

Estudio de viabilidad técnica de alternativas no convencionales para obras de protección y contención de taludes en sitios críticos del casco urbano de la ciudad de Cartagena

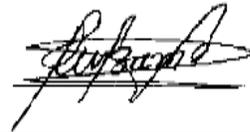
NOTA DE ACEPTACION



**Firma del director
GUILLIAM BARBOZA MIRANDA**



**Firma del jurado
RAMON TORRES ORTEGA**



**Firma del jurado
MODESTO BARRIOS FONTALVO**



**ESTUDIO DE VIABILIDAD TÉCNICA DE ALTERNATIVAS NO
CONVENCIONALES PARA OBRAS DE PROTECCIÓN Y CONTENCIÓN DE
TALUDES EN SITIOS CRÍTICOS DEL CASCO URBANO DE LA CIUDAD DE
CARTAGENA**

DANA MILENA POMARES ALMEIDA

JOHANA PAOLA REY BRAVO

**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
CARTAGENA D.T. Y C.**

2020



ESTUDIO DE VIABILIDAD TÉCNICA DE ALTERNATIVAS NO CONVENCIONALES PARA OBRAS DE PROTECCIÓN Y CONTENCIÓN DE TALUDES EN SITIOS CRÍTICOS DEL CASCO URBANO DE LA CIUDAD DE CARTAGENA

Autores

DANA MILENA POMARES ALMEIDA

JOHANA PAOLA REY BRAVO

Trabajo de grado para optar por el título de:

INGENIERO CIVIL

Director

GUILLIAM BARBOZA MIRANDA

Ingeniero Civil, Ms. Geotecnia

GRUPO DE INVESTIGACIÓN

GEOMAVIT

Línea de investigación

Evaluación geotécnica de las geoamenazas que afectan cascos urbanos y áreas rurales

UNIVERSIDAD DE CARTAGENA

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

CARTAGENA D.T. Y C.

2020



TABLA DE CONTENIDO

1. RESUMEN	10
2. INTRODUCCIÓN	12
3. MARCO REFERENCIAL	15
3.1. Antecedentes	15
3.1.1. Internacionales	15
3.1.2. Nacionales	21
3.2. Marco Teórico	27
3.2.1. Movimientos en masa	27
3.2.2. Modelo conceptual	29
3.2.3. Análisis de estabilidad	30
3.2.4. Métodos de equilibrio limite	30
3.2.5. Métodos numéricos	32
3.2.6. Estructuras de protección y contención de taludes	32
3.2.7. Teoría de empuje de tierras	35
3.2.8. Análisis de estabilidad estructural	37
4. OBJETIVOS	40
4.1. Objetivo general	40
4.2. Objetivos específicos	40
5. ALCANCE	41
5.1. Delimitación espacial	41
5.2. Delimitación temporal	43
5.3. Delimitación conceptual	44
5.4. Resultados esperados	44
5.5. Producto final a entregar	44
5.6. Productos complementarios	45
5.7. Excepciones y/o limitaciones	45
6. METODOLOGÍA	47
6.1. Recopilación bibliográfica	48
6.1.1. Antecedentes referentes a los estudios de la estabilidad de las laderas	48
6.1.2. Antecedentes referentes al uso de alternativas no convencionales de protección y contención de taludes	49
6.2. Elaboración del modelo conceptual	49



6.2.1.	Topografía	50
6.2.2.	Geología y Geomorfología	50
6.2.3.	Hidrogeología	51
6.2.4.	Geotecnia y sismicidad.....	51
6.2.5.	Estratigrafía.....	52
6.3.	Modelo geológico geotécnico	52
6.4.	Diseño de obras de contención	53
6.5.	Evaluación de las alternativas propuestas	54
6.6.	Conclusiones y recomendaciones	54
7.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	55
7.1.	Elaboración de modelo conceptual.....	55
7.1.1.	Ubicación	55
7.1.2.	Topografía	55
7.1.3.	Caracterización agrícola.....	59
7.1.4.	Geomorfología	62
7.1.5.	Geología	66
7.1.6.	Sismicidad	69
7.1.7.	Geotecnia	71
7.2.	Modelo geológico – geotécnico	86
7.2.1.	Zonificación de amenazas.....	91
7.3.	Definición de alternativa de contención no convencional.....	96
7.3.1.	Caracterización de los materiales	97
7.3.2.	Proceso constructivo de la alternativa planteada.....	99
7.4.	Obras de mitigación	102
7.4.1.	Muro de contención	105
7.4.2.	Perfilamiento de taludes	110
7.4.3.	Propuesta de obras de drenaje.....	112
7.5.	Análisis de estabilidad global	122
7.6.	Presupuesto.....	142
8.	CONCLUSIONES.....	148
9.	RECOMENDACIONES.....	151
10.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	152
11.	ANEXOS	156



Lista de Ilustraciones

Ilustración 1. Equipo de corte directo.....	22
Ilustración 2. Tipos de movimiento en masa.....	28
Ilustración 3. Ecomuro. El muro de llantas más grande de Guatemala.....	34
Ilustración 4. Naturaleza de la presión lateral de tierra sobre un muro de retención.....	36
Ilustración 5. Localización de zonas de estudio.....	41
Ilustración 6. Localización caso de estudio: MANZANARES.....	42
Ilustración 7. Localización caso de estudio: NUEVA GRANADA.....	42
Ilustración 8. Localización caso de estudio: LOMA DEL PEYÉ – Sector oriental.....	43
Ilustración 9. Levantamiento topográfico - Caso de estudio: Nueva Granada.....	56
Ilustración 10. Levantamiento topográfico - Caso de estudio: Manzanares.....	57
Ilustración 11. Levantamiento topográfico - Caso de estudio: Loma del Peyé.....	58
Ilustración 12. Plano de cobertura vegetal - Caso de estudio: Nueva Granada.....	59
Ilustración 13. Plano de cobertura vegetal - Caso de estudio: Manzanares.....	60
Ilustración 14. Plano Cobertura Vegetal - Loma del Peyé.....	61
Ilustración 15. Plano Geomorfológico – Caso de estudio: Nueva Granada.....	63
Ilustración 16. Plano Geomorfológico – Caso de estudio: Manzanares.....	64
Ilustración 17. Plano Geomorfológico - Loma del Peyé.....	65
Ilustración 18. Plano Litológico – Caso de estudio: Manzanares.....	67
Ilustración 19. Plano geológico Loma del Peyé.....	68
Ilustración 20. Zonas de amenaza sísmica en función de Aa y Av.....	69
Ilustración 21. Sistema de fallas que afectan la Costa Caribe.....	70
Ilustración 22. Ubicación en planta de perforaciones realizadas – Caso de estudio: Nueva Granada.....	72
Ilustración 23. Ubicación en planta de perforaciones realizadas – Caso de estudio: Manzanares.....	73
Ilustración 24. Ubicación en planta de perforaciones realizadas – Caso de estudio: La Loma del Peyé.....	74
Ilustración 25. Localización en planta de los perfiles estratigráficos – Caso de estudio: Nueva Granada.....	76
Ilustración 26. Esquema de perfiles estratigráficos – Caso de estudio: Nueva Granada.....	77
Ilustración 27. Localización en planta perfiles estratigráficos – Caso de estudio: Manzanares.....	78
Ilustración 28. Esquema de perfiles estratigráficos – Caso de estudio: Manzanares.....	80
Ilustración 29. Ubicación en planta perfiles estratigráficos – Caso de estudio: Loma del Peyé.....	81
Ilustración 30. Esquema de perfiles estratigráficos (Perfil 1-9) – Caso de estudio: Loma del Peyé.....	83
Ilustración 31. Perfil estratigráfico 10 y convenciones - Loma del Peyé.....	84
Ilustración 32. Análisis de perfiles en Slide 6.0. – Caso de estudio: Nueva Granada.....	87
Ilustración 33. Análisis de perfiles en Slide 6.0. – Caso de estudio: Manzanares.....	88
Ilustración 34. Análisis de perfiles en Slide 6.0. – Caso de estudio: Loma del Peyé (Perfiles 1 al 6).....	89
Ilustración 35. Análisis de perfiles en Slide 6.0. – Caso de estudio: Loma del Peyé (Perfiles 6 al 10).....	90
Ilustración 36. Zonificación de amenazas – Caso de estudio: Nueva Granada.....	92
Ilustración 37. Zonificación de amenazas – Caso de estudio: Manzanares.....	93
Ilustración 38. Factores de seguridad obtenido en modelaciones - Loma del Peyé.....	94
Ilustración 39. Zonificación de amenazas – Caso de estudio: Loma del Peyé.....	95
Ilustración 40. Detalles constructivos para muro de contención con llantas recicladas.....	101
Ilustración 41. Obras propuestas en planta - Caso de estudio: Nueva Granada.....	102
Ilustración 42. Obras propuestas en planta - Caso de estudio: Manzanares.....	103



Ilustración 43. Obras propuestas en planta - Caso de estudio: Loma del Peyé.....	104
Ilustración 44. Ejemplo de esquema de modelación en Geo5. (Perfil 1) - Caso de estudio: Nueva Granada.	105
Ilustración 45. Ingreso de parámetros del material llanta-relleno en Geo 5.....	107
Ilustración 46. Ejemplo de análisis en Geo5 - Caso de estudio: Manzanares.....	108
Ilustración 47. Análisis en Slide del perfil 2 de Nueva Granada.....	123
Ilustración 48. Análisis en Slide del perfil 4 de Nueva Granada.....	124
Ilustración 49. Análisis en Slide de un Perfil en Loma del Peyé	127
Ilustración 50. Planos de falla inducidos en los perfiles - Caso de estudio: Lomas del Peyé.....	128
Ilustración 51. Perfiles Intervenidos (Perfil 1 y 3) - Caso de estudio: Nueva Granada.	130
Ilustración 52. Perfiles Intervenidos: Perfil 2 - Caso de estudio: Nueva Granada.	131
Ilustración 53. Perfiles Intervenidos: Perfil 4 y 5 - Caso de estudio: Nueva Granada.....	132
Ilustración 54. Perfiles Intervenidos: Perfil 6 - Caso de estudio: Nueva Granada.	133
Ilustración 55. Perfiles Intervenidos: Perfil 1 y 2 - Caso de estudio: Manzanares.....	134
Ilustración 56. Perfiles Intervenidos: Perfil 3 y 4 - Caso de estudio: Manzanares.....	135
Ilustración 57. Perfiles Intervenidos: Perfil 5 - Caso de estudio: Manzanares.	136
Ilustración 58. Perfiles Intervenidos: Perfil 6 - Caso de estudio: Manzanares.	137
Ilustración 59. Perfiles Intervenidos: Perfil 7 - Caso de estudio: Loma del Peyé.....	138
Ilustración 60. Intervenidos: Perfil 8 - Caso de estudio: Loma del Peyé.....	139
Ilustración 61. Intervenidos: Perfil 9 - Caso de estudio: Loma del Peyé.....	140
Ilustración 62. Intervenidos: Perfil 10 - Caso de estudio: Loma del Peyé.....	141
Ilustración 63. Secciones definidas para análisis de costo.....	143
Ilustración 64. Detalle de amarre entre llantas.	145



Lista de Tablas

Tabla 1. Peso específico de las combinaciones Llantas/ relleno.	15
Tabla 2. Comparativa proceso constructivo y tiempo de ejecución.....	21
Tabla 3. Características de BM de referencia.	56
Tabla 4. Resumen de las exploraciones en campo realizadas en las zonas de estudio.....	71
Tabla 5. Parámetros geotécnicos para los estratos de suelo – Caso de estudio: Nueva Granada.	84
Tabla 6. Parámetros geotécnicos para los estratos de suelo – Caso de estudio: Manzanares.	85
Tabla 7. Parámetros geotécnicos para los estratos de suelo – Caso de estudio: Loma del Peyé.....	86
Tabla 8. Clasificación para condiciones de inestabilidad en las laderas.....	91
Tabla 9. Factores de seguridad obtenidos en modelaciones – Caso de estudio: Nueva granada.....	91
Tabla 10. Factores de seguridad obtenidos en modelaciones – Caso de estudio: Manzanares.	94
Tabla 11. Características de los materiales a implementar en alternativa de contención no convencional.	98
Tabla 12. Factores de seguridad mínimos para diseño de muros de contención	106
Tabla 13. Factores de seguridad obtenidos en el análisis interno de la estructura de contención en Geo5.	109
Tabla 14. Coeficientes de escorrentía implementados en el diseño con respecto al periodo de retorno	114
Tabla 15. Características de las áreas de drenaje – Caso de estudio: Nueva Granada.....	116
Tabla 16. Caudales de diseño para obras de drenaje – Caso de estudio: Nueva Granada.....	116
Tabla 17. Parámetros de diseño de estructuras hidráulicas – Caso de estudio: Nueva Granada.	117
Tabla 18. Características de áreas de drenaje en el sector Manzanares.....	118
Tabla 19. Caudales de diseño para obras de drenaje – Caso de estudio: Manzanares.....	118
Tabla 20. Parámetros de diseño de estructuras hidráulicas – Caso de estudio: Manzanares.....	120
Tabla 21. Características de áreas de drenaje - Loma del Peyé.....	120
Tabla 22. Caudales de diseño para obras de drenaje – Caso de estudio: Loma del Peyé.	121
Tabla 23. Parámetros de diseño de estructuras hidráulicas – Caso de estudio: Loma del Peyé.	122
Tabla 24. Resultados del análisis de estabilidad global – Caso de estudio: Nueva Granada.....	123
Tabla 25. Resultados del análisis de estabilidad global – Caso de estudio: Manzanares.	125
Tabla 26. Resultados del análisis de estabilidad global – Caso de estudio: Loma de Peyé.	126
Tabla 27. Factores de seguridad obtenidos del análisis de planos de falla - Caso de estudio: Loma del Peyé.....	129
Tabla 28. Presupuesto de herramienta menor.....	142
Tabla 29. Características de secciones definidas.	143
Tabla 30. Cálculo de número de neumáticos por metro lineal de muro.....	144
Tabla 31. Cálculo del volumen de relleno por metro lineal de muro.	144
Tabla 32. Cálculo de Nylon por nivel - Sección 1.	145
Tabla 33. Cálculo de Nylon por nivel - Sección 2.	145
Tabla 34. Resumen de cantidad de materiales para un metro lineal de muro.	146
Tabla 35. Anexo - Resumen ensayo de penetración estándar, Caso de estudio: Nueva Granada - 2009.	156
Tabla 36. Anexo - Resumen ensayo de Apiques, Caso de estudio: Nueva Granada - 2009.....	157
Tabla 37. Anexo - Resumen ensayo de penetración estándar, Caso de estudio: Nueva Granada - 2018.	157



Tabla 38. Anexo - Resumen ensayo de penetración estándar, Caso de estudio: Manzanares 2011.	158
Tabla 39. Anexo: Resumen ensayo de Apiques, Caso de estudio: Manzanares - 2011.....	159
Tabla 40. Anexo - Resumen ensayo de penetración estándar, Caso de estudio: Manzanares 2018.	160
Tabla 41. Anexo - Resumen Sondeos, Caso de estudio: Loma del Peyé 2014.	161
Tabla 42. Anexo - Resumen Rotoperforaciones, Caso de estudio: Loma del Peyé 2014.	163



Lista de Gráficos

Gráfico 1. Relación Base - Altura para estructuras compuestas por neumáticos de vehículos de pasajeros.	16
Gráfico 2. Curva de Esfuerzo Cortante Vs Esfuerzo Normal con la combinación de los conectores a cortante.....	23
Gráfico 3. Esquema de la metodología de la investigación.	47



1. RESUMEN

El presente proyecto tuvo como propósito evaluar en las zonas de Nueva Granada, Manzanares y el sector oriental de la Loma del Peyé, consideradas como áreas vulnerables del casco urbano de la ciudad de Cartagena de Indias, la viabilidad técnica de alternativas no convencionales de protección y contención de taludes con base en materiales de bajo costo y que puedan ser implementadas con mano de obra no calificada. Posterior al análisis de información recolectada se definió proponer estructuras de contención a base de llantas de relleno y protección de taludes contra erosión con métodos de bioingeniería. El estudio se realizó mediante modelaciones y análisis del comportamiento de las obras ante las condiciones geológicas y geotécnicas de cada zona, como punto de partida se realizó un modelo conceptual a partir de estudios de suelo previamente ejecutados en las áreas de estudio, una síntesis bibliográfica referente a técnicas constructivas y caracterización de los materiales empleados en estructuras no convencionales implementadas con éxito a nivel nacional e internacional. Seguidamente se elaboraron los modelos determinísticos para cada caso de estudio, los cuales fueron modelados y evaluados por el método de equilibrio límite mediante factores de seguridad haciendo uso del software Slide v.6.0 El análisis interno de las estructuras se realizó con ayuda del software Geo 5, las obras de contención se acompañaron por propuestas de reperfilamiento de laderas y estructuras de drenaje para garantizar la estabilidad global en cada caso. Al implementar las obras propuestas se alcanzaron valores de factores de seguridad propios de zonas estables, con los resultados obtenidos se logró determinar que es posible la implementación de obras no convencionales en sistemas de estabilización integral de taludes, dado que brindan un alto grado de eficiencia al tiempo que permiten optimizar recursos económicos frente a las obras de contención tradicionales.



ABSTRACT

The purpose of this project was to evaluate the technical viability of non-conventional slope protection and retaining alternatives based on low-cost materials that can be implemented with unqualified labor in the areas of Nueva Granada, Manzanares and the eastern sector of Loma del Peyé, considered vulnerable areas in the urban area of the city of Cartagena de Indias. After analyzing the information collected, a proposal was made to build retaining structures based on fill tires and to protect slopes against erosion using bioengineering methods. The study was carried out by modeling and analyzing the behavior of the structures given the geological and geotechnical conditions of each zone. As a starting point, a conceptual model was made based on soil studies previously carried out in the study areas, a bibliographical synthesis referring to construction techniques and characterization of the materials used in non-conventional structures successfully implemented at the national and international level. The deterministic models for each case study were then elaborated, and were modeled and evaluated by the limit equilibrium method through safety factors using the software Slide v.6.0. The internal analysis of the structures was carried out with the help of the software Geo 5, the containment structures were complemented by proposals for the reprofiling of slopes and drainage structures to guarantee the global stability in each case. When implementing the proposed structures, values of safety factors typical of stable zones were reached. With the results obtained, it was possible to determine that it is feasible to implement non-conventional works in integral slope stabilization systems, since they provide a high degree of efficiency while allowing the optimization of economic resources compared to traditional containment projects.



