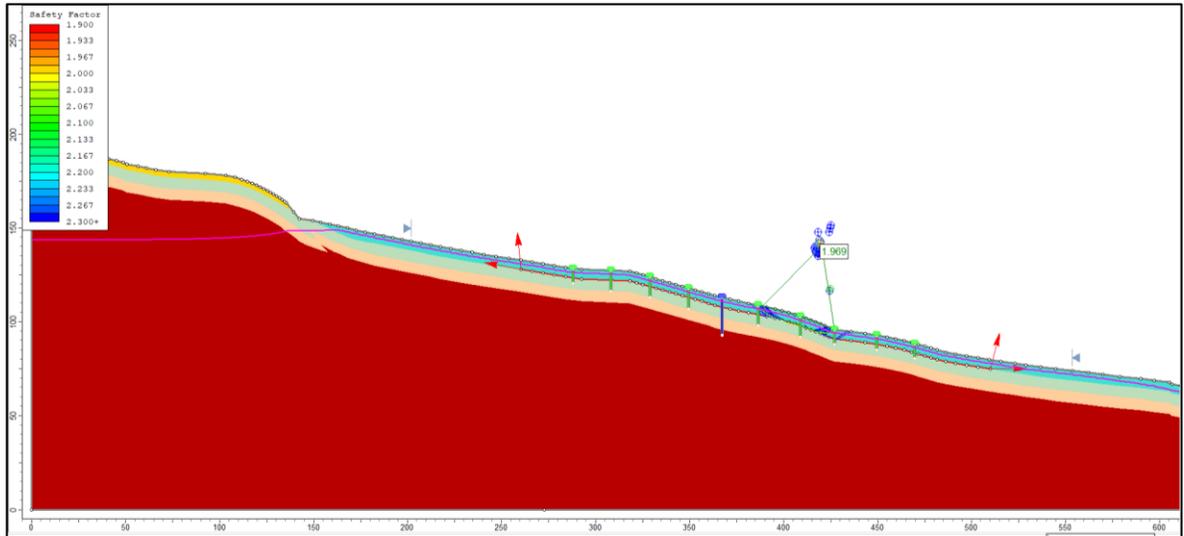
- Cantidad de filas de Micropilotes = 9 filas
- Separación Horizontal entre Micropilotes de una misma fila, SH = 1.5 metros
- Longitud de micropilotes. De la parte alta a la parte baja del talud
 - Fila 1 = 8 metros
 - Fila 2 a la 6 = 11 metros
 - Fila 7 a la 9 = 8 metros

Figura 102. Características del Caisson y Micropilote en el Modelo



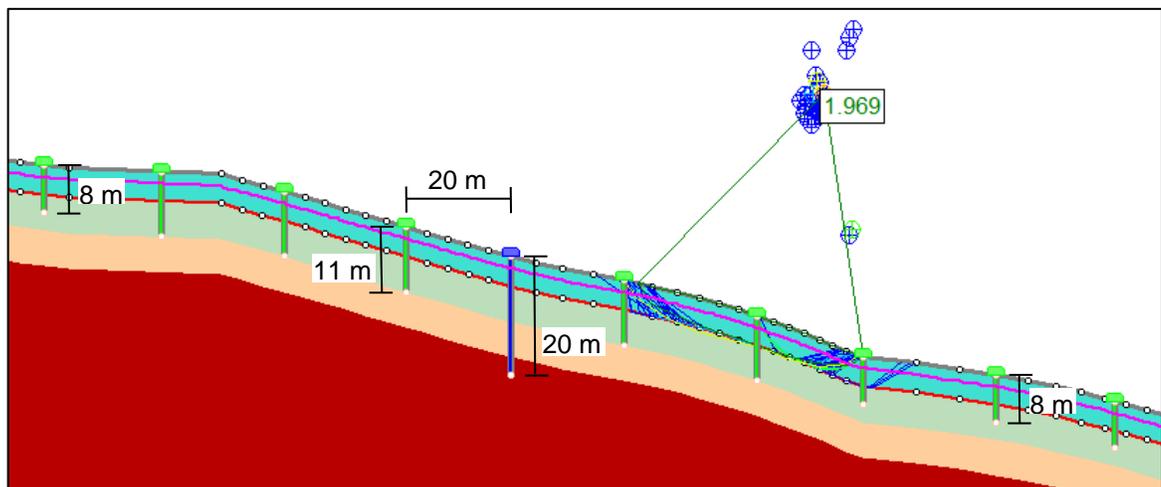
Fuente: El Autor

Figura 103. Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m, 1 fila de Caisson con SH=4m y 9 filas de MP con SH=1.5m longitud optimizada. Condición Estática. Método Morgenstern – Price



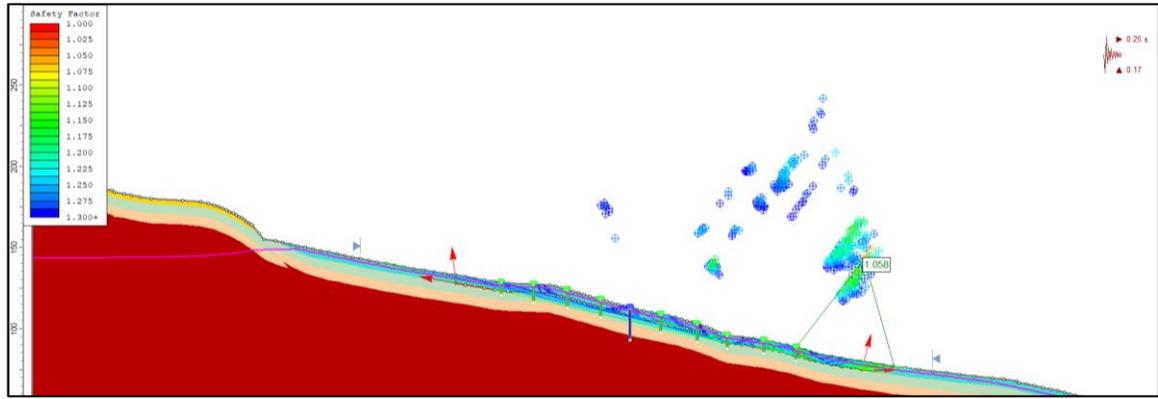
Fuente: El Autor

Figura 104. Detalle Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m, 1 fila de Caisson con SH=4m y 9 filas de MP con SH=1.5m longitud optimizada. Condición Estática. Método Morgenstern –Price



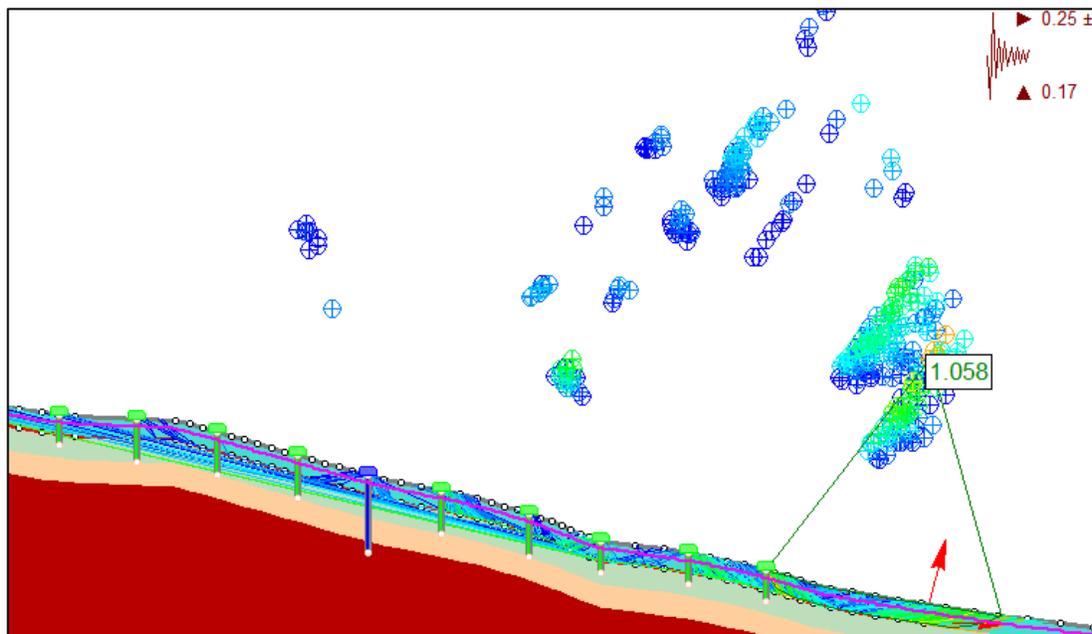
Fuente: El Autor

Figura 105. Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m, 1 fila de Caisson con SH=4m y 9 filas de MP con SH=1.5m longitud optimizada. Condición Seudo-Estática. Método Morgenstern –Price



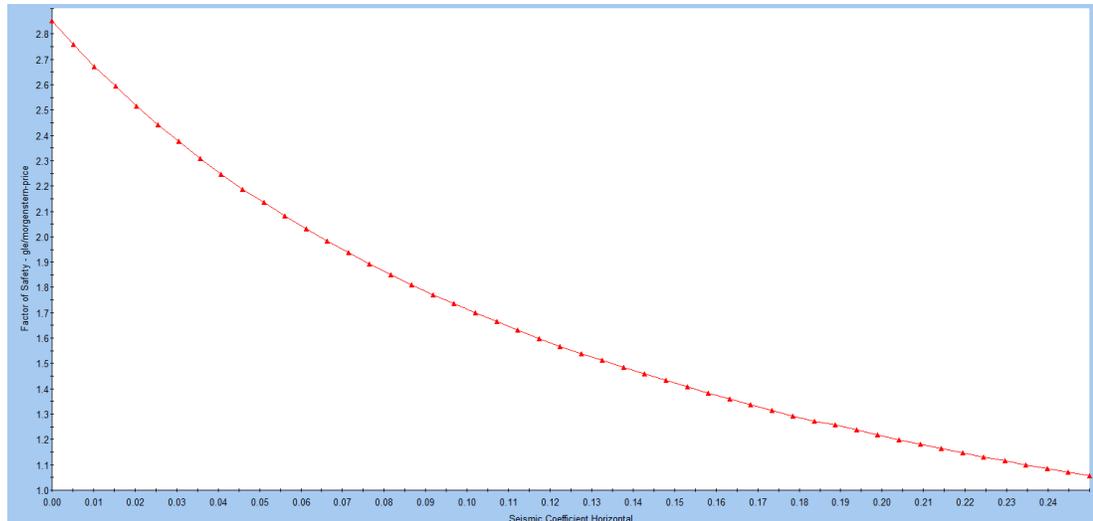
Fuente: El Autor

Figura 106. Detalle Superficies de Falla reduciendo nivel freático 2m, 1 fila de Caisson con SH=4m y 9 filas de MP con SH=1.5m longitud optimizada. Condición Seudo-Estática. Método Morgenstern –Price



Fuente: El Autor

Figura 107. Sensibilidad Fuerza sísmica Horizontal



Fuente: El Autor

5.1.5 Resumen de resultados. A continuación se presenta una tabla resumen con los resultados del factor de seguridad para los diferentes escenarios de mitigación analizados.

Tabla 25. Resumen Factores de Seguridad Alternativas de Mitigación

Método	Abatimiento NF en 2m		Abatim NF en 2m, 10 filas MP SH:1m		Abatim NF 2m, 1 fila Caisson SH=4m, 9 filas MP SH:1.5m		Abatim NF 2m, 1 fila Cais SH=4m, 9 filas MP SH:1.5m Optimizado	
	FS Est	FS S-Est	FS Est	FS S-Est	FS Est	FS S-Est	FS Est	FS S-Est
Bishop Simplificado	1.730	0.577	1.933	1.065	1.933	1.065	1.933	1.065
Janbù Corrected	1.743	0.572	1.954	1.067	1.954	1.067	1.954	1.067
Spencer	1.758	0.585	2.070	1.076	2.111	1.076	2.111	1.076
Morgenstern-Price	1.736	0.568	2.063	1.058	1.969	1.058	1.969	1.058

Fuente: El Autor

Como es evidente, la alternativa número uno (1) logra aumentar el factor de seguridad bajo la condición estática hasta valores superiores a los mínimos establecidos por la NSR 10, sin embargo los factores de seguridad para la condición Seudoestática no satisfacen los requerimientos de norma.

Por otra parte si se analiza la condición sísmica bajo la cual se alcanzan los valores mínimos para el factor de seguridad establecido por la NSR 10, se evidencia que al reducir el nivel freático en 2 metros, la ladera podría ser estable ante condiciones de sismos de baja intensidad ($A_h=0.07g$ y $A_v=0.05g$).

Los otros tres escenarios de obras alcanzaron los factores de seguridad deseados tanto para la condición estática como para la pseudo-estática.

5.2 PRESUPUESTO DE OBRA

De las tres alternativas que ofrecen un cumplimiento total de los factores de seguridad mínimos estáticos y seudoestáticos según la NSR 10, la alternativa que plantea la reducción del nivel freático en 2 metros, más la construcción de una fila de caisson y 9 filas de micropilotes con longitud optimizada, es la que presenta el menor valor.

El costo de esta alternativa, que está alrededor de los 3.540 millones de pesos, muestra un escenario económico desfavorable al analizar la relación costo-beneficio para el gasoducto, a tal punto que la compañía operadora podría no estar dispuesta a realizar dichas inversiones para estabilizar el coluvión debido a que los gastos anuales de distensionamiento y reparación de marco Hs y recubrimiento estarían muy por debajo este valor.

Una de las alternativas que podría ser interesante para la compañía operadora del gasoducto, podría ser la alternativa número 1, la cual busca abatir el nivel freático en 2 metros de su posición actual en época de inviernos fuertes. Esta alternativa tendría un costo cercano a los 490 millones de pesos y con esto la compañía operadora podría garantizar estabilidad de la ladera bajo un escenario de intenso invierno y en condición análisis estático, e inclusive podría garantizar estabilidad ante condiciones de invierno extremas con la ocurrencia en simultáneo de sismos de baja intensidad que generen aceleraciones pico inferiores a los 0.07g. Lo anterior basado en que la probabilidad de que los dos escenarios extremos se presenten en simultáneo, es baja, es decir que coincida en un mismo instante la saturación del terreno con el consecuente aumento del nivel freático y la ocurrencia de un sismo de magnitud media o alta.

A continuación se presentan los costos que tendrían cada una de las alternativas de mitigación plateadas anteriormente.

Tabla 26. Resumen de costos alternativas de mitigación

PRESUPUESTO DE OBRA PARA LOS DIFERENTES ESCENARIOS				
	Unidad	Cantidad	Valor Unitario	Valor Parcial
Reducción del nivel freático en 2 metros				
Canal en piedra pegada reforzado	ml	336	\$ 110,169	\$ 37,016,770
Estructura de entrega de Piedra Pegada	Unidad	2	\$ 571,272	\$ 1,142,544
Filtro llave de cortante	m3	1201	\$ 240,388	\$ 288,706,388
Empradización	m2	10000	\$ 8,078	\$ 80,780,000
TOTAL Costos Directo				\$ 407,645,703
Administración			10%	\$ 40,764,570
Imprevistos			5%	\$ 20,382,285
Utilidad			5%	\$ 20,382,285
Total antes de IVA				\$ 489,174,843
Reducción del nivel freático en 2 metros y Micropilotes				
Micropilotes Pre-excavados Concreto 28 Mpa	ml	8740	\$ 405,562	\$ 3,544,611,520
Viga Cabezal Micropilote (Incluye acero de refuerzo)	m3	175.5	\$ 647,858	\$ 113,699,114
Canal en piedra pegada reforzado	ml	336	\$ 110,169	\$ 37,016,770
Estructura de entrega de Piedra Pegada	Unidad	2	\$ 571,272	\$ 1,142,544
Filtro llave de cortante	m3	1201	\$ 240,388	\$ 288,706,388
Empradización	m2	20000	\$ 8,078	\$ 161,560,000
TOTAL Costos Directo				\$ 4,146,736,336
Administración			10%	\$ 414,673,634
Imprevistos			5%	\$ 207,336,817
Utilidad			5%	\$ 207,336,817
Total antes de IVA				\$ 4,976,083,603
Reducción del nivel freático en 2 metros, Caisson y Micropilotes				
Caisson Concreto 21 Mpa	ml	342	\$ 2,506,838	\$ 857,338,538.37
Micropilotes Pre-excavados Concreto 28 Mpa	ml	4140.00	\$ 405,562	\$ 1,679,026,509.39
Viga Cabezal Caisson (incluye acero de Refuerzo)	m3	71.4	\$ 647,858	\$ 46,257,075.28
Viga Cabezal Micropilote (Incluye acero de refuerzo)	m3	157.95	\$ 647,858	\$ 102,329,202.25
Canal en piedra pegada reforzado	ml	336	\$ 110,169	\$ 37,016,770.00
Estructura de entrega de Piedra Pegada	Unidad	2	\$ 571,272	\$ 1,142,544.42
Filtro llave de cortante	m3	1201	\$ 240,388	\$ 288,706,388.33
Empradización	m2	20000	\$ 8,078	\$ 161,560,000.00
TOTAL Costos Directo				\$ 3,173,377,028
Administración			10%	\$ 317,337,703
Imprevistos			5%	\$ 158,668,851
Utilidad			5%	\$ 158,668,851
Total antes de IVA				\$ 3,808,052,434
Reducción del nivel freático en 2 metros, Caisson y Micropilotes optimizado				
Caisson Concreto 21 Mpa	ml	342	\$ 2,506,838	\$ 857,338,538
Micropilotes Pre-excavados Concreto 28 Mpa	ml	3588.00	\$ 405,562	\$ 1,455,156,308
Viga Cabezal Caisson (incluye acero de Refuerzo)	m3	71.4	\$ 647,858	\$ 46,257,075
Viga Cabezal Micropilote (Incluye acero de refuerzo)	m3	157.95	\$ 647,858	\$ 102,329,202
Canal en piedra pegada reforzado	ml	336	\$ 110,169	\$ 37,016,770
Estructura de entrega de Piedra Pegada	Unidad	2	\$ 571,272	\$ 1,142,544
Filtro llave de cortante	m3	1201	\$ 240,388	\$ 288,706,388
Empradización	m2	20000	\$ 8,078	\$ 161,560,000
TOTAL Costos Directo				\$ 2,949,506,827
Administración			10%	\$ 294,950,683
Imprevistos			5%	\$ 147,475,341
Utilidad			5%	\$ 147,475,341
Total antes de IVA				\$ 3,539,408,192