2. INTRODUCCIÓN

Los problemas asociados a la inestabilidad del suelo en zonas urbanas, relacionados con los procesos de remoción en masa, son una de las mayores dificultades presentes en las sociedades, ya que conllevan a situaciones críticas de gran riesgo para las poblaciones directamente afectadas.

Según el Informe Riesgo Mundial 2018, en el cual se realizó un estudio sobre el grado de exposición ante la ocurrencia de un evento natural que conduzca a una catástrofe, se determinó que, de toda la región estudiada, los países con más alto grado de vulnerabilidad son los ubicados en Centro América. Estos resultados sugieren que consecuente a un desastre natural, estos países sufrirían pérdidas económicas, de infraestructura y humanas de gran magnitud y su capacidad de respuesta ante este tipo de situaciones sería muy deficiente (World Economic Forum, 2018).

Las pérdidas económicas, de infraestructura y humanas debidas a los procesos consecuentes a la inestabilidad de taludes se han reducido a lo largo del tiempo mediante la ejecución de obras de contención y protección de taludes, entre ellas: muros de contención, sistemas de anclajes, gaviones, etc., tradicionalmente este tipo de obras se construyen a partir de materiales típicos de la ingeniería como el concreto, el acero y los agregados, los cuales, aunque proveen un excelente resultado final, convierten la ejecución de dicha infraestructura en un proceso de elevado costo que dificulta la implementación de las mismas en todos los sitios requeridos.

En el caso de Honduras, considerado uno de los países con mayor vulnerabilidad a los fenómenos naturales, se ha evidenciado las graves consecuencias de los movimientos en masa y se ha encontrado poca práctica la implementación de infraestructura tradicional para evitar la ocurrencia y extensión de estos procesos debido al elevado costo que éstas soluciones conllevan. En respuesta a estas condiciones se han desarrollado alternativas empíricas no convencionales de obras de mitigación que permitan sustituir las estructuras tradicionales, dando solución a los problemas de movimiento en masa e inestabilidad de manera más rápida y a un menor costo (Antunéz, 2016).

Aunque a nivel nacional y local no se tiene muchas referencias sobre el uso de este tipo de alternativas, en países como México y Brasil, por ejemplo, se ha estudiado la implementación de métodos de bioingeniería para la estabilización de taludes, que consisten en mayor medida en el anclaje o estacado de vegetación en las pendientes para su estabilización. Dada la amplitud de las investigaciones se ha logrado establecer la funcionalidad, tiempo de ejecución, naturaleza y



aplicabilidad de varios tipos de flora, así como registrar los factores de seguridad que estas proveen. Otra alternativa bastante empleada y de fácil ejecución ha sido los muros construidos de llantas recicladas, las propuestas para este tipo de obra son variadas y cuentan con gran versatilidad, lo que ha permitido que puedan ser implementadas en obras de gran magnitud como el Ecomuro de Olopa, Guatemala: una estructura compuesta de 25 mil llantas recicladas (Melgarejo, 2019).

La presente investigación pretendió analizar en las zonas críticas delimitadas de los barrios Nueva Granada, Manzanares y el sector oriental de la Loma del Peyé ubicados en la ciudad de Cartagena, la factibilidad de la implementación de alternativas no convencionales de protección y contención de taludes elaboradas a partir de materiales reciclables y de bajo costo, que puedan ser construidos por mano de obra no calificada y que permitan la inclusión de la comunidad de la zona en el proyecto y de esta manera generar un sentido de pertenencia hacia el mismo. La investigación de esta problemática se realizó considerando la realidad social de la comunidad afectada por la inestabilidad del terreno donde habitan, y pretende garantizar una solución realizable y durable en el tiempo.

El trabajo investigativo planteó resolver el siguiente interrogante: ¿Es posible implementar técnicas no convencionales de protección y contención de taludes como solución a la problemática de inestabilidad del terreno en sitios críticos pertenecientes a las localidades de Nueva Granada, Manzanares y el sector oriental de la Loma del Peyé en la Popa, ubicadas en el casco urbano de la ciudad de Cartagena?

Para resolver la pregunta de investigación se inició con la recopilación de información de casos de estudio con el objetivo de establecer los parámetros, realizar la caracterización geotécnica de los sitios y construir el modelo conceptual de las zonas escogidas. De forma consecutiva, se definieron y diseñaron las estructuras de contención y protección alternativas no convencionales para su implementación sobre las zonas establecidas, para ello se realizó la caracterización mecánica de los materiales a utilizar, seguida de un análisis de estabilidad interna de las estructuras diseñadas.

Una vez establecidas las alternativas se realizó el análisis global de las obras y su viabilidad en las laderas estudiadas a través de una modelación en los softwares de referencia SLIDE 6.0 y GEO5, donde se midieron los factores de seguridad proporcionados por las estructuras mencionadas.



Finalmente se realizaron las comparaciones de costo entre las propuestas existentes y las alternativas desarrolladas en la investigación.

Debido a que no se cuentan con suficientes estudios de alcance nacional sobre el uso de obras de protección y contención de taludes empleando llantas de neumáticos, botellas de plástico o métodos de bioingeniería, el presente trabajo es conveniente para establecer una base científica sobre la funcionalidad, construcción, factores de seguridad y presupuesto de dichas alternativas, que permita proporcionar información técnica que sea útil a las entidades estatales y a la comunidad en general para fomentar el conocimiento e impulsar el uso de posibles medidas alternativas no convencionales y de bajo costo que pueden ser efectuadas para mitigar los problemas de remoción en masa.

Por otra parte, el trabajo investigativo contribuye a ampliar los datos sobre posibles medidas utilizadas de estabilización de taludes, a través de la comparación de los resultados a obtener con diferentes casos de estudio establecidos a nivel local, y analizar posibles variantes según el tipo de suelo, características propias del talud o condiciones climáticas que pueden influir en el análisis del estudio y en la posible implementación de las alternativas propuestas en sitios diferentes a los referidos en este estudio.



3. MARCO REFERENCIAL

3.1. Antecedentes

En lo mostrado a continuación, se presentan las diferentes publicaciones que servirán de referencia a esta investigación. Tales publicaciones tomadas de bases de datos de la Universidad de Cartagena y otras como Scielo, Dialnet y Google académico, tienen en común la implementación y análisis de diferentes alternativas no convencionales como solución a los problemas de estabilización de taludes tanto en sectores internacionales como nacionales, y por ende representan gran influencia en la propuesta a efectuar

3.1.1. Internacionales

- **Baroni, Magnos, Pivoto Specht, Luciano, & Barbosa Pinheiro, Rinaldo José. (2012). Construção de estruturas de contenção utilizando pneus inservíveis: análise numérica e caso de obra. Rem: Revista Escola de Minas, 65(4), 449-457**

El objetivo del artículo era presentar la posibilidad de utilizar llantas recicladas en estructuras de retención con base en ensayos de laboratorios, usando diferentes tipos de neumático, altura de muro, nivel del agua, tipo de relleno, y ángulo de fricción. Para este propósito, se obtuvieron 376 combinaciones de dimensionamiento de estructuras diferentes, y se realizó un análisis estadístico con el método de análisis de varianza (ANOVA) para saber cómo estas variables independientes influenciaban en una dependiente que es la base del muro, obteniendo mayor influencia en la variable nivel del agua. Para las variables en estudio se tuvieron dos tipos de neumático: de vehículos de pasajeros y vehículos comerciales, estos se rellenaron con suelo residual de basalto, Gravilla (PM) y residuos de construcción y demolición (RCD). El estudio analizó el conjunto para cada material de relleno con cada uno de los tipos de neumáticos mencionados, los cuales fueron pesados para obtener su peso específico, que permite dimensionar las estructuras de contención como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 1. Peso específico de las combinaciones Llantas/ relleno.

Material de lleno	Llantas	Peso específico γ (KN/ m ³)
Suelo	Vehículos Comerciales	14.95
	Vehículos de Pasajeros	16.63



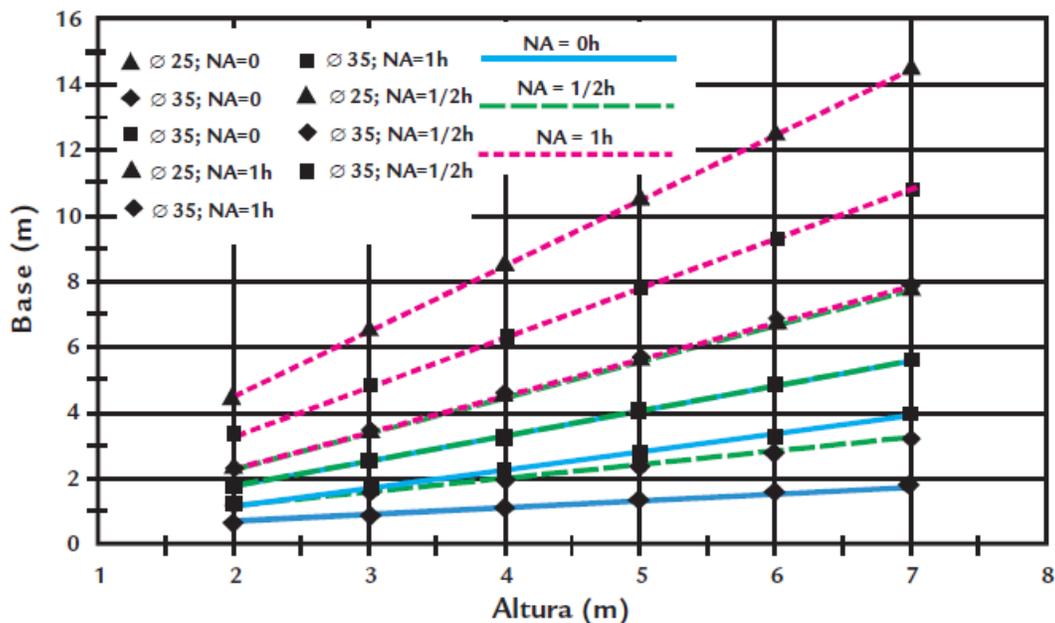
Gravilla	Vehículos Comerciales	13.32
	Vehículos de Pasajeros	15.76
Residuo de construcción y demolición	Vehículos Comerciales	10.96
	Vehículos de Pasajeros	13.00

Fuente (Baroni, Pivoto Specht, & Barbosa Pinheiro, *Construção de estruturas de contenção utilizando pneus inservíveis: análise numérica e caso de obra, 2012*)

Según se observa en la anterior tabla, el conjunto suelo / neumático pasajeros presentó un valor más alto y en todos los casos las combinaciones con las llantas de vehículos tipo pasajeros presentaron valores de peso específico más alto con respecto a la combinación con vehículos de tipo comercial.

Analizando el dimensionamiento interno de la estructura, los autores asumen la hipótesis que es poco probable la movilización por fricción del muro, ya que la pared del neumático no se comporta como un bloque rígido y, por ende, hacen uso de la teoría de Rankine con factores de seguridad global, seguido de un gráfico donde se relacionó la base de la estructura respecto a su altura de una obra de contención compuesta por neumáticos de vehículos de pasajeros llenos de suelo residual de basalto, en este se fue variando el ángulo de fricción y el nivel del agua.

Gráfico 1. Relación Base - Altura para estructuras compuestas por neumáticos de vehículos de pasajeros.



Fuente (Baroni, Pivoto Specht, & Barbosa Pinheiro, *Construção de estruturas de contenção utilizando pneus inservíveis: análise numérica e caso de obra, 2012*)



Por tanto, el artículo afirma que los ángulos de fricción influyen en el valor de las fuerzas horizontales, es decir según el análisis dado se observó que cuanto mayor era el ángulo de fricción del suelo, menor el valor del empuje y que para ángulos de baja fricción, alrededor de 25° , la estructura tiene una deficiencia de resistencia al deslizamiento y necesita bases más grandes para su estabilización, presentando un volumen mayor.

De igual forma, en el artículo en mención se explicó la ejecución de un muro de contención de llantas en las orillas del arroyo Bareiro en el interior de Ijuí – RS, en el cual los resultados experimentales indicaron segura la propuesta haciendo uso de materiales de relleno del sitio clasificado como CH y A – 7 – 6 y rocas proporcionadas por la empresa Pedreira Tabbille S.A. La ejecución de este se realizó a través de una plataforma estable de trabajo, la creación de zanja según cambio de roca, colocación de un elemento filtrante (geotextil) y de neumáticos con centros entre las capas consecutivas desalineados para garantizar el mejor ajuste entre ellos, con un atado con alambre galvanizado n. ° 16 y relleno con roca basáltica irregular.

Lo analizado por los autores en el artículo, resulta de gran influencia en el presente trabajo investigativo, ya que aporta información bibliográfica para la caracterización de los materiales de estudio, y brinda una base científica para los posteriores estudios de viabilidad.

- **Belmonte Maffra, Charles Rodrigo, Santos Sousa, Rita dos, Sutili, Fabrício Jaques, & Barbosa Pinheiro, Rinaldo José (2019). Evaluation of Live Cuttings Effect on Slope Stability. Floresta e Ambiente, 26(1), e20170738**

El documento aborda la evaluación del efecto de esquejetes vivos en la estabilidad de la pendiente. De acuerdo con el modelo de raíz perpendicular, se explica la contribución de las plantas a la resistencia al cizallamiento del suelo, mediante la obtención de dos variables, la velocidad de la raíz por área del suelo y la resistencia a la tracción de las raíces que se obtiene con pruebas de extracción vertical. Los autores explican un experimento realizado en el municipio de João do Polêsine, Rio Grande do Sul, Brasil en el cual, se plantaron 144 esquejetes *Phyllanthus sellowianus* de 50 cm de longitud y 2.5 cm de diámetro, en pozos de 40 cm de profundidad y 15 cm de diámetro. El experimento se



dividió en 6 períodos de evaluación, cada uno con 24 esquejes y registrando datos de crecimiento a los 2,4,6,8,10 y 14 meses después de la siembra. Las pruebas de resistencia a la tracción del sistema radicular se realizaron in situ utilizando una máquina diseñada y producida por el Laboratorio de Bioingeniería de Suelos de la Universidad Federal de Santa María. Después de estimar la contribución del sistema de raíces de las plantas a la resistencia al cizallamiento del suelo, se realizaron cálculos de estabilidad para pendientes hipotéticas con superficies de ruptura planas y curvas. La estabilidad de la pendiente se obtuvo determinando el factor de seguridad, crecimiento de las plantas y resistencia a la extracción.

Los resultados indicaron crecimiento de los esquejitos tres semanas después de la siembra, con grandes propiedades de supervivencias y una influencia positiva de su desarrollo en la estabilidad de las pendientes, es decir, la contribución de las plantas a la resistencia del suelo varió de 4.5 KPa a los 2 meses de edad a 47.6 KPa a los 14 meses de edad.

Los autores compararon estos resultados con laderas a las cuales no se les realizó el experimento y estas presentaron baja resistencia del suelo y factores de seguridad críticos. Para el estudio, en el caso de pendiente con superficie de ruptura plana, la condición de estabilidad se alcanzó solo 4 meses después de la siembra y para superficie de ruptura curva, se alcanzó la misma condición con 6 meses de edad. Por último, el artículo indica que la resistencia a la extracción durante las estaciones de primavera, verano y principios de otoño se vio una tasa de crecimiento, al igual para la longitud y raíces, sin embargo, se determinaron reducciones en estos aspectos para la estación de invierno, debido a las condiciones climáticas que afectaron el desarrollo de las propiedades de los esquejitos. Los autores manifiestan que la contribución de las plantas al refuerzo del suelo, tanto lateralmente como en profundidad, continuara progresando mientras su tasa de crecimiento no se vea disminuida por factores externos.

El anterior artículo científico influye en nuestra investigación, debido a que presenta estudios en donde se afirma que la estabilidad de la pendiente fue variada positivamente por el desarrollo de las plantas o esquejitos, de la misma manera proporciona información sobre los factores que pueden afectar los resultados obtenidos y que se deben tener en cuenta al implementar esta medida en laderas.



- **Leonardo Souza, Praveen Mhaddolkar, Dr. P Savoikar; (2016). Review of Use of Soil-Concrete-Scrap-Tires-Retaining Walls (SCST- RWs). International Conference on Advances in Concrete Technology, Materials & Construction Practices (CTMC 2016)**

A fin de evaluar la implementación de la técnica Soil-Concrete-Scrap-Tires-Retaining Walls (SCST-RWs) como método de estabilización del suelo en la India, los autores de este artículo realizan una revisión del uso de las llantas de desecho como material estabilizador, para ello, inicialmente realizaron una compilación histórica del uso de las dos técnicas que componen el método propuesto de manera individual.

En primer lugar, la técnica de los muros en contención de llantas de desecho (ST-RWs) fue estudiada en sus diferentes variaciones: muros de llantas convencionales, reforzados con geotextiles y utilizando la tecnología Paraweb, la segunda técnica conocida como muros de contención de suelo concreto (SC-RWs) fue reconocida por su adaptabilidad y facilidad de uso.

De la incorporación de las dos técnicas mencionadas se presenta el método en estudio, para su evaluación se llevó a cabo un análisis comparativo entre la propuesta y las obras de contención tradicionales teniendo en cuenta las condiciones de diseño y de estabilidad externa de las estructuras, dada la dinámica de las SCST-RWs el artículo expone fallas debido a estabilidad interna de la estructura y explica que estas estructuras, además de las condiciones que cumple las obras de estabilización tradicionales, deben mantener su homogeneidad y no permitir la separación o desestructuración de sus piezas, lo cual se puede lograr cambiando el material de relleno de las llantas por uno con mayor fricción y aplicando siempre un factor de seguridad de 1.5.

Es importante para nuestro proyecto mencionar que los autores destacan de manera contundente el impacto ambiental del segundo uso del material neumático y que, en cuanto a la propuesta del estudio, se acepta el hecho de que no existe suficiente información técnica que respalde la utilización de las SCST-RWs por lo cual afirman que más casos deben ser evaluados a fin de implementarlo correctamente. Por último, uno de los factores que contribuyen en gran medida a nuestra investigación es el hecho de que los resultados obtenidos muestran que este sistema puede llegar a ser tan efectivo como otras alternativas



mucho menos rentables económica y ambientalmente, lo cual acompaña favorablemente los objetivos de nuestra investigación.