Nota: Valores obtenidos con base en APU's realizados por el Autor

6. DISEÑOS TIPO

Una vez escogida la opción de mitigación correspondiente con la “Reducción del nivel freático en 2 metros, construcción de caisson y micropilotes de longitud optimizada” la cual reúne todos los requisitos necesarios para dar cumplimiento con los factores de seguridad establecidos en la NSR 10, se desarrollaron los diseños típicos para las diferentes obras.

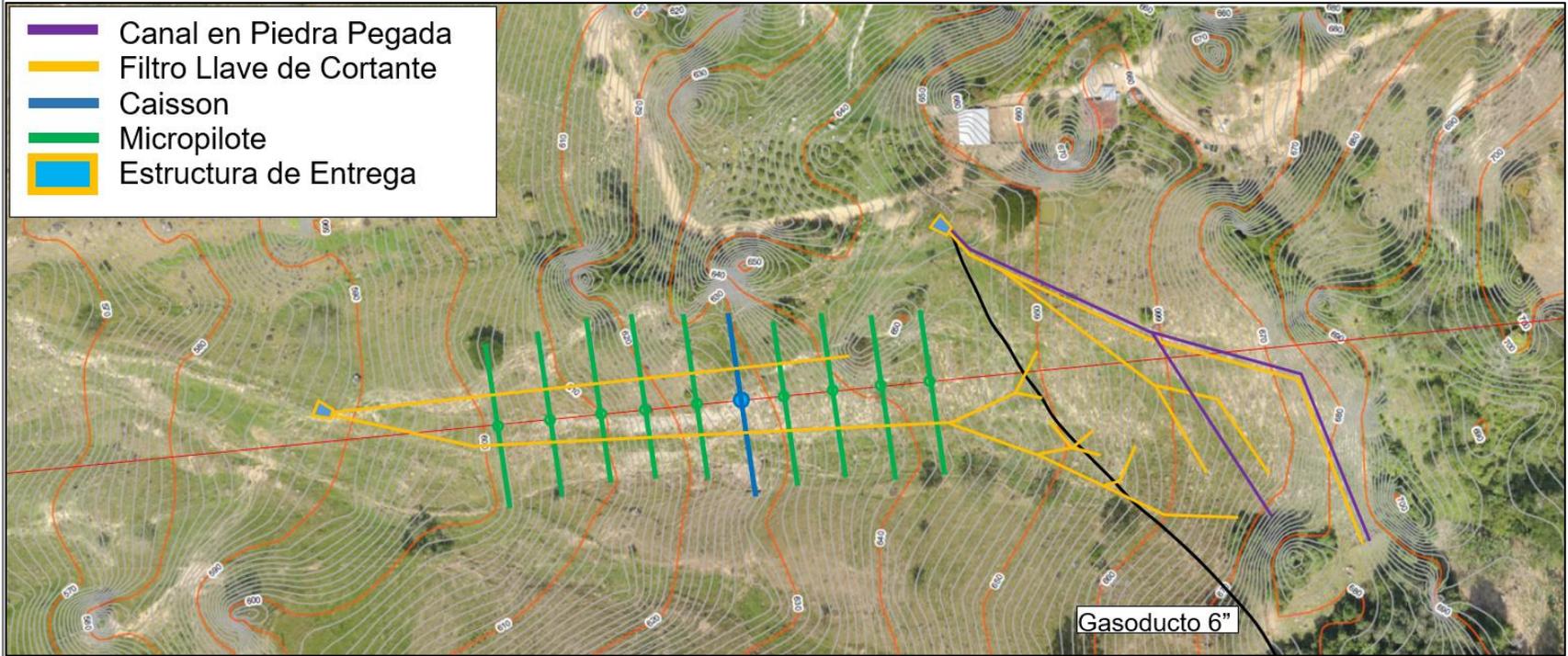
Los caisson y micropilotes se diseñaron con base en la “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carreteras” del ministerio de fomento de España, teniendo en cuenta las sollicitaciones de cortante y las recomendaciones de diámetro, material y resistencia.

Los filtros llave de cortante utilizados para reducir el nivel freático en 2 metros se diseñaron con base en los diseños típicos de Promioriente y aprovechando la experiencia de haber construido este tipo de obras durante los últimos 5 años.

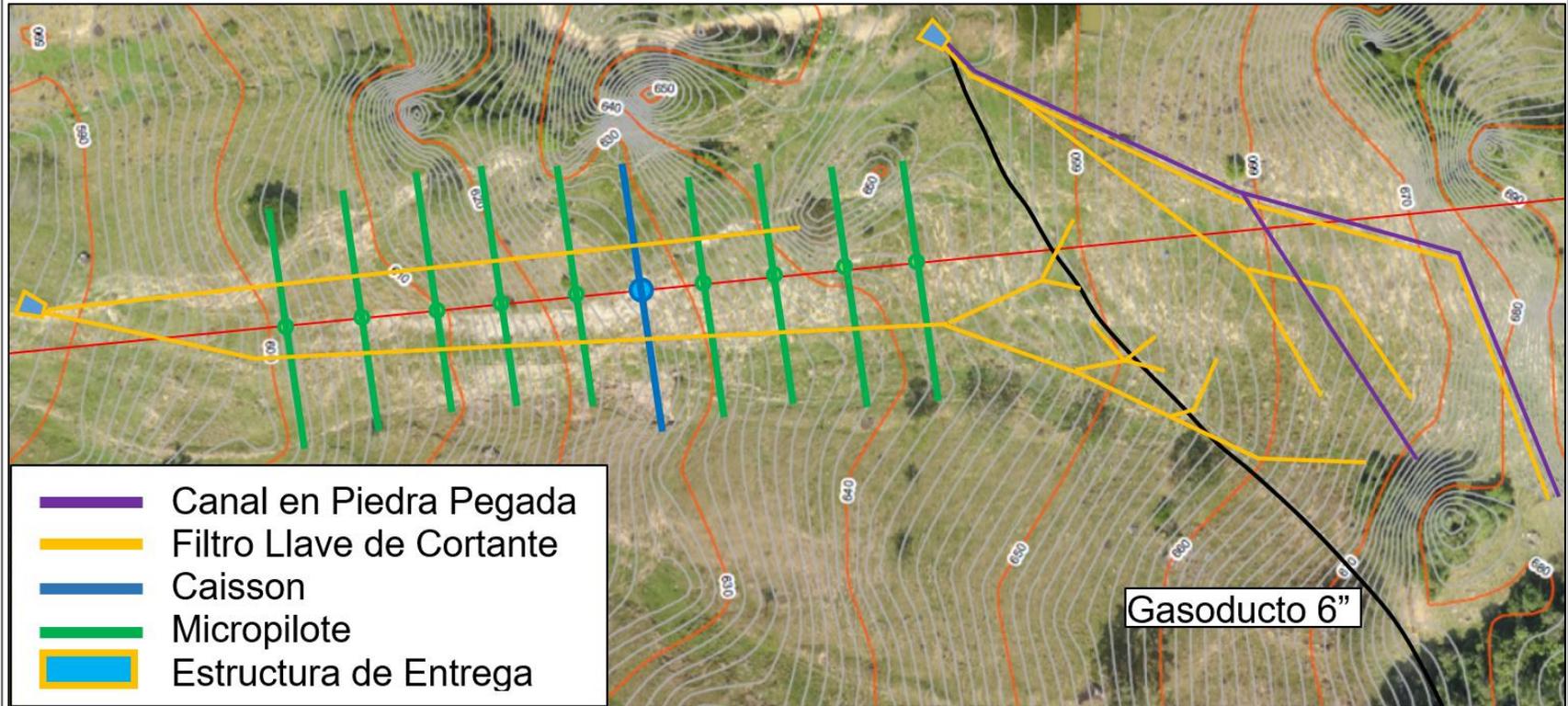
De acuerdo con el análisis FEA realizado (Ver Figura 82), en el cual se encontró un caudal de 2.83 m³/día/m a ser manejado por los filtros y considerando un ancho promedio de 30 metros como área aferente de cada filtro, se establece que el filtro debe tener una capacidad hidráulica de 59 Lt/min. Cantidad de agua fácilmente manejada por estos filtros de 2m de altura y 0.5m de ancho rellenos con canto rodado.

Las obras para el manejo de aguas de escorrentía fueron obtenidas de las cartillas de diseño propias de Promioriente. Los canales y filtros llave de cortante llevarán las aguas hasta dos estructuras de entrega en piedra pegada. La estructura superior (Parte superior derecha del plano) entregará las aguas a una cañada natural, mientras la estructura inferior entregará las aguas sobre un sector de baja pendiente.

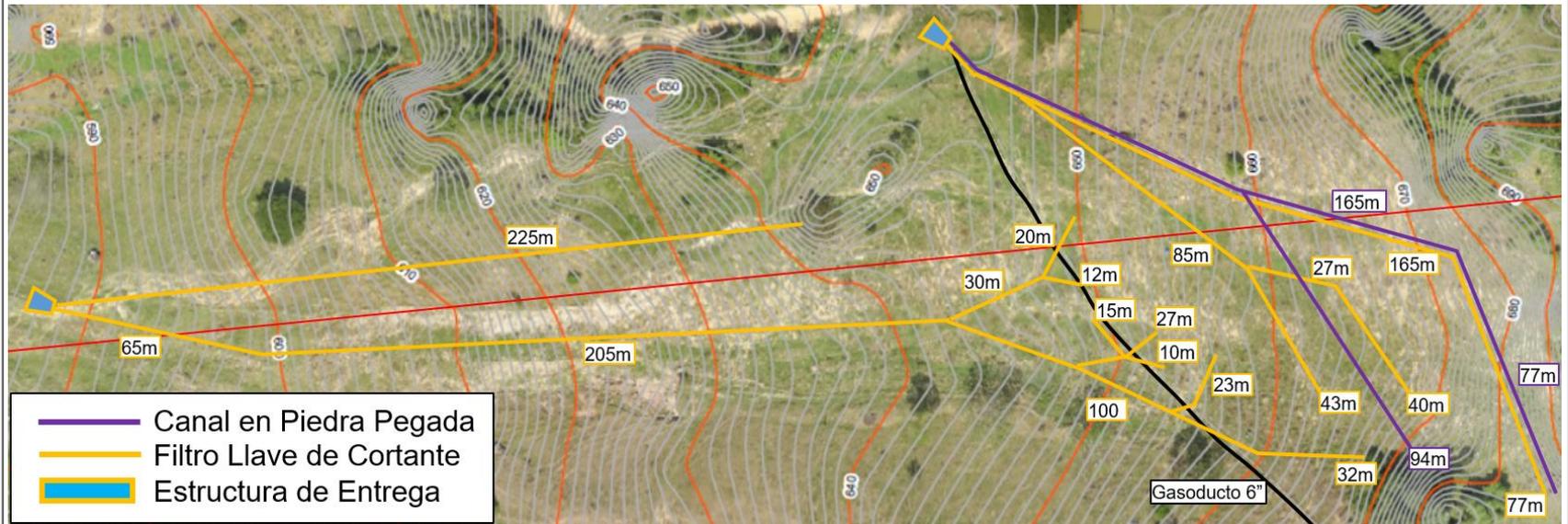
A continuación se presentan los planos esquemáticos de las obras propuestas para la alternativa escogida.



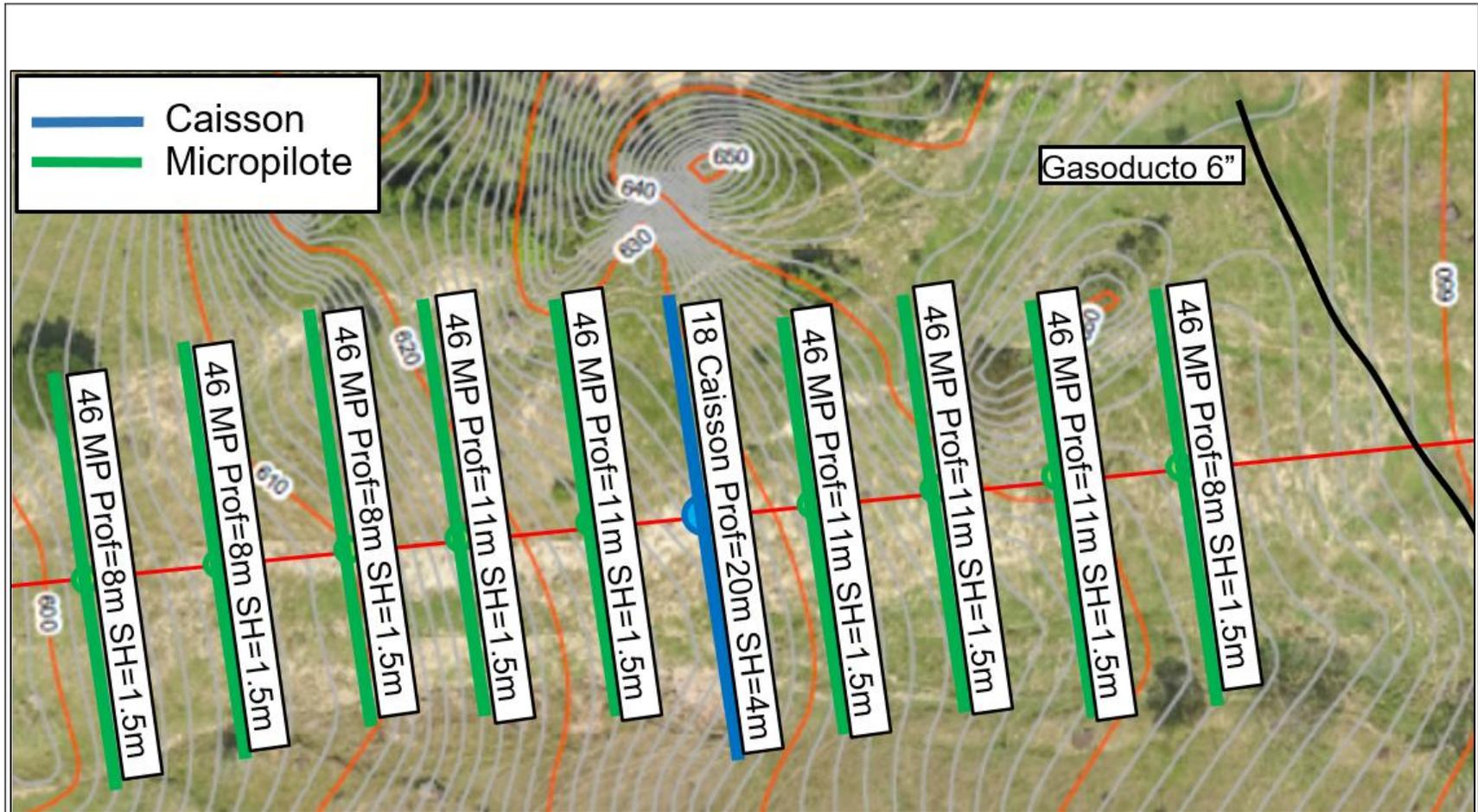
NOTAS							PROYECTO :	ESTUDIO GEOTÉCNICO Y PLANTEAMIENTO DE OBRAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE UNA MASA COLUVIAL PRESENTE EN EL PK 26+300 DEL GASODUCTO PAYOA-BUCARAMANGA DE 6" PROPIEDAD DE PROMIORIENTE S.A. ESP						
							CONTIENE :	LOCALIZACIÓN GENERAL OBRAS						
							DISEÑO :	ANDRES LEON	DIBUJO :	ANDRES LEON				
							Con base en típicos de Promioriente		FECHA :	17/11/2019				
							LOCALIZACIÓN :	PK 26+300 PALO COPOSO						
							PLANO NÚMERO :	01/08	ESCALA :	1 : XX				
							REV.	EMITIDO PARA:	PDR	REVISÓ	APROBÓ	FECHA	U. DE MED.	REVISIÓN
													m / mm	0