- **Luis E. Quezada; (2015). Estabilización de taludes con métodos de bioingeniería. Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica: Cuarto Coloquio de Jóvenes Geotecnistas - Primer Encuentro de Profesores. Puebla México. (10).**

La finalidad de ese documento consistió en presentar métodos de estabilización de suelos que cumplieran con la característica de ser construidos a partir de material de origen natural o en su defecto que fueran amigables con el medio ambiente, de tal manera que ayudaran al ingeniero a escoger y proveer una solución integral. A partir de una exposición de tanto las alternativas habituales como de los métodos de bioingeniería para la estabilización de taludes, los autores describieron la funcionalidad, naturaleza y aplicabilidad de cada una de las opciones.

Para el método de la siembra de vegetación arbórea se especifica que, mientras que para la siembra con bermas o sobre talud no se especifica las características de la vegetación arbórea, en el caso de la siembra en pie del talud, se convierte en una obligación utilizar vegetación arbórea frondosa y de gran peso, con raíces largas que permitan al árbol hacer las veces de contrafuerte en el pie del talud. Se incluye la implementación de geotextiles en la forma de estabilización conocida como estratificación con ramas, lo anterior, para la protección del terreno a nivel superficial y la prevención de erosiones que se presentaran más adelante, el principio de funcionamiento de esta variación es similar al de una malla dado sus diferentes niveles.

El anclaje y estacado de la vegetación es también una de los métodos de bioingeniería expuestos por los autores, en estas formas la ubicación de la vegetación en el suelo permite la correcta disposición de las aguas en el talud y su ingreso por las raíces de las plantas; se presentan diferentes alternativas no convencionales como las estacadas vegetales, los haces de ramas tradicionales, los haces de ramas con drenajes y por último el método que ofrece más anclaje dado su secuencia constructiva que es la barranca viva.

La última variación presentada en el documento es el muro criba vegetado, que incluye la utilización de una estructura en madera que aporta firmeza a la obra. Entre los factores determinantes en la elección de un método de bioingeniería se encuentran el tiempo de



ejecución del mismo y la complejidad de su proceso constructivo, en el texto, los autores realizan un cuadro comparativo para observar la variación entre la complejidad y el tiempo de ejecución de cada obra como se muestra a continuación.

Tabla 2. Comparativa proceso constructivo y tiempo de ejecución.

Método	Dificultad del proceso constructivo	Tiempo de ejecución
Siembra de vegetación arbórea con bermas	Alto	Alto
Siembra de vegetación arbórea a lo largo del talud	Moderado	Moderado
Siembra de vegetación arbórea al pie del talud	Moderado	Bajo
Estacas vivas	Moderado	Bajo
Fajinas vivas	Bajo	Moderado
Fajinas vivas en drenes	Moderado	Moderado-Alto(*)
Estratificación con ramas	Moderado	Moderado-Alto(*)
Barranca viva	Moderado-Alto(*)	Moderado-Alto(*)
Muro criba vegetado	Moderado-Alto(*)	Moderado-Alto(*)

(*) Dependerá de las magnitudes del proyecto, del tipo de suelo y del tipo de talud en cuestión

Fuente: Luis E. Quezada; (2015). *Estabilización de taludes con métodos de bioingeniería.*

Se anota por último que a través de las alternativas de bioingeniería no solo se logra un crecimiento de la conciencia ambiental, si no también, la generación de paisajes arquitectónicos de gran impacto visual. Este artículo resalta en nuestra investigación la factibilidad que representa la implementación de este tipo de alternativas de bioingeniería en la estabilización de los taludes, sobre todo al compararlas con los métodos cotidianos de estabilización en cuanto a costos se refiere, aun mas casi tenemos en cuenta la oportunidad de utilizar vegetación propia de la zona que puede involucrar socialmente a la comunidad.

3.1.2. Nacionales

- **Rodríguez González, O. E. (2016). Estandarización de técnicas de diseño y construcción de muros de tierra reforzada con llantas de desecho (Doctoral dissertation, Universidad Nacional de Colombia-Sede Medellín).**

El trabajo de investigación documenta las diferentes técnicas para el diseño y construcción de muros de tierra armada con llantas de desecho, con el fin de permitir su regularización, debido a sus beneficios ecológicos y económicos. En este trabajo se realiza una revisión



bibliográfica de investigaciones en donde se han implementado muros de construcción con llantas recicladas, tanto a nivel nacional e internacional. El autor analiza la información recolectada y dependiendo a su nivel de éxito en la implementación del muro de construcción, estandariza una serie de pasos que pueden permitir una apta realización del método. Para la evaluación del análisis interno de la estructura, el trabajo de investigación diseñó y construyó un equipo de corte directo a gran escala, con el fin de conocer la interacción entre el suelo de lleno y las llantas de desecho. Este montaje (Ver Ilustración) se basó en el ensayo de corte directo y consistió en colocar dos llantas, una de ellas confinada en el equipo, llenarlas de un material seleccionado y compactarlas, luego se aplicó una carga tangencial y una axial, utilizando una maquina a compresión con una capacidad para 1.500 kN para la carga tangencial, y una capacidad para 434.5 kN para generar la carga Axial, este procedimiento se realizó hasta que las llantas presentaran deslizamiento.

Ilustración 1. Equipo de corte directo



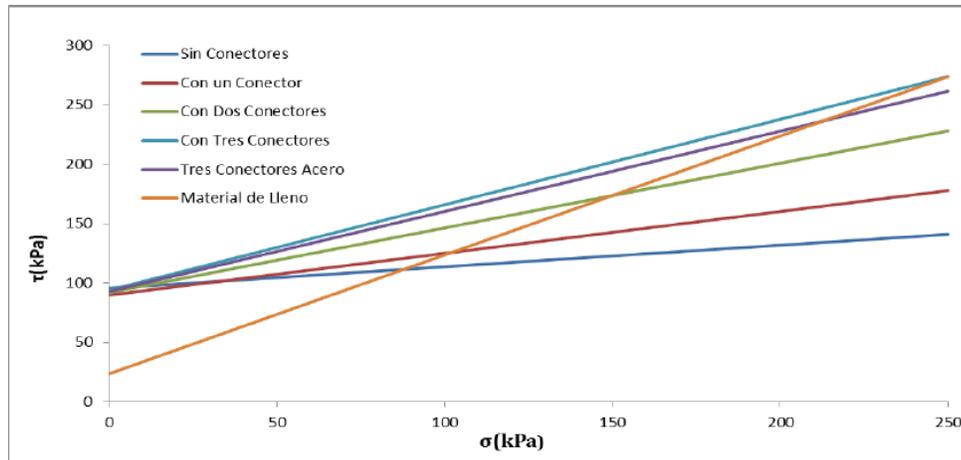
Fuente (Rodriguez Gonzales, 2016)

Para realizar el ensayo se hizo uso de neumáticos de vehículos particulares y material de relleno caracterizado como SP según la clasificación USCS y A-2-4 por AASHTO; las cargas axiales aplicadas se definieron como 72.2 KPa, 140.1 KPa y 208.9 KPa. y con el objetivo de mejorar la resistencia al corte del conjunto llanta de desecho material de refuerzo, se construyeron conectores de forma cilíndrica en acero y concreto, donde sus dimensiones para el concreto fueron de 7.62 cm de diámetro y 20 cm de longitud. Los valores que se



obtuvieron para el conjunto llanta desecho sin conectores se representaban como 10.3° para el ángulo de fricción y 95.5 KPa para la cohesión, pero al comparar con los conectores se presentaron aumentos en el gráfico esfuerzo cortante vs esfuerzo normal conforme se añadían conectores cilíndricos de concreto en el conjunto llanta de desecho y material de refuerzo como se muestra en el siguiente gráfico

Gráfico 2. Curva de Esfuerzo Cortante Vs Esfuerzo Normal con la combinación de los conectores a cortante



Fuente (Rodriguez Gonzales, 2016)

Por la similitud en los resultados de ensayo de conectores de concreto y acero y por optimización de tiempo, el autor manifiesta que es más acertado trabajar con conectores de acero por su facilidad constructiva. Finalmente, el estudio resulta de gran importancia, debido a que la investigación realizada acepta los muros de contención con llantas recicladas como una medida fiable y de mayor economía comparada con las soluciones tradicionales.

- **Barón Zambrano, J. R., & Sánchez Peña, L. (2014). Viabilidad de muros de llantas para la estabilización de taludes en el Barrio La Capilla-Soacha, Cundinamarca (Bachelor's thesis).**

Los autores se colocan como objetivo de la investigación determinar si es viable una posible implementación de un sistema de contención alternativo en el barrio la Capilla de Soacha Cundinamarca, con el fin de brindarle a la comunidad una solución económica para la problemática de zonas inestables en el sector. Este sistema alternativo consiste en la



construcción de un muro de llantas con material de relleno existente de la zona y una cubierta vegetal para evitar nuevas invasiones. La forma de lograrlo se basó principalmente en la identificación y caracterización del área de estudio, con base en estudios de suelos y visitas de campo, seguidamente los autores realizan una recopilación de información relacionada con las condiciones geotécnicas del sector y del material a utilizar. Por último, se realizó un análisis de las superficies de la zona, la humedad del suelo en el tiempo y según revisiones bibliográficas un posible método de construcción del método.

Los resultados de la investigación mostraron que las características del subsuelo encontradas en la zona se distinguen un estrato 1 de relleno y capa vegetal donde se encuentra una capa vegetal de 0.30 metros, un relleno de grava y arena de 1.50 metros, un limo arenoso de 1.50 metros; un estrato 2 de arcilla limosa café y gris detectada por debajo del relleno y de la paca vegetal, se presenta hasta el final de las investigaciones y hasta una profundidad de 9.30 metros y por ultimo un estrato 3 de arena arcillosa y limosa gris por debajo del estrato arcilloso y con densidad más alta. Luego se define un posible método de construcción del muro de llantas según el tipo de suelo, en donde se debe nivelar el terreno, alinear, amarrar, rellenar y compactar las llantas, realizando este proceso hasta completar la altura del muro. Finalmente, los autores concluyen que en la zona se puede implementar el sistema de estabilización de taludes con llantas, debido a que es una zona que ya ha sido intervenida con muros de gaviones que se construyeron en dos secciones que funcionan en el pie de la ladera pero que la ladera sigue inestable y, por tanto, se necesita un método de estabilización que brinde mayor cobertura en sentido vertical y una fabricación más sencilla y económica que la existente para la comunidad. Sin embargo, establece que se debe realizar un análisis con software para evaluar la alternativa en otras zonas del sector.

- **Sánchez, M. A., & Paredes, P. A. (2014). Estudio de viabilidad técnica de la implementación del polietileno tereftalato como material para estabilización de taludes (Bachelor's thesis).**

La monografía en estudio tuvo como objetivo el estudiar la posibilidad del uso de nuevos materiales y métodos para el diseño y construcción de taludes teniendo en cuenta su viabilidad técnica, los autores se enfocaron particularmente en el uso del polietileno tereftalato conocido por sus siglas PET, la iniciativa resultó de la preocupación existente



en el país sobre la producción y consumo de los materiales de desecho generados continuamente y que generan un gran impacto ambiental.

Para lograr los objetivos planteados los autores realizaron una amplia investigación sobre todo lo concerniente al tema, en primera instancia se entregó información sobre las características físicas, químicas y biológicas del material en estudio, así como el comportamiento que posee el material ante distintas condiciones y lo correspondiente a la producción de envases PET, específicamente la tecnología de modelo inyección y soplado utilizada. A continuación, se recolectó información sobre la implementación del polietileno tereftalato en obras civiles a nivel mundial y local, la investigación arrojó sobre todo la utilización de los envases en la construcción de viviendas, es el caso México donde a partir de un proyecto para fomentar el reciclaje se lograron construir viviendas de bajo costo, de igual manera se encontraron proyectos en Colombia, donde además se encuentran construidos muros de contención como el Ecoparque en la ciudad de Cali.

En el curso de la investigación los autores realizaron una identificación de los tipos de movimientos que se pueden presentar en el terreno teniendo en cuenta las amenazas presentes en el mismo y basados en la información recolectada se estableció un procedimiento de implementación del polietileno tereftalato en las obras para estabilizar taludes y la obtención de la respuesta de si es viable o no utilizarlo en la construcción. Se encontró que los movimientos en masa que se pueden contener con materiales PET son aquellos que presentan una baja velocidad de ocurrencia, para ello la topografía y los procesos de meteorización en el talud deben ser leves resultando en movimientos no mayores a un par de centímetros al año.

Finalmente se concluyó que la manera más eficiente para la utilización de envases es colocar el material en un sistema de escalera de disipación de esfuerzos y colocar mediante una malla electro soldada botellas simétricamente posicionadas las cuales deben tener relleno con materiales secos como plásticos o agregados pétreos provenientes de roca, piedra o peñasco, luego se arman los dados como tipo gaviones y se amarra la estructura al terreno con anclajes en acero o amarrando todos los dados buscando armar una estructura de una sola pieza y así conseguir mayor estabilidad.



Además de sugerir otra alternativa no convencional para nuestra investigación, como es el uso de polietileno tereftalato como material para estabilización de taludes, este proyecto describe una metodología muy sólida, que sigue una serie de pasos lógicos y muy acorde a nuestros objetivos, por lo cual se convierte en un documento en guía para nosotros.

- **Ospina, L. D., Córdoba Palacios, M., Benavides Pamplona, B., Diseño y construcción de muro de contención en neumático usado en el municipio de La Mesa (Bachelor's thesis).**

El proyecto enunciado se planteó en aras de conocer la posibilidad de contener un talud que presentaba deslizamientos mediante de la construcción de un muro flexible fabricado con llantas de desecho, para combatir el daño que estaba provocando sobre la comunidad del barrio Rincón Santo en el municipio La Mesa, Cundinamarca.

El movimiento presentado en el terreno estaba restringiendo el acceso a algunas viviendas del barrio por lo cual se estableció como objetivo realizar el diseño y ejecución de este muro de material reciclado, para ello se estipuló por los autores realizar estudios geotécnicos que brinden características principales del terreno a estudiar, posteriormente modelar el diseño de la estructura de contención en el software SLIDE 06 dado el análisis de los resultados del estudio de suelo y finalmente una vez avalado el diseño, realizar la construcción del muro con neumáticos usados.

Para la obtención del perfil del terreno se realizó un ensayo SPT en la zona hasta una profundidad de 6.20 metros del cual se encontró un suelo mayormente arcilloso, y un ensayo de calicata hasta 1.10 metros para conocer los límites de consistencia y granulometría del mismo. El material de utilizado constó de 200 neumáticos de rin de 16, 17.5 y 22.5 recolectados de los desechos del municipio.

El muro de contención de gravedad flexible se dimensionó de 3.20 metros de alto, 4.20 metros de ancho y una longitud de 6.09 metros con una primera capa 8 llantas de 1 metro de longitud sobre una capa de recebo compactado amarradas con geotextil para tener mayor resistencia en el momento que se presente los empujes activos del muro, lo anterior se tuvo en cuenta en la modelación. Para el montaje del muro se descapotó y cortó la pendiente del terreno a una inclinación de 120° , se excavó hasta la profundidad establecida hasta donde se encontraba el suelo duro, se colocaron las llantas amarradas como se especificó, se



rellenaron con escombros y se compactaron con pisón, finalmente se agregaron tuberías de filtración para el drenaje, cabe resaltar que la construcción de la obra se dio con la ayuda de la comunidad. El software de diseño SLIDE, permitió corroborar la estabilidad de la obra de contención construida, resultando en un factor de seguridad de $F_s = 1.04$ por el método de Bishop y de $F_s = 1.458$ por el método de Spencer.

3.2. Marco Teórico

Se conoce como talud cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que adopten las estructuras de tierra (Jimenez Badillo & Rico Rodriguez, 1957), según la nomenclatura sugerida en el “Special Report 247” del Transportation Research Board en 1996, una masa de tierra no plana que presente cambios de altura significativos o pendientes puede denominarse con el nombre de talud o ladera, anotando que solo se consideran laderas aquellas inclinaciones de conformación natural y taludes las resultantes de actividades antrópicas.

Las laderas o taludes que han permanecido estables por muchos años, pueden fallar debido a cambios topográficos, sísmicos, a los flujos de agua subterránea, a los cambios en la resistencia del suelo, la meteorización o a factores de tipo antrópico o natural que modifiquen su estado natural de estabilidad (Suarez, Nomenclatura y Clasificación de los Movimientos, 1998), y así convertirse en deslizamientos.

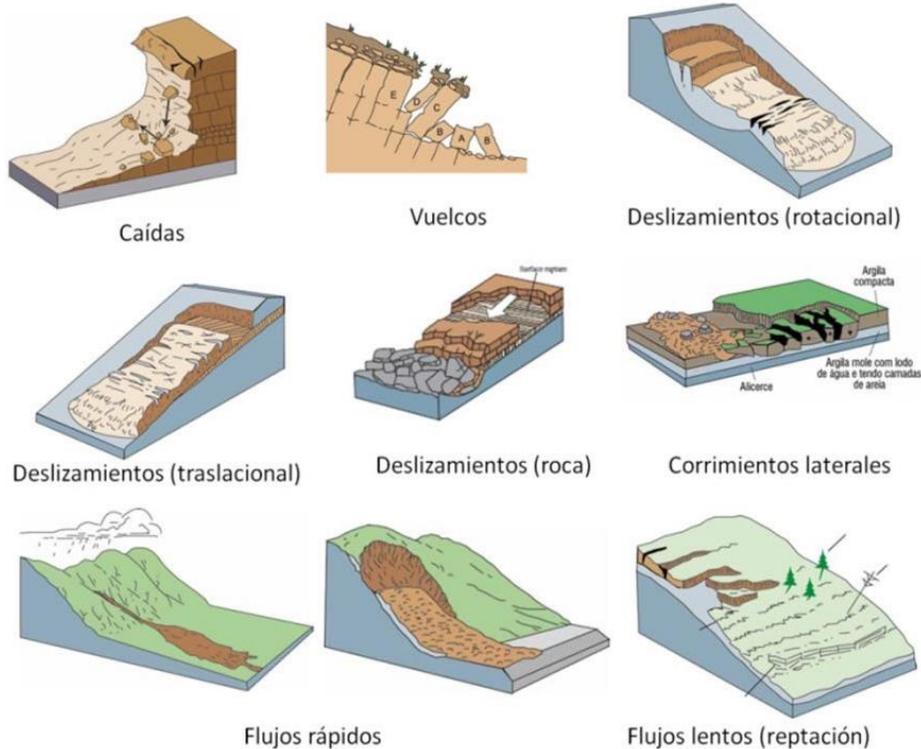
3.2.1. Movimientos en masa

El término movimiento en masa describe una amplia variedad de procesos que resultan en el movimiento de materiales formadores pendientes incluyendo rocas, tierra, relleno artificial o una combinación de estos (Cruden, 1996).

De acuerdo con García (1986) los movimientos del terreno más comunes en Colombia son caídas de rocas, deslizamiento traslacionales y rotacionales, flujos y movimientos combinados. adicionalmente se presentan los procesos por desprendimiento de material asociados a la erosión. Con base en lo anterior y a las características de las zonas bases de la investigación se encontró que los movimientos que se presentan en mayor medida son desplazamientos de tipo rotacional, traslacional y esporádicamente flujos.

Las diferentes formas de deslizamientos de tierra pueden ser clasificados de acuerdo al tipo de material involucrado y el modo de movimiento que se producen, (Varnes, 1958).

Ilustración 2. Tipos de movimiento en masa.



Fuente: (Obras Urbanas, 2018)

En un desplazamiento *rotacional*, la superficie de falla es cóncava hacia arriba y el movimiento es rotacional con respecto al eje paralelo a la superficie y transversal al deslizamiento, al generarse produce una parte superior hundida y una parte inferior deslizada que puede llegar a producir flujos por debajo del pie del talud. En el desplazamiento *de traslación* la masa se desliza hacia afuera o hacia abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o ligeramente ondulada, en las zonas de pendiente fuerte la masa puede deformarse y convertirse en un flujo (Suarez, Nomenclatura y Clasificación de los Movimientos, 1998).

En los *flujos*, el movimiento dentro de la masa desplazada es tal, que la forma adoptada por el material en movimiento se asemeja a la de los fluidos viscosos, en este proceso las partículas o bloques pequeños de partículas dentro de una masa se mueven relativamente sobre una superficie (Varnes, 1958).



Se describirán a continuación *los caídos*, en este tipo de movimiento una masa de roca o suelo se desprende de un talud por lo general empujando, siguiendo una trayectoria de caída libre, de saltos o rodando, la forma en cómo se desarrolla este tipo de movimiento depende fundamentalmente de la geometría del talud, las condiciones de aguas subterráneas y subsuperficiales y la facilidad con la que se meteorizan los materiales compositores del terreno. Por otro lado, tenemos *el volteo*, este movimiento en masa se encuentra asociado a la acción de fluidos en la superficie de falla y las fuerzas que estos puedan generar en el talud, el volcamiento consiste en la rotación de una masa con respecto a un punto y que se desplazará talud abajo, se presenta generalmente en suelos residuales, pero también en rocas (Montero Olarte, 2017).

3.2.2. Modelo conceptual

Para explicar el comportamiento de los taludes de acuerdo a sus características físicas, químicas y ambientales, así como los mecanismos de fallas que generaran o están generando movimientos sobre el mismo, se desarrolla un modelo conceptual. La practicidad de los modelos conceptuales va en función de la correcta evaluación de los factores que afectan los procesos que se presentan en el talud.

Los elementos fundamentales a estudiar sobre el talud para el desarrollo del modelo conceptual son: la litología y formación geológica, la estructura geológica, la geomorfología, el estado de meteorización, tectónica y fracturación, la pendiente y la topografía, el clima e hidrología, la hidrogeología y la sismicidad de los taludes, cabe anotar que todo lo anterior se evalúa en el tiempo.

Después de caracterizados los elementos fundamentales mencionados previamente, se realiza una representación gráfica y una descripción escrita de cada uno de los elementos, se elabora un modelo gráfico tanto en planta como en perfil que indique el comportamiento futuro del talud y las características de los movimientos esperados, posterior se lleva a cabo la instrumentación del talud con el objetivo de validar el modelo y por último se calibra el modelo en campo mediante el análisis de los deslizamientos existentes (Suarez, Mecanismos de falla, 1998)



3.2.3. Análisis de estabilidad

Para determinar la estabilidad de los taludes existen diferentes métodos de análisis, dada la complejidad de los problemas geotécnicos y la no linealidad de los suelos se han implementado soluciones simplificadas como es el caso de los métodos de equilibrio limite, los cuales se formulan para que cumplan las leyes de equilibrio, compatibilidad, leyes constitutiva y condiciones de borde (Bojorque Iñiguez, 2011), sin embargo, existen también métodos que tienen en cuenta la complejidad de los procesos y estudian la estabilidad de los taludes a través del análisis de elementos finitos como es el caso de los métodos numéricos (Bojorque Iñiguez, 2011).

3.2.4. Métodos de equilibrio limite

Del análisis de estabilidad con los métodos de equilibrio limite resulta encontrar un factor de seguridad que refleje las condiciones del talud partiendo de la evaluación de sus condiciones y parámetros dadores de resistencia. El *factor de seguridad* en este caso se introduce como el valor que representa que tan alto o bajo es el grado de amenaza o la probabilidad de ocurrencia de la falla en el talud, a partir del tipo de superficie de falla y el método utilizado se puede definir como la resistencia al corte ofrecida por el talud sobre los esfuerzos que puedan generar la falla, o como los momentos resistentes disponibles y los momentos disponibles actuantes (Suarez, Análisis de Estabilidad, 1998).

Al momento de realizar el análisis es también importante conocer el concepto de *superficie de falla*, esta se define como una “superficie asumida a lo largo de la cual puede ocurrir el deslizamiento o la rotura del talud” (Suarez, 1998), se estipula para evitar que el talud falle por esta superficie al ser diseñado.

Para efectos de esta investigación los métodos de equilibrio limite a emplear son los proporcionados por el software SLIDE 6.0, estos métodos hacen parte de los métodos de análisis por dovelas, es decir para determinar la estabilidad del talud, una vez establecida una superficie de falla, se divide la masa fallada en tajadas o dovelas verticales sobre las que se aplican ecuaciones de equilibrio de fuerza y momento. El primer método a utilizar es el *Bishop simplificado*, este método considera que, entre las dovelas, además del peso propio y las fuerzas resistentes de fricción y cohesión tangentes a la superficie de falla, solo existen fuerzas de presión y que estas son horizontales. Según se plantea el método asume que la superficie de falla será circular y por



lo tanto el factor de seguridad se define como el radio de la fuerza cortante necesaria aportada por el suelo para mantener el equilibrio en el talud (Bishop, 1995).

Similar a el análisis de Bishop simplificado encontramos el método de *Janbú simplificado*. Janbú también plantea que las fuerzas entre las dovelas son solo presiones y son horizontales, sin embargo, a diferencia de Bishop este método adiciona un factor de forma que permite considerar cualquier forma de superficie de falla y no solo la circular, por lo general con este método se obtienen factores de seguridad más pequeños que para el resto de los métodos de equilibrio limite.

El método *Sueco modificado*, propuesto por el Cuerpo de ingenieros Americano, al igual que los anteriores hace parte del análisis por dovelas, este método puede ser utilizado para cualquier forma de superficie de falla, su particularidad es que propone que las fuerzas de presiones entre las dovelas ya no sean horizontales, en vez deben ser inclinadas y el grado de esta inclinación se recomienda sea el promedio de la pendiente del talud. De características parecidas encontramos el método de *Lowe y Karafiath*, este método va un poco más allá y además de proponer que las presiones entre dovelas sean inclinadas, permite que la inclinación varíe de borde a borde y sea diferente para cada dovela, lo anterior justifica que el método sea el más acertado entre los métodos de equilibrio de fuerzas (Duncan, 1996).

Los análisis que se realizaron a continuación tomaron en cuenta que además de una fuerza de presión entre las dovelas, existe una fuerza cortante o de fricción entre cada tajada, el primero de ellos es el método de Spencer, el cual, considera que las fuerzas de presión entre dovelas tienen la misma inclinación, sin embargo, la inclinación (θ) y su magnitud (F) son incógnitas y para conocer su valor se plantean las ecuaciones de equilibrio de fuerza y momento en una dovela, este proceso se realiza de manera iterativa hasta que se hallan los valores ajustados que se asumen iguales en todas las dovelas (Spencer, 1967). Por ultimo tenemos el método de Morgenstern- Price, básicamente expone el mismo planteamiento que Spencer, sin embargo, para resolver las incógnitas Morgenstern- Price plantea que existe una ecuación que varía en función las la fuerzas de cortante y normales entre las dovelas y las relaciones, y que además esta función es variable (Morgenstern & Price, 1965).



3.2.5. Métodos numéricos

Considerando la forma de análisis de los métodos numéricos, estos pueden ser utilizados para conocer los desplazamientos ocasionados en los taludes por fallas progresivas o que trascurren en el tiempo, por lo cual son útiles al momento de evaluar fallas como el volcamiento, y requieren del uso de parámetros elasto-plásticos del suelo y la desratización de los mismos (Valiente Sanz, Sobrecases Martí, & Díaz Orrego, 2016). Entre los métodos numéricos tenemos los métodos de: elementos finitos, diferencias finitas, elementos discretos y elementos de borde.

El método de *elementos finitos* fue establecido por Clough y Woodward en 1976, el método divide el talud en una malla de elementos discretos donde se relacionan las propiedades elasto-plásticas de los materiales, y los desplazamientos y deformaciones se evalúan en los nodos o juntas de los bloques definidos en la malla (Griffiths & Fenton, 2004), este método es aplicable principalmente en los taludes donde no se tiene una superficie de falla definida (Kerguelen Argumedo, García Mendive, & Sfriso, 2016). El método de diferencias finitas también divide el talud en una malla de elementos discretos, pero a diferencia de los elementos finitos, este permite relacionar las variaciones esfuerzo-deformación. Tanto el método de elementos finitos como el método de las diferencias finitas hacen parte de los que se conocen como métodos numéricos continuos, entre sus muchas ventajas se tiene que con ellos se puede trabajar comportamientos complejos y mecanismos en dos y tres dimensiones que incluso permiten incorporar las deformaciones por creep (Stead, Eberhardt, & Coggan, 2006).

Los métodos numéricos discontinuos o fracturados permiten simular los procesos que ocurren en taludes cuyas fallas obedecen al comportamiento de sus discontinuidades, puesto que, permiten el análisis de la estructura geológica de taludes con variaciones de estratos, entre los métodos numéricos discontinuos se encuentran lo de elementos de borde y los elementos discretos (J. Martel & Muller, 2000).

3.2.6. Estructuras de protección y contención de taludes

Como se ha mencionado anteriormente, los movimientos en el terreno en taludes se pueden presentar por diversos factores tanto externos como internos y por lo tanto es necesario evaluar las distintas actividades o medidas correctivas necesarias a la mitigación o prevención de estos movimientos.



Según la definición de riesgo otorgada por la Organización de las Naciones Unidas Para El Socorro en Desastres, la cual define el riesgo:

“como el grado de pérdidas esperadas debido a la ocurrencia de un evento particular y como una función de la Amenaza y la Vulnerabilidad.” (UNDRO, 1979)

Teniendo en cuenta dicha definición, el riesgo presentado se puede reducir haciendo manejo de la amenaza o disminuyendo la vulnerabilidad. Por ende, para la estabilización de taludes se pueden emplear dos caminos al momento de estudiar las medidas correctivas para los problemas de movimientos en masa. En el caso de evitar la vulnerabilidad, es decir, eludir la amenaza se debe reducir la exposición de la obra que se encuentre próxima al terreno inestable, este objetivo se logra por medio de actividades tales como relocalización o cambio del trazado vial, puentes o viaductos sobre los movimientos, reducción de la parte alta del talud, disminución de la pendiente, rellenos en la pata del talud y entre otras medidas que permiten mitigar la inestabilidad del terreno (Suarez Diaz, Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en zonas tropicales, 1998).

Para la segunda opción en la cual se requiere trabajar sobre la amenaza y disminuir su impacto, se tienen estructuras diseñadas para la protección y contención de taludes, entre las destinadas a la protección tenemos el revestimiento de taludes por medio de vegetación, esteras, geo celdas o mallas metálicas; Se fundamentan en el uso de geotextiles ya que usualmente se utilizan en procesos de compactación con terraplenes para aumentar su resistencia a la tensión y al cortante, o también se ve el uso de estos para recubrimiento en la superficie (Suarez Diaz, Deslizamiento Volumen II, Tecnicas de Remediacion, 2009).

Las obras de contención son utilizadas para generar fuerzas externas resistentes que contrarresten las fuerzas actuantes en el terreno. Estas últimas se subdividen en dos grandes grupos, estructuras de contención rígidas y flexibles. Las estructuras de contención rígidas están definidas gracias a sus propiedades o características que permiten cumplir a cabalidad su función sin incurrir en cambio de su forma. Como su palabra lo indica, este tipo de estructuras se asimilan al comportamiento de un sólido rígido, y comúnmente se presenta en muros de contención de concreto

Por otro lado, las estructuras de características flexibles son aquellas que por su diseño o geometría equilibran las acciones del terreno y por lo tanto experimentan deformaciones considerables por



flexión (Sánchez Molina & Gonzáles Drigo, 2011). En este grupo encontramos las estructuras más conocidas que son los como muros de gaviones y las que se desea estudiar que son muros con llantas recicladas.

Los muros de gaviones se basan en la realización de estructuras modulares compuestas por una malla de alambre galvanizado que se rellena con piedra de granulometría adecuada. Son funcionales en zonas con complicaciones de erosión como en orillas del río o corrientes y mitigan deslizamientos rotacionales y traslacionales ocasionados por pérdida de soporte de la ladera y por los incrementos de esfuerzo presión de poros. La desventaja en su aplicación es la obtención de la fuente de material requerida para el relleno. Su gran ventaja radica en que son estructuras muy flexibles que soportan grandes deformaciones sin perder su capacidad estructural (De Almeida Barros, 2010).

Los muros de gaviones se manejan generalmente en depósitos de laderas, orillas de ríos y materiales residuales. Para la ejecución de esta clase de muros, se debe preparar el terreno de fundación para la cimentación, colocar y rellenar los gaviones para la base del muro, coser la canasta y colocar los tirantes transversales y longitudinales para evitar la inestabilidad (Suarez Diaz , Control de erosión en zonas tropicales, 2001).

Ilustración 3. Ecomuro. El muro de llantas más grande de Guatemala.



Fuente: (Cabrera, 2017)



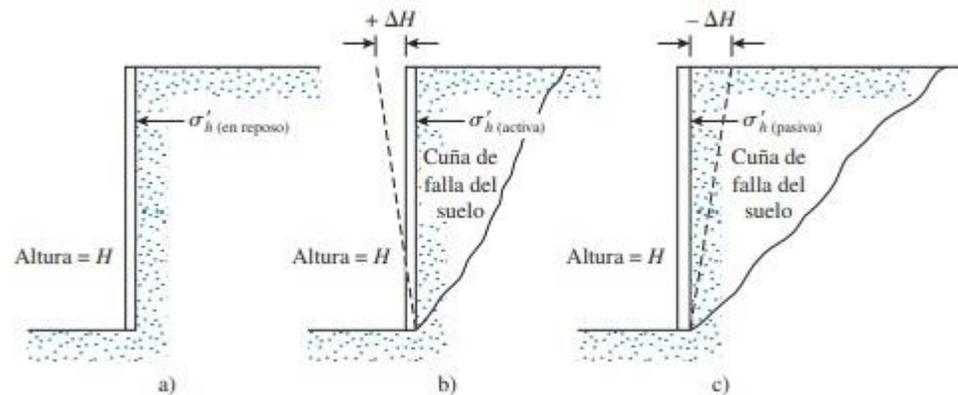
Desde otro punto de vista, no solo teniendo en cuenta los problemas de riesgos con movimientos de laderas, si no a su vez abordar los problemas de acumulación de residuos sólidos que son tóxicos para el medio ambiente, se tienen los muros utilizando llantas desechadas o recicladas. Este tipo de estructuras se fundamentan en hileras sobrepuestas de llantas rellenas con material, armadas entre sí con alambre galvanizado o cuerda de polipropileno debidamente trenzado y ajustado. Posee la ventaja de una alta duración y funcionalidad, así como bajo costo de ejecución y mantenimiento, además de su valor ecológico. Los muros de llantas sirven para preservar caminos y terrenos que se encuentran expuestos o son susceptibles ante deslizamientos, es decir se fundamenta en la técnica de retención de suelo para la estabilización del talud y representan una alternativa viable para los habitantes de barrios marginados.

La desventaja que presenta este sistema es la escasez de información técnica sobre su realización e implementación en zonas donde se presente el riesgo. Por ende, no se tiene una metodología estandarizada para su construcción, sin embargo, la más reconocida se define que para su construcción, se debe preparar el terreno de fundación para la cimentación, colocación de las de llantas, de forma zigzag y las filas van sobrepuesta manteniendo un espaciamiento recomendado de 5 a 10 metros, relleno y compactación del material en las llantas y amarre con cuerda de polipropileno. Este procedimiento se mantiene hasta completar la altura deseada del muro (Antunéz, 2016).

3.2.7. Teoría de empuje de tierras

El empuje de tierras fundamentalmente es para el análisis de contenciones. Los taludes o laderas con problemas de deslizamiento usualmente son soportados por muros de contención u otras estructuras similares, sin embargo, para realizar un diseño adecuado y funcional de estas obras es necesario conocer la presión lateral del suelo a contener, el cual depende de diversos factores, tales como el tipo y magnitud del movimiento de los muros, los parámetros de resistencia al cortante del suelo, el peso específico y las condiciones de drenado en el relleno.

Ilustración 4. Naturaleza de la presión lateral de tierra sobre un muro de retención.



Fuente (Das , 2012)

En una obra de contención se pueden presentar diversos casos, como se observa en la Ilustración 4. El primero de ellos, es en el cual la estructura no se desplaza a la derecha o a la izquierda de su posición inicial, lo cual se conoce como estado de reposo. Cuando la contención se aleja de la masa de suelo al cual está soportando, se puede decir que se presenta un empuje activo. Por último, si el desplazamiento de la estructura se presenta hacia el suelo, se denomina empuje pasivo.

El empuje activo representa la presión que ejerce el suelo sobre la estructura, es decir el material vence a la estructura que se encuentra conteniendo y se produce una cuña de falla, la cual se mueve en compañía del elemento de contención. Por el contrario, si la pared de la estructura empuja el suelo, se produce un fracaso en la contención del material con un plano de rotura mucho más inclinado que en el caso activo, debido a que el suelo esta pasivamente recibiendo una fuerza aplicada de un origen ajeno. Estos límites se definen como mínimo referente al empuje activo y máximo de empuje pasivo.

De las teorías comúnmente utilizadas para el análisis de empuje de tierras, se conocen dos autores, los cuales investigaron las condiciones de presiones sobre el suelo en un estado de equilibrio limite. El presente proyecto relaciona las teorías de presión de tierra de Rankine y Coulomb.