	NOTAS					PROYECTO : ESTUDIO GEOTÉCNICO Y PLANTEAMIENTO DE OBRAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE UNA MASA COLUVIAL PRESENTE EN EL PK 26+300 DEL GASODUCTO PAYOÁ-BUCARAMANGA DE 6" PROPIEDAD DE PROMIORIENTE S.A. ESP			
						CONTIENE : LOCALIZACIÓN DETALLADA OBRAS			
						DISEÑO : ANDRÉS LEÓN Con base en típicos de Promioriente		DIBUJO : ANDRÉS LEÓN	
						LOCALIZACIÓN : PK 26+300 PALO COPOSO		FECHA : 17/11/2019	
						PLANO NUMERO : 02/08		ESCALA : 1 : XX	
REV.	EMITIDO PARA:	POR	REVISÓ	APROBÓ	FECHA	U. DE MED. m / mm		REVISION 0	



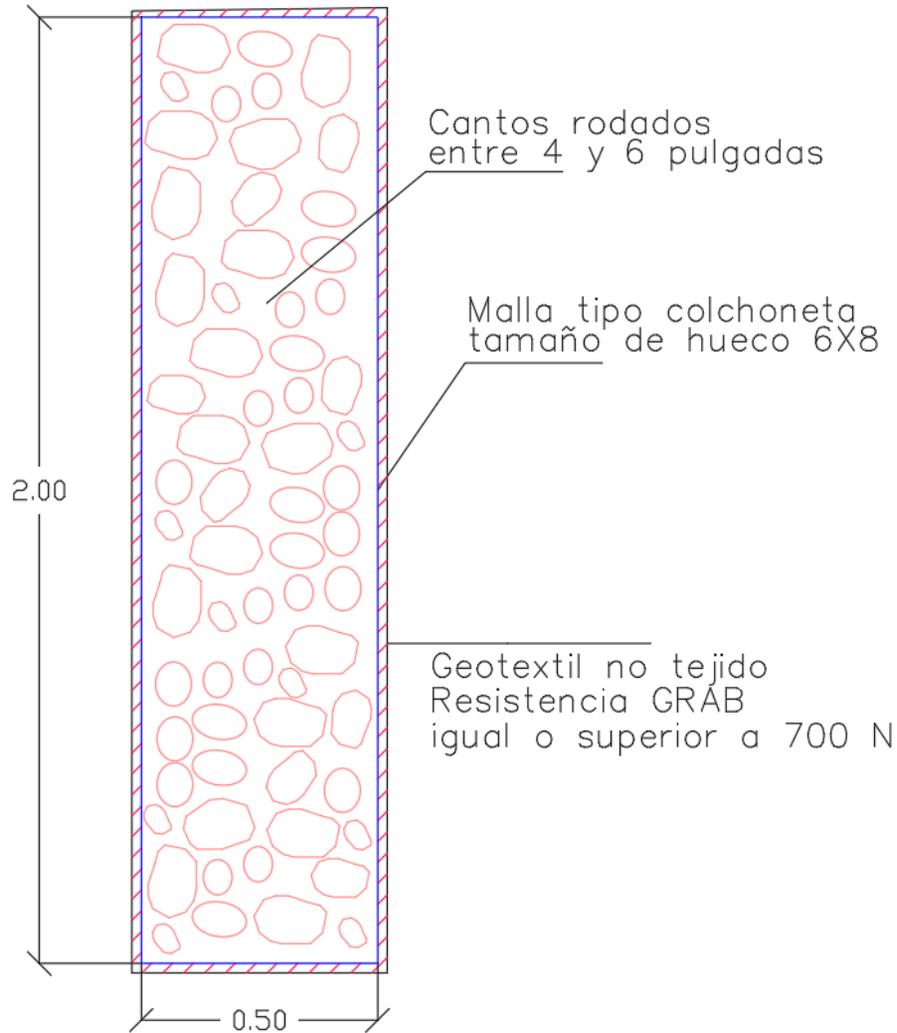
NOTAS						PROYECTO : ESTUDIO GEOTÉCNICO Y PLANTEAMIENTO DE OBRAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE UNA MASA COLUVIAL PRESENTE EN EL PK 26+300 DEL GASODUCTO PAYOÁ-BUCARAMANGA DE 6" PROPIEDAD DE PROMIORIENTE S.A. ESP		
						CONTIENE : DETALLE CANALES Y FILTROS LLAVE DE CORTANTE		
						DISEÑO : ANDRÉS LEÓN Con base en típicos de Promioriente		DIBUJO : ANDRÉS LEÓN
						LOCALIZACIÓN : PK 26+300 PALO COPOSO		FECHA : 17/11/2019
						PLANO NÚMERO : 03/08		ESCALA : 1 : XX U. DE MED. m / mm REVISIÓN 0
0	Diseño Palo Coposo	Andrés León			Nov 2019			
REV.	EMITIDO PARA:	POR	REVISÓ	APROBÓ	FECHA			



NOTAS							PROYECTO : ESTUDIO GEOTÉCNICO Y PLANTEAMIENTO DE OBRAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE UNA MASA COLUVIAL PRESENTE EN EL PK 26+300 DEL GASODUCTO PAYOÁ-BUCARAMANGA DE 6" PROPIEDAD DE PROMIORIENTE S.A. ESP		
							CONTIENE : DETALLE CAISSONS Y MICROPILOTES		
		DISEÑO : ANDRÉS LEÓN Con base en típicos de Promioriente			DIBUJO : ANDRÉS LEÓN				
		LOCALIZACIÓN : PK 26+300 PALO COPOSO			FECHA : 17/11/2019				
		PLANO NUMERO : 04/08			ESCALA : 1 : XX				
REV.	EMITIDO PARA:	POR	REVISÓ	APROBÓ	FECHA	U. DE MED.	REVISION		
0	Diseño Palo Coposo	Andrés León			Nov 2019	m / mm	0		

FILTRO LLAVE CORTANTE

(ESC. 1:15)



ESPECIFICACIONES:

El geotextil será no tejido con resistencia Grab igual o superior a 700N

Malla tipo colchoneta tamaño 3mx2mx0.5m, tamaño de hueco de 6x8cm.

El alambre utilizado es clase 4, cuyo recubrimiento es una aleación de zinc, aluminio y tierras raras, denominada Zn-5A1-MM. Los diámetros son: Malla 2.2 mm; Aristas y bordes 2.7 mm; Amarres 2.2 mm; adicionalmente se encuentra el recubrimiento de PVC con un espesor nominal de 0.5 mm.

El entrelazado se hace en triple torsión

Se usaran cantos rodados entre 4 y 6 pulgadas de tamaño

NOTAS

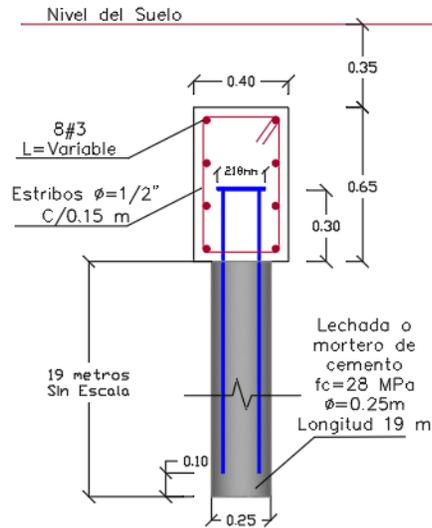
0	Diseño Fila Coposo	Andrés León			Nov 2019
REV.	EMITIDO PARA:	POR	REVISÓ	APROBÓ	FECHA

PROYECTO :
ESTUDIO GEOTÉCNICO Y PLANTEAMIENTO DE OBRAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE UNA MASA COLUVIAL PRESENTE EN EL PK 26+300 DEL GASODUCTO PAYOA-BUCARAMANGA DE 6" PROPIEDAD DE PROMIORIENTE S.A. ESP

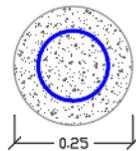
CONTIENE : FILTRO LLAVE DE CORTANTE					
DISEÑO : ANDRÉS LEÓN		DIBUJO : ANDRÉS LEÓN			
LOCALIZACIÓN : PK 26+300 PALO COPOSO					
PLANO NUMERO : 05/08		ESCALA : 1 : 15		U. DE MED. m / mm	REVISIÓN 0

MICROPILOTE PRE EXCAVADO Y VIGA CABEZAL

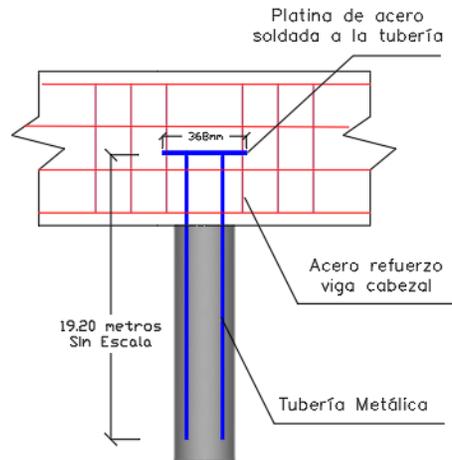
(ESC. 1:30)



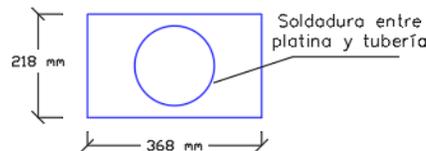
TUBERÍA METÁLICA



Tubería Metálica Soldable
 $F_y=290$ Mpa - Diámetro Exterior 168 mm (6.625")
Espesor=10.97 mm - Longitud 19.20 metros



PLATINA METÁLICA



Platina de Acero $F_y=290$ MPa
- espesor $1/4"$ - Ancho 218mm
- Longitud 368mm soldada a al tubería

ESPECIFICACIONES:

Lechada de cemento con resistencia a la compresión de 3500 psi.

Aditivos requeridos

Barros de acero de refuerzo estructural con resistencia 60,000 psi o tubería nueva de acero al carbón grado B, diámetro nominal 6" (Diámetro exterior 6.625") y con espesor sch 40 o 7.11 mm.

La tubería podrá ser agujerada para permitir un mejor tránsito de la lechada entre la tubería y el anular de la perforación

La longitud efectiva de los micropilotes empezará a contar desde el nivel -1 metro. Lo anterior teniendo en cuenta que la viga cabezal se construirá entre los niveles -0.35m y -1m y que entre los niveles 0m y 0.35m se realizará relleno compactado con el material de la excavación.

Los aceros del micropilote deberán extenderse 0.3m desde la cabeza del micropilote con el fin de amarrarse a la viga cabezal. En caso de utilizar tubos de acero como refuerzo, se deberán soldar 4 barras de acero de $1/4"$ en la sección que quedará embebida en la viga cabezal de acuerdo con los planos de diseño

NOTAS

REV.	EMITIDA PARA:	POR	REVISÓ	APROBÓ	FECHA
0	Diseño PISO Coposo	Andrés León			Nov 2019

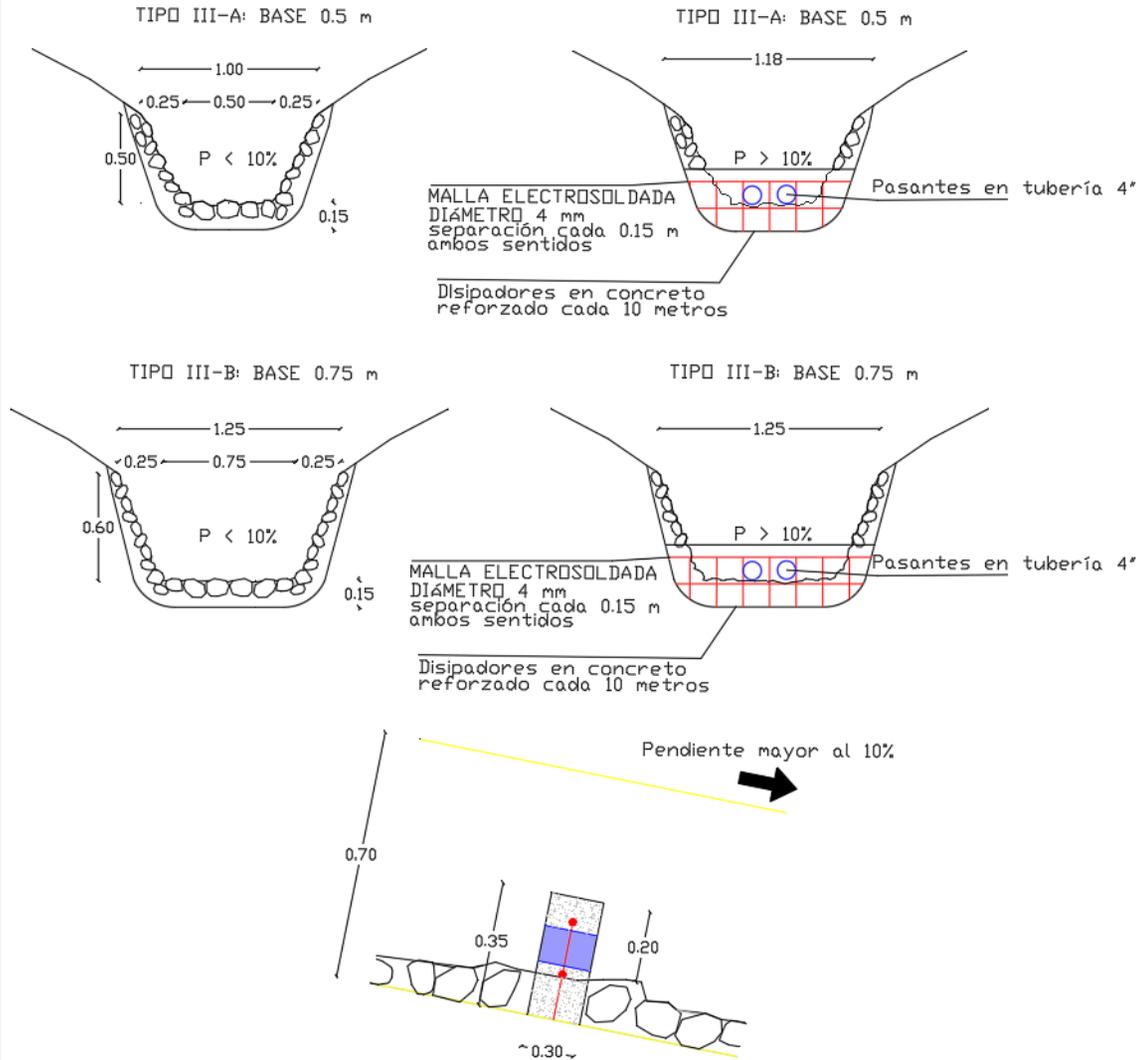
PROYECTO : ESTUDIO GEOTÉCNICO Y PLANTEAMIENTO DE OBRAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE UNA MASA COLUVIAL PRESENTE EN EL PK 26+300 DEL GASODUCTO PAYOA-BUCARAMANGA DE 6" PROPIEDAD DE PROMIORIENTE S.A. ESP

CONTIENE : MICROPILOTES PRE-EXCAVADOS Y VIGA CABEZAL

DISERNO : ANDRÉS LEÓN Con base en típicos de Promioriente	DIBUJO : ANDRÉS LEÓN
LOCALIZACIÓN : PK 26+300 PALO COPOSO	FECHA : 17/11/2019
PLANO NUMERO : 06/08	ESCALA : 1 : 30 U. DE MED. m / mm REVISION 0

CANALES EN PIEDRA PEGADA

(ESC. 1:40)



ESPECIFICACIONES:

Las excavaciones necesarias se realizarán únicamente de forma manual.