Para Rankine en 1857, las presiones activas y pasivas se estudiaron en suelos homogéneos e isotrópicos bajo una superficie de falla lineal y un análisis de paredes sin fricción, es decir, no se considera una fuerza de rozamiento en la interfaz suelo- estructura. Según el autor, para una pared con la cara posterior vertical y relleno horizontal, los coeficientes de presión activa y pasiva se definen por medio de las siguientes expresiones



$$K_{aRankine} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$K_{pRankine} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Donde ϕ' representa el ángulo de fricción efectivo

La teoría de la presión de Coulomb (1776) se considera una metodología más general con respecto a los postulamientos de Rankine, debido a que Coulomb se refiere a paredes con fricción, con el supuesto de que la falla en el suelo se lleva a cabo a lo largo de un plano (Das , 2012).

El coeficiente de la presión activa de tierra está dado por

$$K_{aCoulomb} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta' + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta' + \phi') \sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

$$K_{pCoulomb} = \frac{\cos^2(\phi' + \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta' - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' - \delta') \sin(\phi' + \alpha)}{\cos(\delta' - \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

Donde ϕ' representa el ángulo de rozamiento interno del terreno, θ el ángulo del parámetro del muro respecto a la vertical, δ' el ángulo de rozamiento estructura – terreno y α el ángulo de inclinación del terreno respecto a la horizontal

En el caso de que se presenten valores para el ángulo de fricción suelo – estructura mayores que aproximadamente $\phi'/2$, la teoría de presión postulada por Coulomb sobreestima la fuerza pasiva calculada y por ende se recomienda comparar dichos valores con postulados diferentes.

3.2.8. Análisis de estabilidad estructural

Las estructuras de contención, además de proveer estabilidad al talud o ladera, deben satisfacer la condición de estabilidad global de la propia estructura. Sobre un muro de contención, por ejemplo, actúan fuerzas horizontales y verticales provenientes de las sobrecargas, el peso del relleno y el peso propio de la estructura, cualesquiera de estos factores pueden ser causantes de activar un



mecanismo de falla, lo cual además de ocasionar la falla del muro, puede ocasionar pérdidas económicas y humanas. Para diseñar correctamente y evaluar un muro de contención se hace necesario entonces evaluar los posibles mecanismos de falla que para una estructura de contención serán falla por volcamiento, falla por deslizamiento y falla por capacidad de carga (Dr. Ordoñez C., 2009).

La presión del material contenido por el muro se conoce empuje activo, este factor es el que produce en mayor medida la falla por *volcamiento* en los muros de contención, teniendo en cuenta que el empuje activo está dado por fuerzas horizontales, para contrarrestar esta rotación con respecto al pie de la estructura, aparecen las fuerzas verticales. El empuje activo produce un momento mayor en cuanto menor es el ángulo de fricción, por lo cual se vuelve un parámetro importante en el análisis, así como la capacidad de del suelo sobre el cual se va cimentar y el peso propio de la estructura.

El factor de seguridad por deslizamiento es importante en el análisis, debido a que puede producirse en el muro, este es generado por un empuje excesivo de la tierra, el cual incrementa con la sobrecarga que se puede presentar en el terreno. En otras palabras, si se presenta un desplazamiento en el muro, es porque se tiene una fuerza de empuje que supera a la fuerza de fricción que existe entre el suelo y la base del muro. Este factor puede ser provocado por situaciones externas tales como, construcciones de edificaciones en la parte trasera de la estructura, etc.

El valor de la fuerza de fricción es de gran influencia en el dimensionamiento de la estructura de contención ya que esta fuerza junto con el empuje pasivo, determinan el valor del factor de seguridad al deslizamiento. La fuerza de fricción (F_r) se puede obtener a través del producto entre el coeficiente de fricción (f_r) y la fuerza aplicada. El empuje activo por su parte se calcula como la resultante de los empujes unitarios

Para el diseño y construcción de toda estructura se deben tener en cuenta la presión vertical transmitida al suelo por la base del muro de retención y se debe revisar contra la capacidad de carga última del suelo. Esto nos da el factor de seguridad por capacidad admisible, el cual nos indica si el terreno en el cual se localizara el muro de contención, es capaz de resistir al incremento en el aumento de la carga que originalmente podía soportar, transmitida a través de la cimentación de la estructura. Esta carga se encuentra definida por el peso propio del elemento, la carga muerta



y la carga viva. Si no se controlar este factor, es posible que el muro sufra un asentamiento, produciendo fisuras en la estructura o en algunos casos el colapso de esta. Por las razones anteriores, es importante conocer las propiedades mecánicas del suelo y saber la resistencia del mismo (Harmsen, 2002).



4. OBJETIVOS

4.1. Objetivo general

Analizar la viabilidad técnica de alternativas no convencionales de protección y contención de taludes por medio de la modelación y evaluación del comportamiento de dichas estructuras sobre las condiciones geológicas-geotécnicas de la zona, de manera que se pueda lograr un equilibrio técnico-económico en obras de mitigación para inestabilidad del terreno en sitios críticos pertenecientes a las localidades de Nueva Granada, Manzanares y el sector oriental de la Loma del Peyé en la Popa, ubicadas en el casco urbano de la ciudad de Cartagena

4.2. Objetivos específicos

- Establecer las diferentes alternativas económicas de contención y protección de taludes, así como las características de los materiales que la conforman.
- Evaluar las alternativas no convencionales definidas por medio de modelación geotécnica, utilizando los softwares de referencia Geo5 y Slide 6.0
- Realizar una comparación entre las alternativas no convencionales propuestas y las soluciones planteadas inicialmente por medio de un análisis de costos.

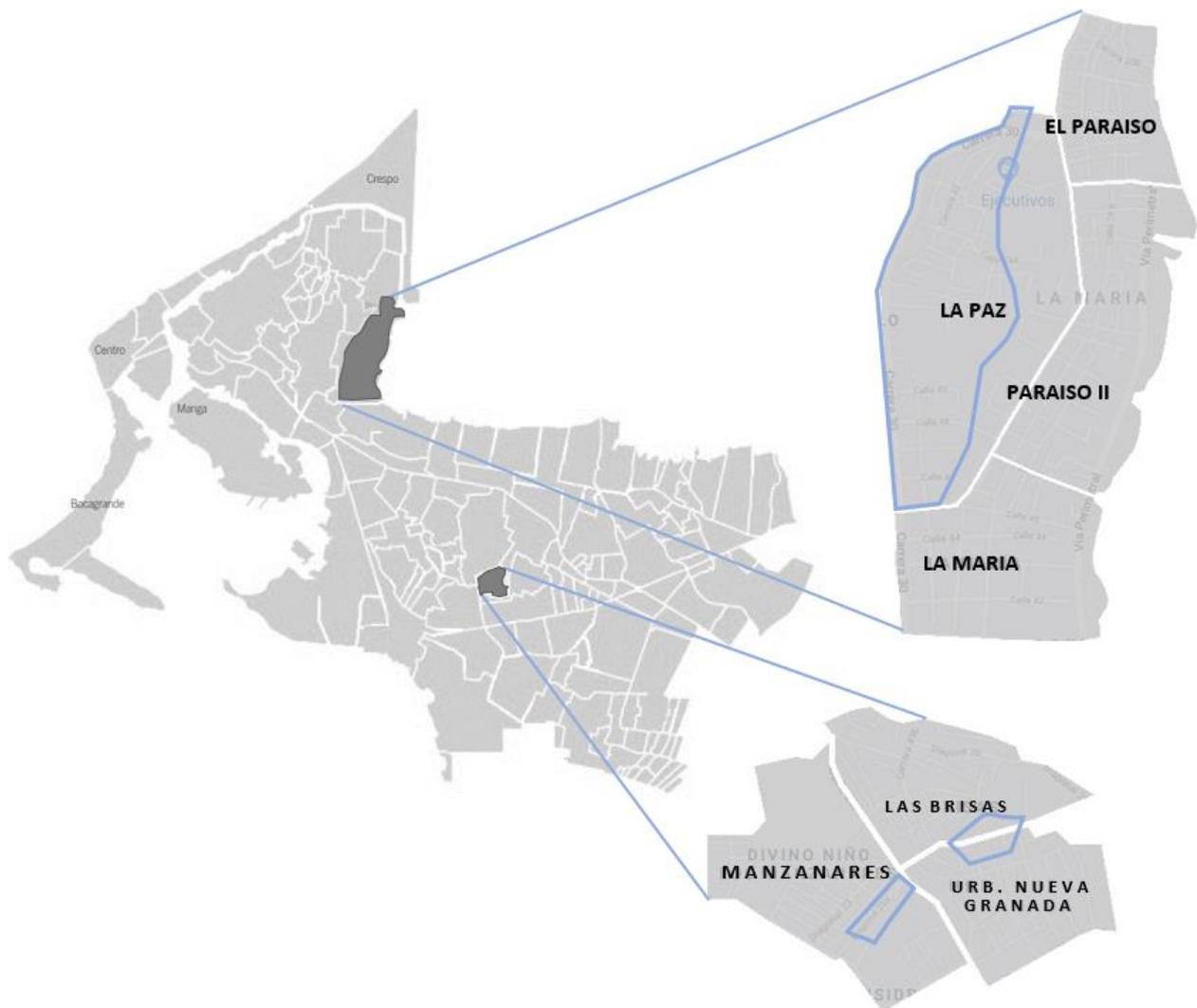


5. ALCANCE

5.1. Delimitación espacial

Esta investigación se llevará a cabo sobre las zonas de amenaza alta en los sectores de Nueva Granada, Manzanares y la parte oriental de la Loma del Peyé en La Popa, ubicados en la ciudad de Cartagena de indias D.T. y C. del departamento de Bolívar, el cual pertenece a la región caribe, al norte de Colombia.

Ilustración 5. Localización de zonas de estudio.



Fuente: Tomado y modificado de la Secretaria de Planeación Distrital de Cartagena y Google Maps.



Ilustración 6. Localización caso de estudio: MANZANARES.



Fuente: Tomado y modificado de Google Earth.

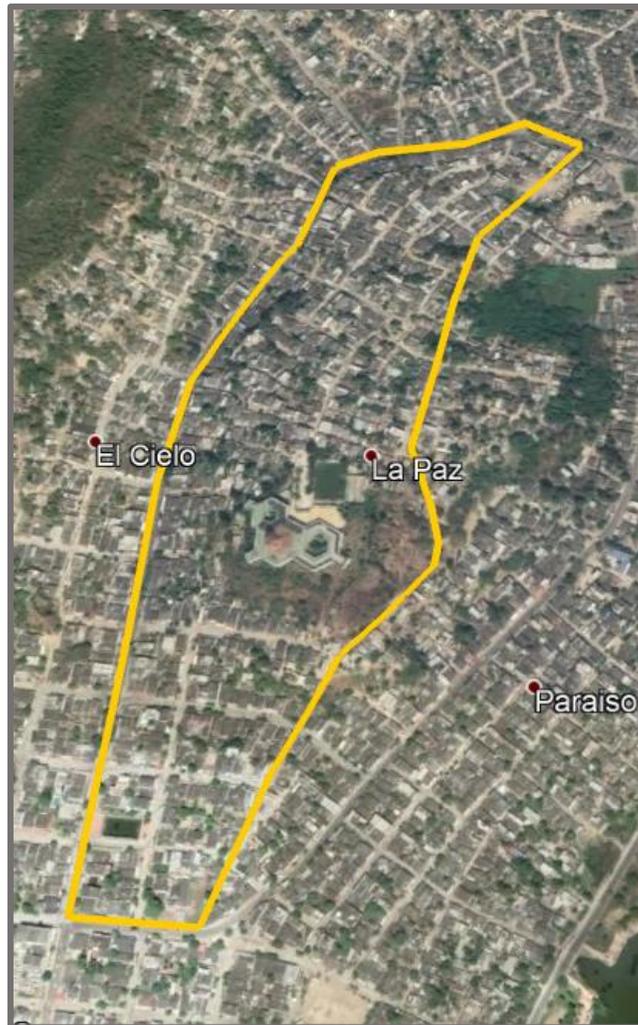
Ilustración 7. Localización caso de estudio: NUEVA GRANADA.



Fuente: Tomado y modificado de Google Earth.



Ilustración 8. Localización caso de estudio: LOMA DEL PEYÉ – Sector oriental.



Fuente: Tomado y modificado de Google Earth.

Para las zonas de estudio previamente expuestas se ha delimitado: en el caso Manzanares un área de estudio de 22,65 m² aproximadamente, en el caso de la urbanización Nueva Granada un área de estudio de 41,5 m² aproximadamente y en el caso Loma del Peyé – Sector oriental se tiene un área de estudio de 183,5 m² aproximadamente.

5.2. Delimitación temporal

El desarrollo de la investigación está delimitado en el primer periodo académico del año 2020, comprendido entre los meses de marzo y junio. Por lo tanto, el proyecto se efectuará en una duración de 4 meses.



5.3. Delimitación conceptual

Se definirán las alternativas no convencionales de bajo costo para la protección y contención de taludes determinando las propiedades de sus materiales preferiblemente reciclables, de tal forma que sea posible evaluar su diseño geotécnico por medio del uso de softwares de modelación para obtener los factores de seguridad que dependen de los parámetros anteriormente mencionados.

Las estructuras de protección y contención propuestas serán analizadas en términos económicos con respecto a las alternativas tradicionales planteadas en los informes del convenio interadministrativo celebrado entre la Alcaldía Mayor de Cartagena de indias D.T. y C. y la Universidad de Cartagena sobre la evaluación de riesgos geotécnicos y diseños de las obras de estabilización de las laderas del sector Manzanares, Barrio Nueva Granada y Loma del Peyé. Esto estudios fueron proporcionados por la Universidad de Cartagena para el proyecto en mención.

5.4. Resultados esperados

A través del desarrollo de la presente propuesta se contempla generar nuevas soluciones a las problemáticas de movimientos en masa existentes en la ciudad, capaces de proporcionar un mejoramiento económico y social, y que posibiliten su utilización en cualquier zona de talud en riesgo de falla.

Se prevé que al momento de analizar las laderas estabilizadas con las obras de protección y contención sugeridas por medio de método de equilibrio limite aplicados en el software Slide 6.0, se obtengan valor del factor de seguridad mayores a 1.5. Esto último se debe a que dicho valor en zonas residenciales indica seguridad y confiabilidad en las alternativas propuestas.

5.5. Producto final a entregar

Los resultados obtenidos de los análisis pretenden generar soporte técnico para la implementación futura de las obras de protección y contención de taludes de baja o mediana complejidad, tal que puedan ser ejecutadas en cualquier área que se encuentre en riesgo de deslizamiento o expuesta a procesos de movimiento en masa. De igual manera se plantea que las propuestas logren alcanzar la misma capacidad de resistencia y funcionalidad de las obras



tradicionales a un menor costo y a su vez generar un impacto social permitiendo su ejecución por medio de los habitantes del sector.

5.6.Productos complementarios

Esta investigación podría servir como base a futuras investigaciones que deseen implementar las alternativas no convencionales de protección y contención de taludes para trabajar en diferentes condiciones geotécnicas o variabilidad de uso, para su posible estandarización. De igual manera funcionara como referencia bibliográfica para el estudio de la optimización en la forma de colocación y cantidad de material empleado en los muros de tierra armada

5.7.Excepciones y/o limitaciones

En esta investigación se tiene como limitante la caracterización geológica y geotécnica de la laderas sobre las que se realizará el estudio, es decir, no se ejecutaran perforaciones, sondeos ni ensayos de penetración estándar, en vez, se tomará esta información de los informes técnicos proporcionados por la Universidad de Cartagena: “Fortalecimiento de las capacidades institucionales para la gestión del riesgo y el mejoramiento de los medios de vida de la comunidad vulnerable frente a fenómenos de remoción en masa, asentada en el sector denominado Lomas del Peyé, casco urbano de Cartagena, departamento de Bolívar, 2014”; “Estudios y diseños de riesgos que determinen las obras de estabilización de la loma del marión en el sector comprendido entre los barrios Nueva Granada y Nueve de Abril, en la ciudad de Cartagena, CONVENIO INTERADMINISTRATIVO No. 6- 002- 266 de 2011” y “Evaluación Geotécnica y Diseños de las Obras de Estabilización de las laderas de la Loma del Marión, Sector Manzanares, en el Barrio Nuevo Bosque, casco urbano de Cartagena; CONVENIO No. 6-208-481 de 2009”. De los documentos previamente mencionados se extraerá también la información estratigrafía y parámetros de resistencia necesarios para la conocer las condiciones de estabilidad de las laderas en estudio. Debido a las dinámicas de cambio en el tiempo de las zonas, se realizarán actualizaciones de la topografía con ayuda de las herramientas tecnológicas Google Earth y Global Mapper, de la misma manera se verificará la información con visitas de campos en donde se ejecuten inspecciones visuales y apiques muy superficiales que ayuden a enlazar y complementar lo establecido en los informes anteriormente mencionados.