El espesor de las paredes y fondo del canal será de 0.15 m

Concreto simple 3.000 psi (210 kg/cm²) mezcla probable 1:2:3.

Tamaño de las piedras entre 1" y 3", distanciadas mínimo 1" unas de otras.

Barreros de disipación en concreto reforzado cada 10 m cuando la pendiente sea superior al 10%.

Las barreras de disipación deben contar con dos pasantes en tubería de 4"

NOTAS

a	Diseño Palo Coposo	Andrés León			Nov 2019
REV.	EMITIDO PARA:	POR	REVISÓ	APROBÓ	FECHA

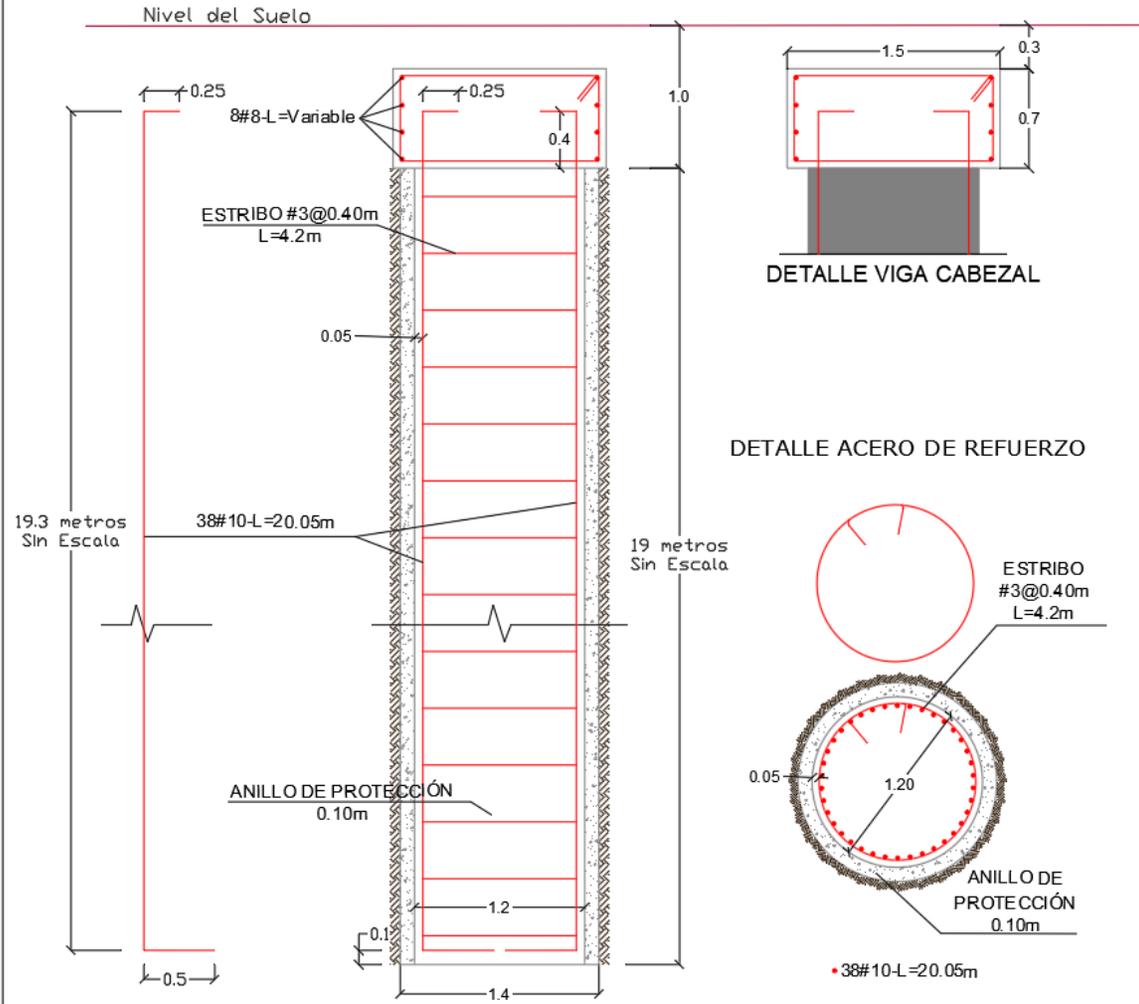
PROYECTO : ESTUDIO GEOTÉCNICO Y PLANTEAMIENTO DE OBRAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE UNA MASA COLUVIAL PRESENTE EN EL PK 26+300 DEL GASODUCTO PAYOÁ-BUCARAMANGA DE 6" PROPIEDAD DE PROMIORIENTE S.A. ESP

CONTIENE : CANAL PIEDRA PEGADA

DISEÑO :	ANDRÉS LEÓN	DIBUJO :	ANDRÉS LEÓN
LOCALIZACIÓN :	Con base en típicos de Promioriente	FECHA :	17/11/2019
PLANO NUMERO :	PK 26+300 PALO COPOSO	ESCALA :	1 : 40
	07/08	U. DE MED. :	m / mm
		REVISIÓN :	0

CAISSON Y VIGA CABEZAL

(ESC. 1:50)



ESPECIFICACIONES:

Esquema de diseño típico para el Caisson, la longitud y diámetro puede variar de acuerdo a cada sitio.

Concreto tremie 3.000 psi (210 kg/cm²).

El concreto ciclópeo del núcleo debe garantizar 60% en concreto de 3.000 psi y 40% piedra rajón.

En el refuerzo del anillo se debe utilizar la cuantía mínima descrita en la tabla C.15.11-1 (Cuantías mínimas longitudinales y transversales en pilotes y cajones de cimentación vaciados en sitio), según la norma NSR 10.

Acero de refuerzo 60.000 psi (4.200 kg/cm²).

longitud efectiva de los Caisson empezará a contar desde el nivel -1 metro.

NOTAS

0	Diseño Palo Coposo	Andrés León			Nov 2019
REV.	EMITIDO PARA:	POR	REVISÓ	APROBÓ	FECHA

PROYECTO : ESTUDIO GEOTÉCNICO Y PLANTEAMIENTO DE OBRAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE UNA MASA COLUVIAL PRESENTE EN EL PK 26+300 DEL GASODUCTO PAYOA-BUCARAMANGA DE 6" PROPIEDAD DE PROMIORIENTE S.A. ESP

CONTIENE : CAISSON Y VIGA CABEZAL

DISERO : ANDRÉS LEÓN Con base en típicos de Promioriente	DIBUJO : ANDRÉS LEÓN
LOCALIZACIÓN : PK 26+300 PALO COPOSO	FECHA : 17/11/2019
PLANO NUMERO : 08/08	ESCALA : 1 : 50
	U. DE MED. : m / mm
	REVISIÓN : 0

7. CONCLUSIONES

1. La ladera presenta factores de seguridad inferiores a los establecidos por la NSR los cuales corresponden con 1.5 para la condición estática y 1.05 para la condición Seudoestática. Para la condición estática, si bien es cierto el factor de seguridad es inferior a 1.5, los valores obtenidos son superiores a 1.4 y esto dejaría entrever que el talud tendría cierto grado de estabilidad en condiciones sin sismo y bajo saturación total por efecto de las lluvias con los consecuentes niveles freáticos altos. Sin embargo, no hace falta más que un sismo con una energía que produzca una aceleración horizontal pico de 0.05g para que el talud pueda fallar. Esto muestra la altísima vulnerabilidad de la ladera en época de invierno ante sismos de baja intensidad y ratifica la hipótesis de que el coluvión se mueve por efecto de las dos condiciones críticas combinadas, es decir agua y sismo.
2. De acuerdo con los resultados obtenidos se puede establecer que bajo condiciones de estado estático las superficies de falla críticas son de baja profundidad, manteniéndose en la zona del estrato del coluvión, mientras para la condición con sismo las superficies de falla son más profundas, llegando hasta el suelo residual. La concepción de las obras de mitigación contempló obras profundas como los Caisson y algunas filas de Micropilotes para contener las superficies de falla más grandes producidas especialmente por los efectos sísmicos, así mismo contempló obras subsuperficiales como los micropilotes más cortos, para contener las superficies más someras.
3. La alternativa número 4 cumple con los factores de seguridad mínimos exigidos por la normatividad colombiana, sin embargo los altos costos, 3.540 millones de pesos, hacen que esta alternativa se vuelva inviable para la compañía operadora dada la baja relación beneficio/costo. Una alternativa de mitigación

podría ser la implementación de la alternativa número 1, que con un costo cercano a los 490 millones de pesos lograría aumentar el factor de seguridad estático por encima del mínimo exigido y garantizaría estabilidad ante condiciones de sismos de baja intensidad ($A_h=0.07g$ y $A_v=0.05g$).