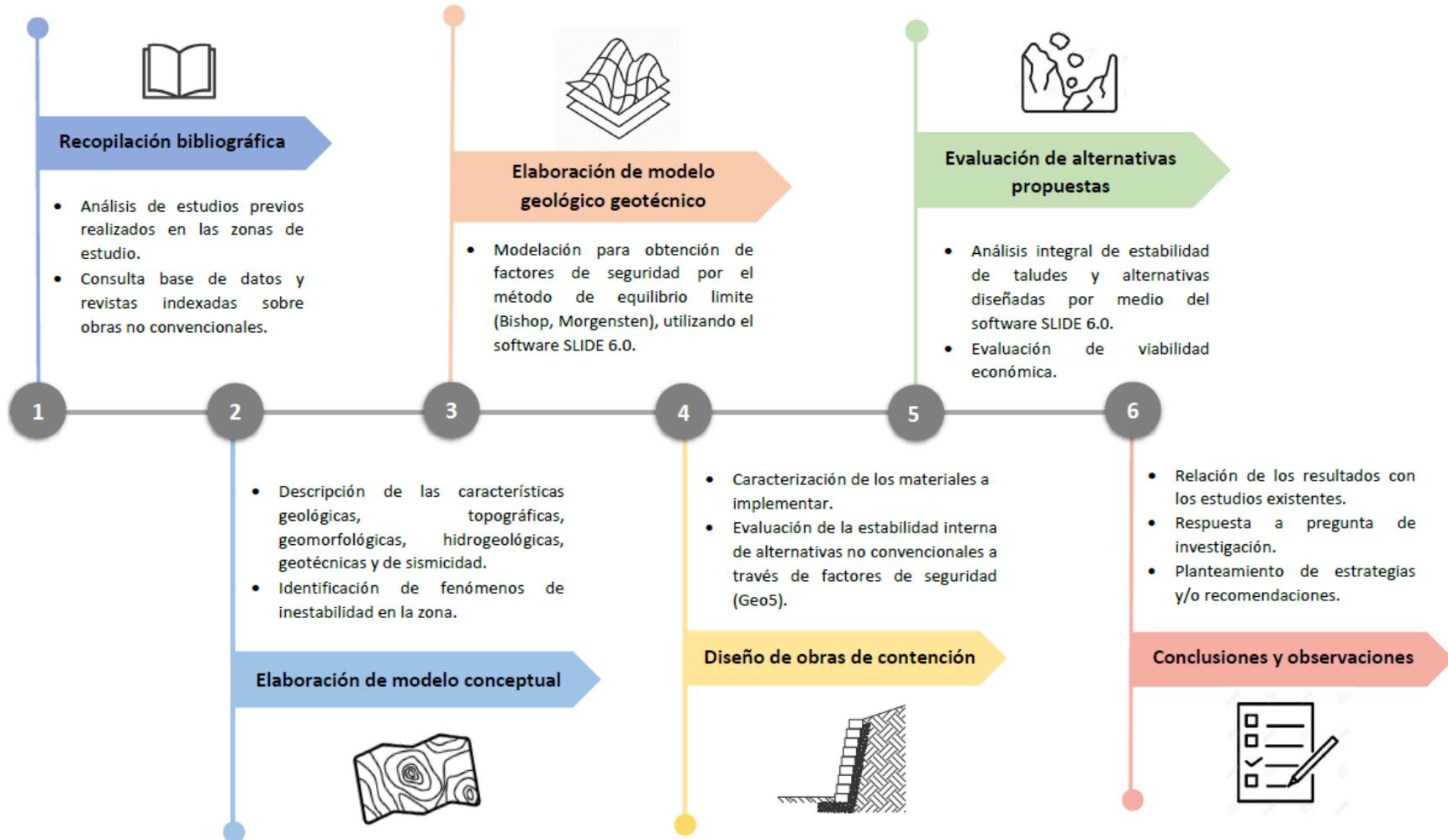
La caracterización de las propiedades y comportamiento de los materiales a implementar en las alternativas no convencionales sugeridas, se tomarán dichas propiedades de recopilación bibliográfica o referencias de fabricantes que posean características similares.

Para esta investigación al evaluar las estructuras de protección y contención de taludes solo se tendrá en cuenta los factores de seguridad y el estudio de costo de las mismas, por ende, no se realizará la construcción y montaje de las obras planteadas en los sectores de estudio.



6. METODOLOGÍA

Gráfico 3. Esquema de la metodología de la investigación.



Fuente: Autores



La presente investigación de tesis se planteó desde un enfoque mixto, puesto que se utilizaron datos cualitativos extraídos de una recopilación bibliográfica, los cuales ayudaron a la construcción de modelos matemáticos a partir de principios ingenieriles, para la evaluación cuantitativa del problema. Este proyecto se realizó durante el primer semestre académico del año 2020 y se estructuró para ser desarrollado entre los meses de marzo y junio, pero debido a las condiciones de salud pública actual, se reprogramó para los meses de mayo a Julio del año en curso. La metodología utilizada en el presente estudio se muestra en el esquema anterior.

6.1. Recopilación bibliográfica

Esta fase alude al componente cualitativo de esta investigación y entre las actividades que comprendió se tuvo la búsqueda de antecedentes que demostraran la importancia de la investigación, y la recopilación de información secundaria sobre los componentes principales del proyecto investigativo.

Esta fase fue de vital importancia para establecer la situación actual de las zonas de estudio, debido a que durante ella se obtuvo información local relacionada con estudios previos sobre las condiciones de estabilidad de las laderas en cuestión y los procesos ocurridos en las mismas a lo largo del tiempo.

El proceso de recopilación bibliográfica también fue determinante en la caracterización de las alternativas no convencionales desarrolladas, puesto que de esta fase se extrajeron los parámetros empleados, procesos constructivos típicos y materiales utilizados en casos de éxito tanto a nivel nacional como internacional

6.1.1. Antecedentes referentes a los estudios de la estabilidad de las laderas

Para el componente relacionado a la información secundaria de las zonas de estudio: Laderas de la formación Lomas del Marión ubicadas en los barrios Divino Niño – Manzanares y Nueva Granada, y el sector oriental de la Loma del Peyé perteneciente a las estribaciones del cerro de la Popa, la recopilación bibliográfica se basó en los convenios interadministrativos llevados a cabo entre la alcaldía de Cartagena junto con el Instituto de Investigación e Información geocientífica, Minero Ambiental y Nuclear INGEOMINAS sobre la zonificación geotécnica y aptitud del uso



del casco urbano de Cartagena de Indias. De la misma manera, los informes técnicos en conjunto con la Universidad de Cartagena respecto a la vulnerabilidad de estos sectores.

Son estos últimos el caso de las laderas pertenecientes a La Loma del Marión, donde se utilizaron como referente principal los informes denominados: “Estudios y diseños de riesgos que determinen las obras de estabilización de la loma del marión en el sector comprendido entre los barrios Nueva Granada y Nueve de Abril, en la ciudad de Cartagena, CONVENIO INTERADMINISTRATIVO No. 6- 002- 266 de 2011” y “Evaluación Geotécnica y Diseños de las Obras de Estabilización de las laderas de la Loma del Marión, Sector Manzanares, en el Barrio Nuevo Bosque, casco urbano de Cartagena; CONVENIO No. 6-208-481 de 2009”, para los barrios Nueva Granada y Manzanares respectivamente.

En cuanto a la zona oriental de la Loma del Peyé, se utilizó como base el proyecto desarrollado por la Universidad de Cartagena de la mano con el Programa de Naciones Unidas para el Desarrollo denominado “Fortalecimiento de las capacidades institucionales para la gestión del riesgo y el mejoramiento de los medios de vida de la comunidad vulnerable frente a fenómenos de remoción en masa, asentada en el sector denominado Lomas del Peyé, casco urbano de Cartagena, departamento de Bolívar, 2014”.

6.1.2. Antecedentes referentes al uso de alternativas no convencionales de protección y contención de taludes

La información referida sobre el uso de las alternativas no convencionales de protección y contención de taludes se obtuvo a partir artículos científicos contenidos en revistas indexadas provenientes de bases de datos autorizadas por la Universidad de Cartagena y plataforma digitales tales como Google Académico, Science Direct, Scielo y Research Gate. En su mayoría esta recolección bibliográfica estuvo enfocada a caracterizar los materiales que se emplearon y sus propiedades mecánicas, los procesos constructivos que han resultados exitosos para este tipo de obras y las consideraciones de diseño que permitieran adaptar el diseño de las estas alternativas al de las obras tradicionales.

6.2. Elaboración del modelo conceptual

Para la elaboración del modelo conceptual se describieron y analizaron las diferentes causas y mecanismos que podrían explicar el comportamiento de las laderas conforme a sus características



físicas, químicas y ambientales, lo anterior se realizó con base a los resultados obtenidos durante la fase de recopilación bibliográfica referente a los antecedentes de estabilidad de las laderas en estudio. Una vez realizado este análisis fue posible plantear los diferentes parámetros y condiciones de frontera a utilizados posteriormente en los modelos matemáticos.

6.2.1. Topografía

La información topográfica fue tomada de los convenios interadministrativos realizados en conjunto con la Universidad de Cartagena y proyectos internos llevados a cabo por la misma entidad, por los cuales se dispuso de ortofotos y planos que contenían los datos de las curvas de nivel, cotas y coordenadas georeferenciadas de cada uno de los casos de estudios. Del levantamiento altimétrico se identificaron los principales accidentes topográficos que definieron la geomorfología de las distintas áreas.

Para las zonas de Nueva Granada y Manzanares, el levantamiento topográfico se realizó con una estación total Topcon 239 W debidamente calibrada y certificada, y se utilizó de referencia el BM 520 de Aguas de Cartagena S.A. ESP. En el caso de la Loma del Peyé se empleó una estación total Topcon GTP 3207N debidamente calibrada y certificada, las coordenadas se georreferenciaron utilizando el BM 569 de Aguas de Cartagena S.A. ESP. Para todos los casos se utilizó equipos auxiliares como GPS, cinta métrica y herramientas menores.

Debido a las dinámicas de cambio en el tiempo de las zonas, la información topográfica final se tomó de un empalme realizado entre la información especificada anteriormente y actualizaciones realizada con ayuda de los softwares Google Earth y Global Mapper. Estas plataformas fueron especialmente útiles en la verificación de variación en las cotas altimétricas y la localización de intervenciones sobre los taludes, tales como obras de contención y/o construcciones de viviendas en cada una de las zonas.

6.2.2. Geología y Geomorfología

Los datos geológicos y geomorfológicos del convenio se basaron en los datos proporcionados por el estudio de zonificación y aptitud de uso del suelo de INGEOMINAS y se actualizaron con los resultados de estudios más recientes realizados por las Universidad de Cartagena, en los cuales realizaron visitas técnicas y planes de exploración del subsuelo en las diferentes áreas de estudios.



6.2.3. Hidrogeología

La condición de hidrogeología se evaluó en la condición más crítica que permite el método de coeficientes de presiones intersticiales o presión de poros (ru)

6.2.4. Geotecnia y sismicidad

La caracterización de las propiedades geomecánicas del suelo en las laderas de Nueva Granada, Manzanares y Lomas del Peyé se basó fundamentalmente en la recopilación y análisis de información suministrada por informes técnicos y estudios de suelo llevados a cabo por la Universidad de Cartagena. La metodología utilizada consistió en la aplicación de ensayos directos con los cuales se obtuvieron análisis de laboratorios a partir de la recuperación de testigos de tipo alterado e inalterado.

De la información presentada en los informes técnicos se estableció que en la fase de exploración del subsuelo en la zona oriental de la Loma del Peyé se ejecutaron 5 perforaciones por el método de rotoperusión, estas perforaciones se llevaron a cabo con ayuda de un equipo perforador Beretta Alfredo Tipo T-46 con diámetro HQ con profundidades variables entre 25 metros y 35 metros, completando un total de 150 metros lineales de exploración. Durante esta fase también se realizaron doce ensayos de penetración estándar (SPT) localizados estratégicamente a lo largo del área de estudio, abarcando un total de 100 metros lineales de exploración distribuidos en perforaciones de 3 metros a 12 metros de profundidad.

Para las laderas en estudio ubicadas en las Lomas del Marión, los parámetros geotécnicos se obtuvieron de la recuperación de muestras a través de apiques y sondeos con ensayo de penetración estándar (SPT). El estudio de suelos en la zona de Nueva Granada consistió en la ejecución de 16 ensayos de penetración estándar (SPT) y 20 apiques, mientras que para la zona de Manzanares se realizaron 22 sondeos de percusión con ensayo (SPT) y 10 apiques. Esta información fue complementada con actualizaciones recientes provenientes de registros de perforaciones efectuadas por la Universidad de Cartagena, con la ejecución de 5 nuevos sondeos de percusión en cada zona, los cuales estuvieron acompañados de ensayos de penetración estándar (SPT) y alcanzaron profundidades máximas de 5 metros.



En cada una de las zonas se establecieron los parámetros de evaluación sísmica a partir de estudios de autoría del INGEOMINAS, publicados en el año 1997. Cabe aclarar que esta información fue ajustada al Reglamento de Construcción Sismo Resistente vigente para Colombia, NSR-10.

6.2.5. Estratigrafía

Una vez finalizada la elaboración del modelo escrito se procedió a la construcción de representaciones gráficas a partir de la identificación de accidentes topográficos y zonas con mayor información geotécnica, con esto fue posible plantear alineaciones o perfiles que permitieron identificar la conformación de las diferentes capas en las que se subdivide el suelo.

Para lograr un mayor ajuste a las condiciones actuales presentes en las zonas, especialmente en las laderas ubicadas en las Lomas del Marion, se elaboraron 6 perfiles distribuidos a lo largo del área de tal forma que permitieran una posterior evaluación de las situaciones de estabilidad real teniendo en cuenta las intervenciones previas realizadas en los taludes.

En el caso del sector oriental de la Loma de Peyé perteneciente a la formación Popa, debido a su gran extensión en área y su variada topografía, se requirió un análisis más amplio definido en 10 perfiles ubicados manera tal que acapararan la totalidad de la zona de estudio.

6.3. Modelo geológico geotécnico

Con base en la información sintetizada del modelo conceptual se procedió a la ejecución del análisis determinístico, el cual se caracterizó por la representación matemática de los parámetros y condiciones de fronteras estipulados anteriormente a través del cálculo de factores de seguridad. Esto fue posible gracias a modelaciones realizadas con ayuda del software Slide v 6.0, el cual brinda resultados soportados en el método de análisis de estabilidad de taludes por equilibrio límite. En este proyecto se evaluaron los factores de seguridad teniendo en cuenta las consideraciones de los autores Bishop y Morgenstern, lo anterior debido a su amplia aceptación y similitud con los resultados experimentales.

Con ayuda del software Civil 3D, fue posible importar los diferentes modelos estratigráficos en formato dxf según las especificaciones solicitadas por el software Slide 6.0. Una vez ingresados los modelos, se configuraron las condiciones de análisis estableciendo los métodos de equilibrio límite a utilizar, en este caso se consideraron los de Bishop y Morgenstern como se mencionó



anteriormente. De igual forma se ingresaron los parámetros del suelo previamente establecidos para cada perfil estratigráfico, los parámetros sísmicos seleccionados y la relación de presión de poros (ru), teniendo cuenta que la evaluación del nivel freático en las laderas se realizaría por este método. La simulación de viviendas e instituciones educativas se realizó a través de la colocación de cargas por unidad de área sobre los taludes con valores de 20KN/m^2 y 40KN/m^2 respectivamente.

Una vez computados los modelos en el software, se analizó la estabilidad de las laderas en estudio a través de la identificación de las superficies de falla y el valor del factor de seguridad arrojado para cada una de ellas. Con los resultados obtenidos, se procedió a realizar una zonificación de la vulnerabilidad de riesgos conforme a una escala de colores predeterminada dentro de un rango de valores definido de factor de seguridad, de esta manera fue posible la identificación de zonas a intervenir y estabilizar por medio las alternativas de protección y contención no convencionales.

6.4. Diseño de obras de contención

La fase del diseño para las alternativas no convencionales, se realizó mediante un conjunto de análisis que incluyó el modelo determinístico anteriormente desarrollado y la información suministrada en base de datos y revistas indexadas. En esta fase se utilizaron los datos relevantes encontrados en los diferentes artículos con la que fue posible implementar un predimensionamiento de las obras a evaluar, teniendo en cuenta su proceso constructivo y asemejando las condiciones de casos de éxitos presentes en la recopilación bibliográfica.

Con esto, se plantearon las dimensiones para muros de contención por gravedad haciendo uso de llantas reutilizadas rellenas con material del suelo, ya que se contaba con información pertinente sobre la caracterización geotécnica de los materiales implementados en este tipo de obras. Sin embargo, para realizar la evaluación de dicha alternativa como solución a los problemas de inestabilidad, se hizo uso del programa Geo 5 para asegurar una condición de seguridad propia de la estructura diseñada. Para determinar la estabilidad interna del muro se evaluaron los cálculos de empuje de tierras, condiciones de nivel freático y fuerzas sísmicas que podrían afectar la estructura. Con el objetivo de adaptar el análisis de la estabilidad de la estructura no convencional, y teniendo en cuenta sus componentes y geometría, se utilizó el módulo de Gaviones del software Geo 5, con el cual además fue posible la evaluación de la capacidad portante de las juntas y las llantas empleadas. Al analizar cada una de las variables relacionadas el software arrojó valores de factores



de seguridad, y se evaluó el muro para las condiciones de vuelco, deslizamiento y capacidad de carga. Para verificar que el muro planteado cumplía con dichos requisitos, se compararon los valores obtenidos, por los suministrados como factores de seguridad mínimo para muros de contención por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente.

6.5. Evaluación de las alternativas propuestas

Con el objetivo de lograr la estabilización integral de los taludes con los muros previamente diseñados, se acompañaron las obras con un reperfilamiento de las laderas y sistema de drenajes. Una vez aplicadas las intervenciones planteadas se procedió a realizar una modelación y análisis global de los perfiles estratigráficos haciendo nuevamente uso del software Slide 6.0 y comprobar a través de factores de seguridad mayores a 1.5 para condición de sismo y nivel freático (sujeto al caso de estudio), si las obras de contención no convencionales y el sistema de terrazas planteadas podrían sustituir las medidas tradicionales implementadas para la contención de movimientos en masa.

Por último, se hizo la evaluación de costos a través de un análisis de precios unitarios y se realizó la comparación de los precios obtenidos con respecto a presupuestos de propuestas convencionales planteadas en las zonas.

6.6. Conclusiones y recomendaciones

En esta fase del proyecto se planteó de manera escrita y con base en los resultados obtenidos la respuesta a la pregunta de investigación, su relación con los estudios existentes y la importancia de la investigación misma. Por otra parte, se dieron recomendaciones y se realizaron comentarios sobre las restricciones y limitaciones encontradas durante el desarrollo del problema.



7. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

7.1. Elaboración de modelo conceptual

7.1.1. Ubicación

Este proyecto de investigación se enfocó en el estudio de tres zonas con condiciones críticas de la ciudad de Cartagena, las cuales se encuentran ubicadas en las unidades geomorfológicas Lomas del Marion y Formación de la Popa y se detallan a continuación.

La primera ladera en estudio posee una extensión aproximada de 41.5 m² y se encuentra ubicada en el barrio Nueva Granada localizado en el suroccidente de la ciudad de Cartagena de Indias. El área previamente mencionada limita con los barrios Zaragocilla, Mirador de Nuevo Bosque, Las Brisas, José Antonio Galán y Piedra de Bolívar.

La segunda ladera en estudio se encuentra ubicada en el barrio Nuevo Bosque sector Manzanares, localizado en el suroccidente de la ciudad de Cartagena de Indias, la zona además de hacer parte de este sector en la parte Noroccidental, se encuentra conformada por los sectores de Altos de Nuevo Bosque hacía el suroccidente, Altos de San Isidro hacía el occidente, Mirador del Nuevo Bosque por el Norte y nororiente, y el Nuevo Bosque por el sur y suroccidente. El talud en estudio comprende un área aproximada de 22.65 m².

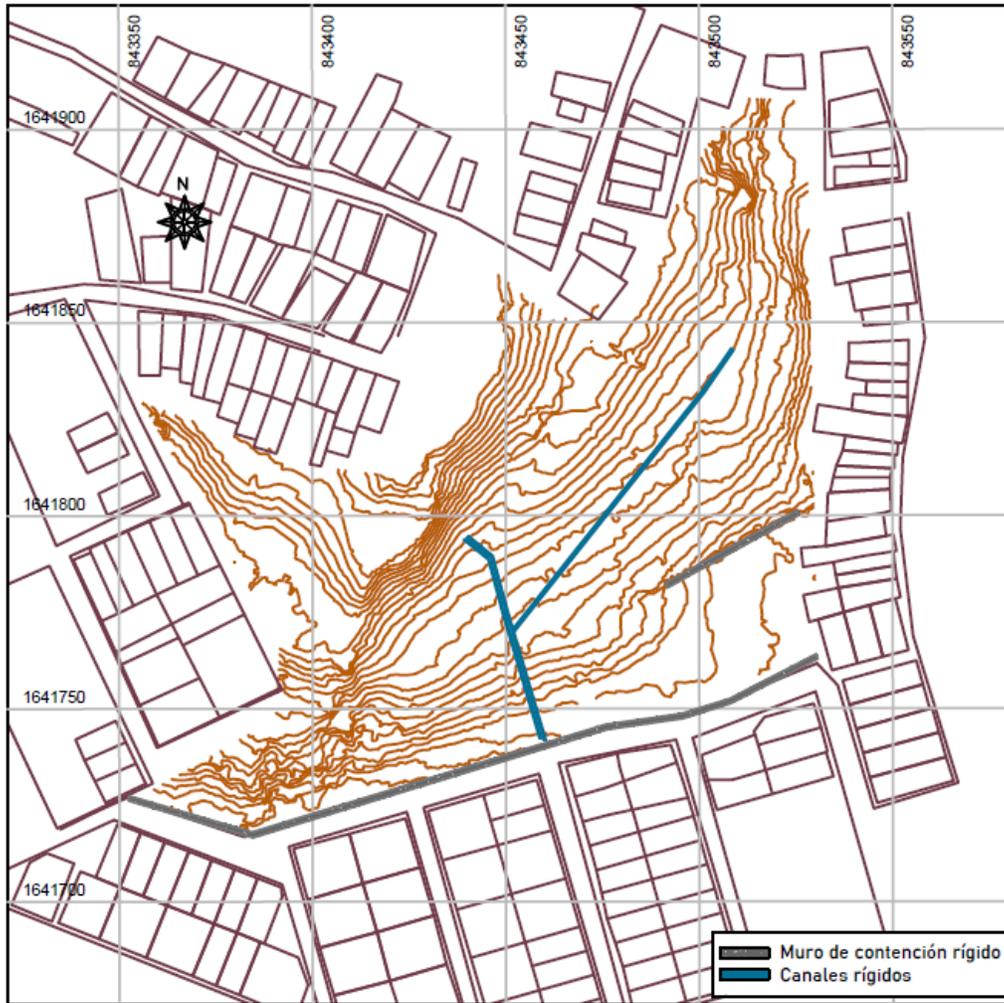
La última zona de estudio perteneciente a las estribaciones del cerro de la Popa, se localiza al nororiente de la ciudad de Cartagena de Indias, más específicamente en el barrio la María, e incluye los sectores de la Loma del Peyé, y el sector Panorama y Las Canteras del barrio San Francisco. Esta zona fue declarada Patrimonio Histórico y Cultural de la Humanidad, y comprende un área plana de 183.5 m².

7.1.2. Topografía

Los estudios topográficos suministrado tuvieron como objetivo la identificación de los accidentes topográficos, cuerpos de agua, drenajes naturales y localización de intervenciones realizadas en los taludes tales como canales, muros de contención, y viviendas existentes (Alcaldía Mayor de Cartagena Secretaría de Infraestructura Distrital, 2009). Por otro lado, con las actualizaciones realizadas fue posible la ubicación de nuevas viviendas y otras obras de contención construidas posterior a los estudios de suelos anteriormente mencionados.



Ilustración 9. Levantamiento topográfico - Caso de estudio: Nueva Granada.



Fuente: (Alcaldía Mayor de Cartagena Secretaría de Infraestructura Distrital, 2009), Modificado por Autores.

Los trabajos topográficos realizados en las diferentes zonas fueron georeferenciado con respecto a los puntos de control vertical relacionados en la siguiente tabla (Ver Tabla 3).

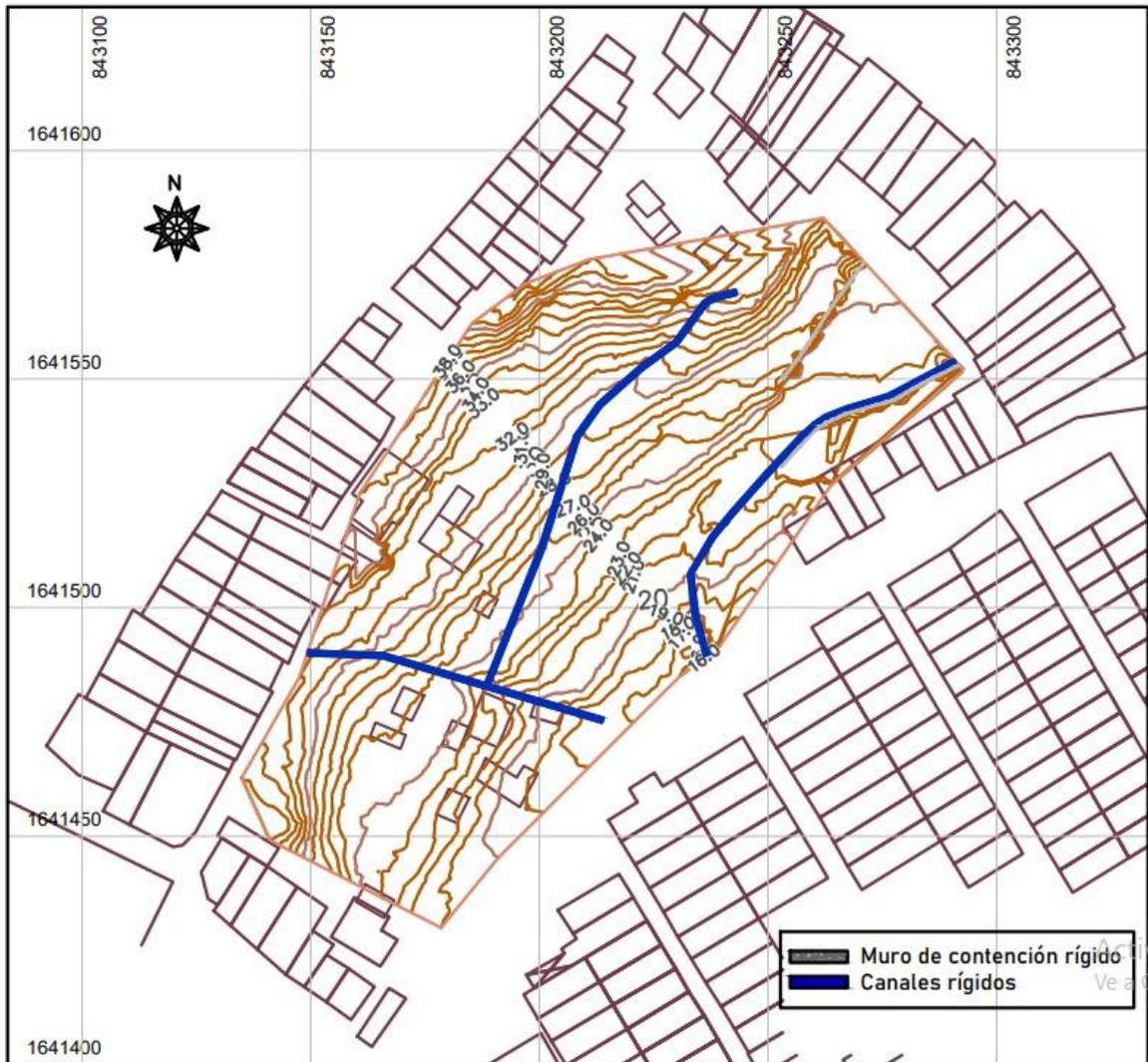
Tabla 3. Características de BM de referencia.

Caso de estudio	BM	Barrio	Descripción	Localización	Nueva cota
Nueva Granada y Manzanares	520	Nuevo Bosque	Mz 14 Lt 1 2ª etapa	Ubicado en andén cruzando la calle frente a esta vivienda. Junto al talud enrocado	12.576 m
Loma del Peyé	569	La María	Carrera 34 No.48-64. Sector Los Corales	Esquina en andén lado izquierdo paramento casa	3.968 m

Fuente: Universidad de Cartagena, 2014.



Ilustración 10. Levantamiento topográfico - Caso de estudio: Manzanares.

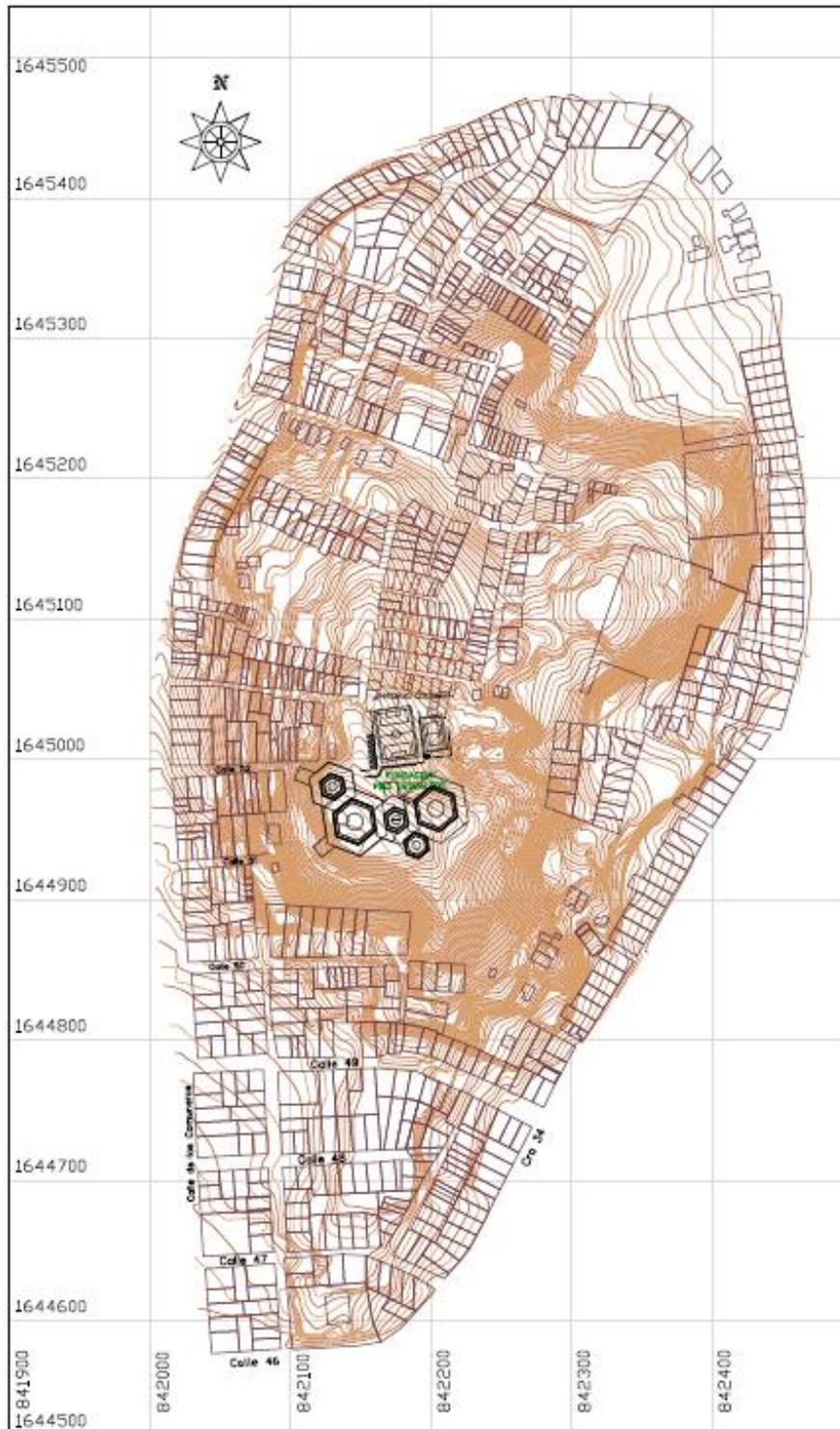


Fuente: (Alcaldía Mayor de Cartagena. Secretaría de infraestructura distrital & Universidad de Cartagena, 2011),
Modificado por Autores.

El trabajo topográfico realizado en campo permitió mediante la importación de una nube de puntos al software AutoCAD, la obtención del plano definitivo de cada una de las zonas de estudio con curvas de nivel cada 0.5 metros. Para actualizar la información la mencionada, mediante los softwares Global Mapper y Google Earth, se ubicaron las intervenciones más recientes ejecutadas sobre los taludes, que consistieron en canales y muros de contención rígidos como se observa en las Ilustraciones 9 y 10 referentes a los casos de estudio de Nueva Granada y Manzanares respectivamente.



Ilustración 11. Levantamiento topográfico - Caso de estudio: Loma del Peyé.



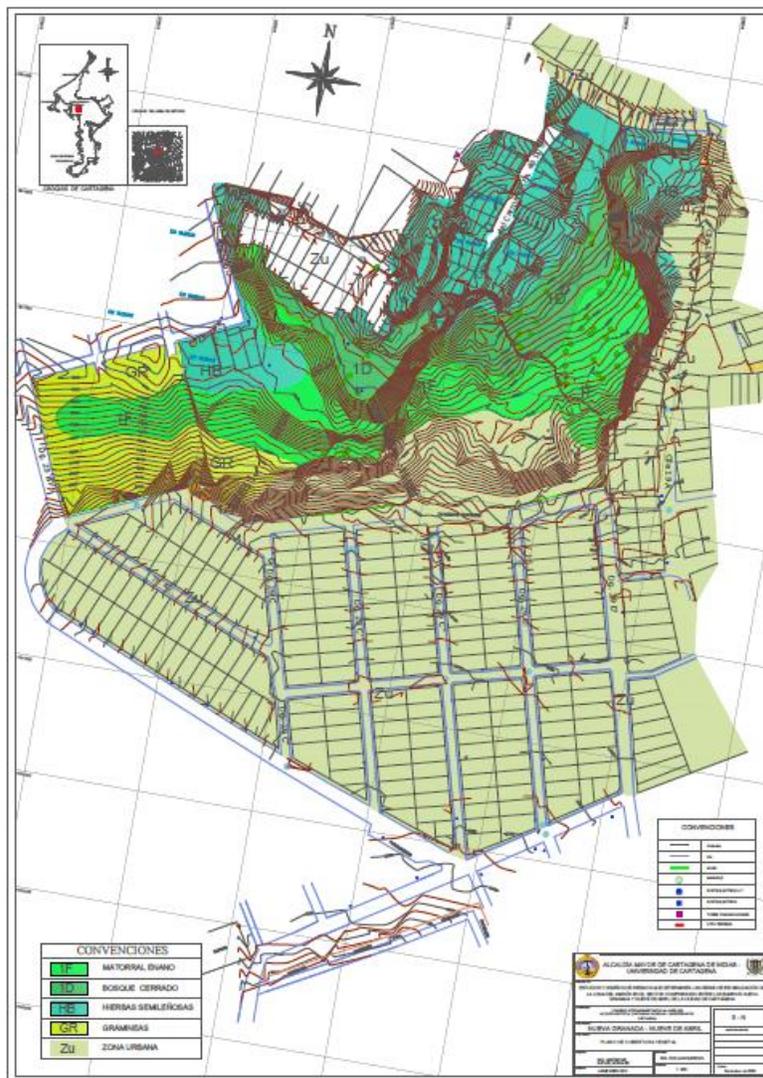
Fuente: (Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, 2014).



7.1.3. Caracterización agrícola

La clasificación del área forestal en las diferentes zonas de estudio, las cuales se encuentran afectadas por procesos antrópicos que evidencian su degradación, se realizó con el sistema de clasificación de suelo por su capacidad de uso según el departamento de agricultura de los EE UU, dicha clasificación se complementó con especificaciones postuladas por el instituto Agustín Codazzi. En general, para realizar la caracterización agrícola, se tiene un conjunto de 8 clases, las cuales tipifican los suelos con presentan limitaciones dominantes que representan interferencia para la evaluación científica tecnológica en el manejo de este tipo de suelo.

Ilustración 12. Plano de cobertura vegetal - Caso de estudio: Nueva Granada.



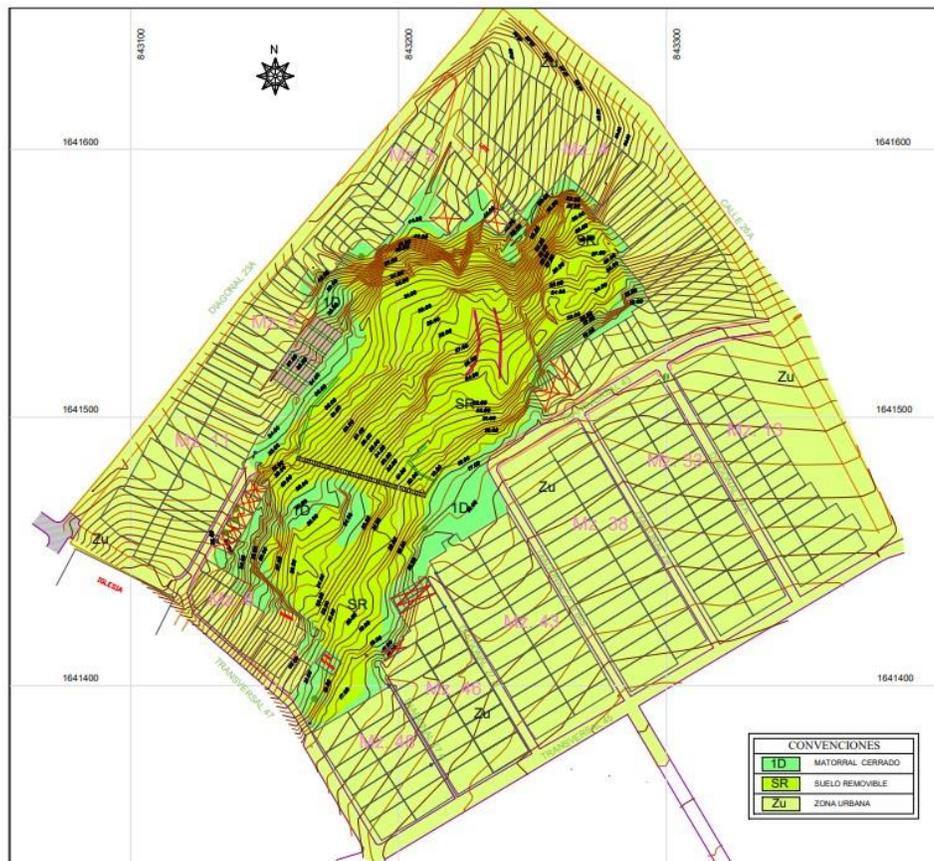
Fuente: (Alcaldía Mayor de Cartagena Secretaría de Infraestructura Distrital, 2009).