4. Es imprescindible realizar los chequeos de factores de seguridad tanto para la condición estática como para la condición pseudoestática, ya que el hecho de alcanzar el cumplimiento de unos de los dos factores no garantiza el cumplimiento del otro. Esto quedó ratificado en el presente documento en donde a pesar de alcanzar un factor de seguridad adecuado para la condición estática, la condición Seudoestática fallaba con valores supremamente bajos. Por otra parte es muy importante analizar la condición más crítica de la fuerza sísmica vertical y por lo tanto se deben hacer los chequeos aplicando la fuerza de forma ascendente y descendente.
5. Los resultados de los ensayos de campo permitieron establecer de manera clara la estratificación de la ladera y la existencia de las superficies de contacto entre el suelo residual y la masa del coluvión. Esto fue fundamental para el desarrollo de los modelos conceptual y matemático.
6. Cuando se realizan ensayos de permeabilidad es importante tener en cuenta que la permeabilidad secundaria producida por los grietas en los coluviones puede generar valores muy altos en suelos cuya naturaleza arcillosa debería indicar permeabilidades más bajas. Este tipo de observaciones son fundamentales al momento de crear el modelo conceptual y matemático de la ladera y especialmente a la hora de utilizar el análisis FEA.
7. La presencia de agua freática y/o de bolsas de acumulación de agua por efecto de las grietas en el suelo, sumado a la baja permeabilidad de la matriz arcillosa y las bajas pendientes de la ladera, son una de las principales causas de los

movimientos de los coluviones. Por lo tanto es fundamental garantizar la evacuación rápida y continua de estas aguas por medio de filtros y evitar que se sumen al problema las aguas superficiales por medio de la construcción de canales que permitan manejar la escorrentía.

8. Uno de los principales obstáculos a la hora de construir los modelos matemáticos adecuados de las laderas y taludes, es la determinación del tipo, cantidad y ubicación de los ensayos de campo y laboratorio. El factor económico impacta de forma importante estas definiciones, además de la falta de conocimientos teórico-prácticos de los profesionales encargados de tomar las decisiones.
9. Gracias al uso de herramientas simples como la carta de Casagrande modificada por Mitchell, es posible identificar el tipo de arcilla presente en el suelo y así poder descartar problemas de expansividad que hacen aún más complejos los análisis de estabilidad de una ladera y especialmente de un coluvión.

8. RECOMENDACIONES

1. Es fundamental tener claridad acerca de las condiciones deseadas para la ejecución de los ensayos de campo y laboratorio, ya que de esto depende el uso correcto de la información en los modelos matemáticos. ¿Debemos utilizar muestras inalteradas?, ¿podríamos utilizar muestras remoldeadas?, ¿es necesario saturar la muestra?, ¿cuánto tiempo requerimos para garantizar que se satura la muestra antes de cualquier ensayo?, ¿es necesario hacer ensayos UU, CU o CD?, estas y otras preguntas similares deberían estar resueltas antes de iniciar cualquier ensayo de campo o laboratorio.
2. Es muy importante que siempre se realicen ensayos de geofísica en conjunto con sondeos a percusión y/o rotación, ya que de esta manera se pueden correlacionar las dos técnicas y se pueden obtener datos muy aproximados de las condiciones reales del suelo. Estos dos métodos de ensayo tienen limitaciones al utilizarse de forma individual, pero al combinarse, se complementan perfectamente y se logran resultados precisos con una gran área de cobertura y a bajo costo.
3. Para este tipo de estudios de gran extensión es recomendable el uso de Drones para la toma de ortofotografías que permiten obtener imágenes generales y detalladas del sector, así como la determinación de modelos de elevación digital que generan imágenes con curvas de nivel a muy bajo costo.
4. Si bien en los sondeos no se evidenció la existencia de un nivel freático hasta los 15 metros de profundidad, esta situación se puede deber a la muy baja permeabilidad de los estratos de suelo residual que reducen la velocidad de llenado de la perforación. Es recomendable para futuros estudios, que luego de

finalizada la perforación se instale un sistema de piezómetros que permita hacer seguimiento del comportamiento del nivel freático.

5. Cuando no se cuenta con información precisa y confiable de la ubicación y el comportamiento del nivel freático, es aconsejable el uso de los análisis de elementos finitos FEA Steady State que ofrece el software SLIDE. Este análisis permite determinar el comportamiento del nivel freático a partir de zonas donde aflora o se represa agua, también se puede utilizar para analizar niveles freáticos colgados a partir de intensidades de lluvia.
6. Se recomienda a la compañía operadora del gasoducto, la construcción de las obras objeto de la alternativa número 1 y la instalación de un sistema de monitoreo por medio de mojones de concreto y topografía con estación total.
7. Se recomienda a la compañía operadora explorar otras opciones como la construcción de un cruce aéreo o la construcción de un puente-ducto utilizando Caissons de apoyo para el gasoducto de tal manera que cuando se active el movimiento del coluvión, el terreno pase entre los caisson y se mantenga invariable la posición de los caisson y del ducto.

BIBLIOGRAFIA

BUDHU, Muni. Soil Mechanics Fundamentals. Imperial Edition. Chichester: Wiley Blackwell 2015

CARMONA, July E. y RUGE, Juan C. Análisis de las correlaciones existentes del ángulo de fricción efectivo para suelos del piedemonte oriental de Bogotá usando ensayos in situ. En: Tecno Lógicas (Revista). ISSN 0123-7799, Vol. 18, No. 35, pp. 93-104, Julio-diciembre 2015.

COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente – NSR 10. Título A.

COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente – NSR 10. Título H.

INGEOMINAS. Mapa de Zonificación Sísmica y Valores de Aa. Instituto de Investigaciones e Información Geocientífica Minero-Ambiental y Nuclear, 1999.

INGEOMINAS. Mapa Geológico del cuadrángulo H12 de Bucaramanga. Instituto de Investigaciones e Información Geocientífica Minero-Ambiental y Nuclear, 2000.

MINISTERIO DE FOMENTO. Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carreteras. España, 2005.

MOLANO, Sergio Mauricio y TORRES, Mónica Daniela. Índices Geomorfológicos como Herramienta para la caracterización de la Actividad Neotectónica del Sistema de Fallas de Soapaga entre los Municipios de Corrales y Pesca. Monografía para obtener el título de Ingeniero Geólogo. Sogamoso: Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia. Escuela de Ingeniería Geológica, 2018.

PROMIORIENTE SA ESP. Catilla Diseños Geotecnia. Bucaramanga 2019.

PROMIORIENTE SA ESP. Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo AVR. Bucaramanga, 2017.

ROYERO GUTIERREZ, José. Mapa Geológico Generalizado Departamento de Santander, Memoria Explicativa. Colombia. Ministerio de Minas y Energía, 2001.

SERVICIO GEOELÓGICO COLOMBIANO. Sismicidad Histórica de Colombia. Disponible en <http://sish.sgc.gov.co/visor/sesionServlet?metodo=irAMunicipio&idDepartamento=68&idMunicipio=68001&cuadranteXMin=&cuadranteXMax=&cuadranteYMin=&cuadranteYMax=>

SLIDE INTERPRET. Software para Modelamiento. Versión 6.005.

SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales- Capitulo 4. Colombia. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamiento.

SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales- Capitulo 5. Colombia. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamiento.

SUAREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos y Estabilización de Taludes en Zonas Tropicales-Capitulo 9. Colombia. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamiento.

SUAREZ DIAZ, Jaime. Presentación Visión Geotécnica de la Amenaza Sísmica con Énfasis en el Nororiente Colombiana y la Ciudad de Bucaramanga. Capítulo 15, Comportamiento Sísmico de los Taludes Colombia. Geotecnología.

UNIÓN TEMPORAL ESTRUCTURACIÓN APP VIAL BUCARAMANGA-YONDÓ, Consultoría Especializada para la Estructuración Técnica, Financiera y Legal del Proyecto de Concesión Vial Bucaramanga –Barrancabermeja-Yondó, Agosto 2014.