Por lo tanto, las clases agrícolas mencionadas, se dividen en dos grandes grupos, dado por terrazas arables que comprende las clases de la I a la IV, y las tierras no arables, conformada por las clases de la V a la VIII. De igual forma las condiciones de tipo físico, químico y meteorológico que impiden la productividad en los suelos, son conocidos como limitaciones dominantes y se determinan por erosión (e), pendiente(s), clima (c), drenaje (h).

La clasificación en el barrio Nueva granada se realizó mediante el sistema FOSBERG y en esta se identificó una estructura predominante definida como MATORRAL ENANO (1F), en la cual se describe su cobertura con bajos estratos arbustivos con una estratificación horizontal semiabierta; los árboles se encuentran dispersos y el estrato brizal es discontinuo. Seguidamente se presenta un grado intermedio de continuidad mayormente a media ladera de una estructura fisionómica correspondiente a BOSQUE CERRADO (1D). En la parte alta se presenta hierbas semileñosas (HB) y en la zona occidental de la loma con pocas nucleaciones Gramíneas (GR).

Ilustración 13. Plano de cobertura vegetal - Caso de estudio: Manzanares.

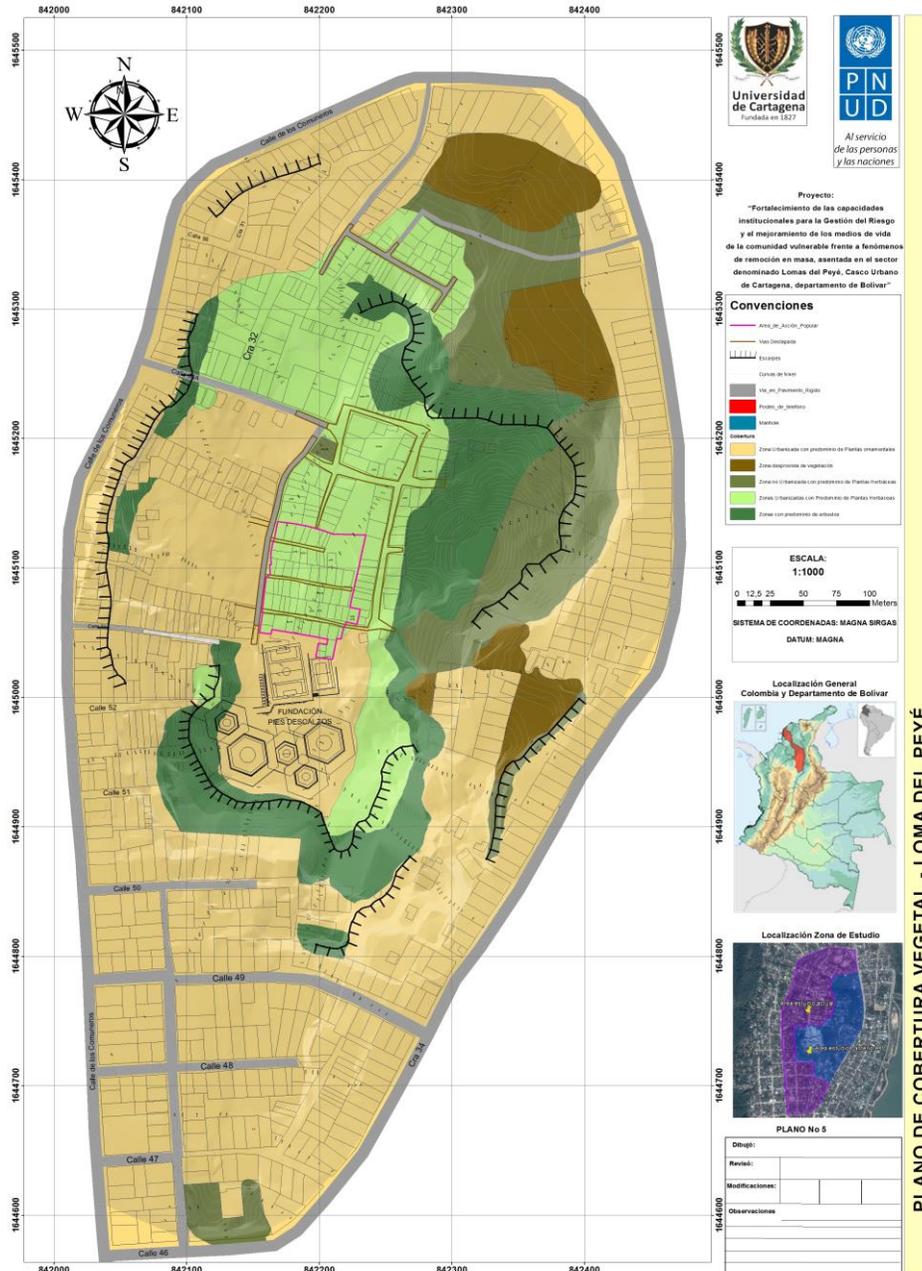


Fuente: (Alcaldía Mayor de Cartagena. Secretaría de infraestructura distrital & Universidad de Cartagena, 2011).



La información respecto a la caracterización agrícola del barrio Manzanares, presenta una clasificación mediante el sistema fisionómico estructural de Foster, con el cual se identifican dos estructuras fisionómicas de vegetación originadas por zona de vida de Bosque Seco Tropical (BS – T) y que corresponde a MATORRAL CERRADO(1D), debido a que dicha clasificación resultó la más predominante en la zona.

Ilustración 14. Plano Cobertura Vegetal - Loma del Peyé.



Fuente: (Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, 2014).



Para el área de manzanares los árboles se encuentran dispersos y el dosel arbustivo es cerrado mientras que el estrato brinzal es bastante continuo en donde las hierbas semileñosas y los pastos se mezclan formando un complejo irregular de superposición en los estratos superiores. Se describe presencia de hierbas semileñosas y gramíneas a orillas de los senderos, así como una integración de la vegetación con las viviendas, conformando antejardines.

Para el sector de la loma del Peyé, la caracterización agrícola describe alta presencia de factores antrópicos en la zona y por ende es de gran probabilidad la ocurrencia de eventos erosivos debido al manejo inadecuado de los suelos. Las unidades forestales que se presentan en el área de estudio corresponden a bosques seco tropical (Bs- T). Esta unidad comprende una gran variedad de vegetación que se encuentra entre árboles, arbustos perenne y sistema de barbeo forestal correspondiente a plantas herbáceas. La información suministrada con respecto a este sector, registra una vegetación heterogénea en el área de estudio, la cual se encuentra entre plantas dicotiledóneas y monocotiledóneas herbáceas. De la misma manera, se identificaron en la zona siembra de cultivos de tipo pancoger como yuca y maíz. De manera general, se presenta una discontinuidad en los estratos arbustivos, ya se que encuentran vegetación correspondiente a la unidad forestal propia de bosque seco tropical y especies inducidas por génesis secundario.

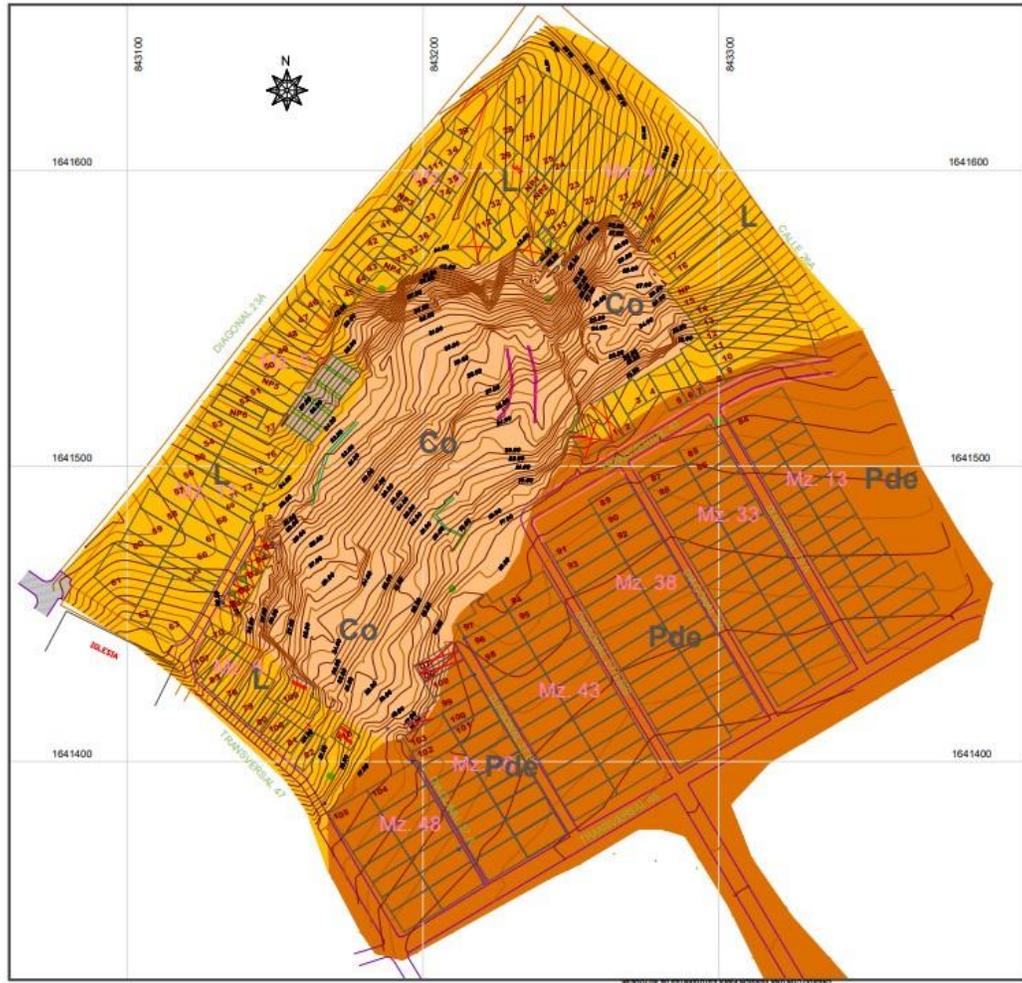
7.1.4. Geomorfología

La geomorfología característica del casco urbano de Cartagena de Indias se debe principalmente a los factores endogenéticos producto de fenómenos de diapirismo de lodos y los procesos compresivos relacionados con la interacción de las placas Caribe y Suramericana. De manera general la ciudad de Cartagena se encuentra ubicada dentro de la Provincia Geomorfológica del Sinú, esta a su vez contiene regiones originadas del ambiente morfogenético y subregiones determinadas por procesos morfodinámicos particulares (Instituto de Investigación e Información Geocientífica, Minero Ambiental y Nuclear - INGEOMINAS, 2000)

Las zonas de Nueva Granada y Manzanares, se encuentran ubicadas sobre la unidad geomorfológica Lomas del Marión en la cual predominan prominencias topográficas tipo colinas, mientras que La Loma de Peyé hace parte de las estribaciones de la Formación Popa (Alcaldía Mayor de Cartagena. Secretaría de infraestructura distrital & Universidad de Cartagena, 2011). A continuación, se detalla la información correspondiente a cada una de las zonas.



Ilustración 16. Plano Geomorfológico – Caso de estudio: Manzanares.

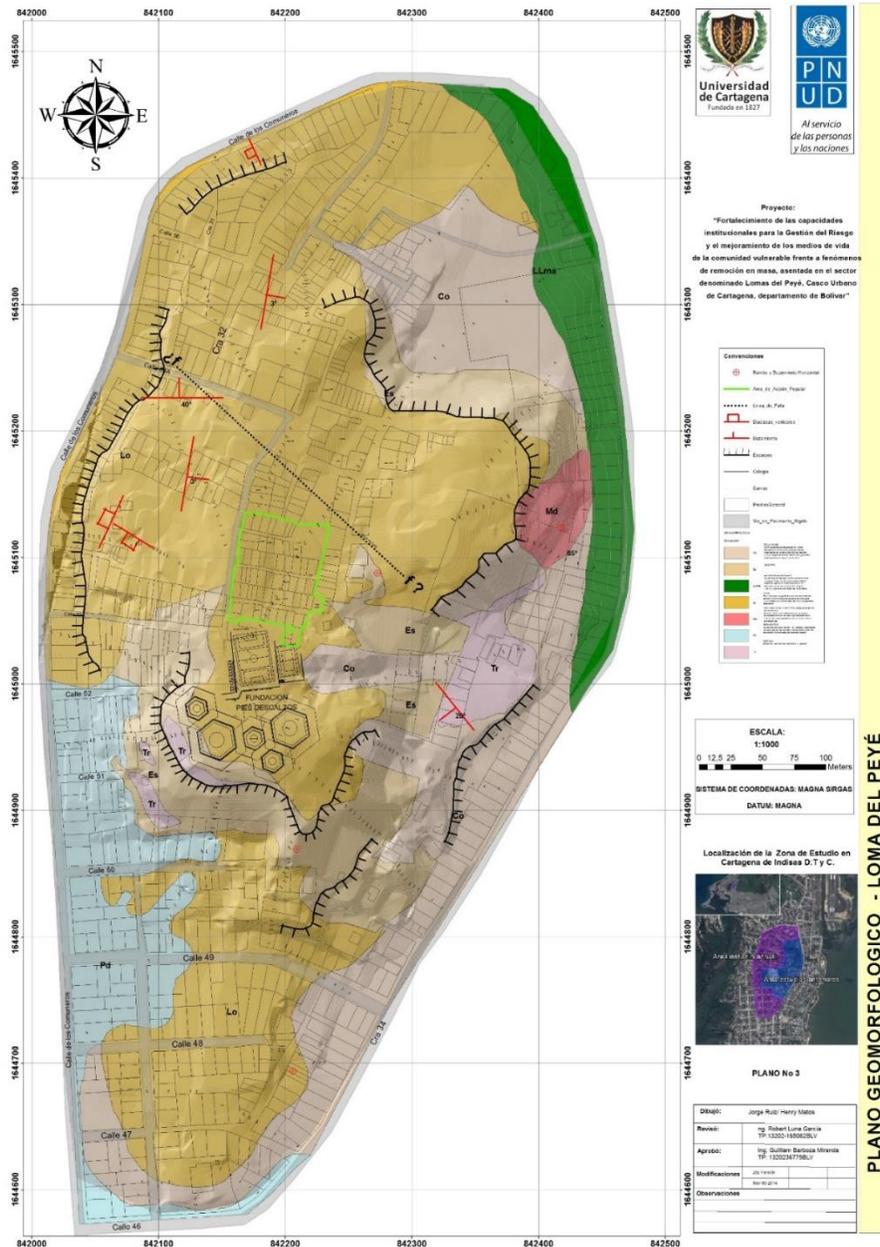


Fuente (Alcaldía Mayor de Cartagena. Secretaría de infraestructura distrital & Universidad de Cartagena, 2011)

Los sectores de Altos de Nuevo Bosque, Altos de San Isidro, Manzanares y Mirador de Nuevo Bosque que conforman la zona de estudio en Manzanares se caracterizan por su geomorfología prominente tipo Lomas, de igual forma en la parte intermedia de la zona de estudio se ubican las unidades geomorfológicas Coluviones (Co) producto de deslizamientos rotacionales significativos de material proveniente de la parte alta y media de la ladera. Además de las geoformas mencionadas, en esta zona también se identifica una alta predominancia de Pedimentos (Pe), los cuales conforman superficies en el pie del talud con declives de 1 a 7 grados, y que son resultado de fenómenos de erosión diferencial en el sustrato rocoso o acumulación de sedimentos en la parte baja de la ladera.



Ilustración 17. Plano Geomorfológico - Loma del Peyé.



Fuente (Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, 2014)

La Loma del Peyé presenta una geomorfología conformada en su mayoría por laderas de pendientes mayores de 70 grados y alturas variables entre 10 y 20 metros, estas laderas conforman los escarpes producto de antiguas zonas de explotación de materiales de construcción, y que han sido invadidas en su parte superior e inferior.



Debido a la gran afectación que ha tenido la zona de Loma del Peyé por fenómenos de erosión y remoción en masa activados durante la época invernal como flujos de detritos y lodos, y considerando los estudios previos efectuados en la zona, la caracterización geomorfológica se dividió en dos fases. Durante la primera fase se identificaron las formas de los relieves existentes, estructurales, denudacionales y de acumulación, y durante la segunda se clasificaron e identificaron espacialmente los diferentes procesos denudacionales presentes en el área de estudio. Como resultado del proceso de caracterización se lograron identificar unidades geomorfológicas de: Lomas (Lo), Coluviones (Co), Terrazas (Tr), Masas deslizadas (Md) y Pedimentos (Pd).

7.1.5. Geología

El estudio de la Geología en el barrio de Nueva Granada, identificó diversas unidades litológicas encontrados dentro de Conjunto Inferior de la Unidad Detrítica del Popa (T2-3), Conjunto Superior de la Unidad Calcárea (T1-1) y Conjunto Intermedio de la Unidad Calcárea del Popa. El primero de estos conjuntos, relaciona grupos de arcillolitas y limolitas grises oscuras con profundidades de 5 a 10 cm, dicho conjunto presenta una intercalación con areniscas arcillosas de grano fino y color pardo oscuro, las cuales se encuentran en capas de 40 a 50 cm.

La segunda unidad (T1-1) se describe en profundidades de dos a cuatro metros, la presencia de está constituida de caliza terroso y calichoso amarilla crema, de igual forma, dentro de este conjunto, los reportes identifican areniscas calcáreas con niveles delgados de 0,7 - 0,8 m de arcillas calcáreas amarillo-parduscas con oxidación. Por último, la tercera unidad, definida por la nomenclatura (T2-3) se caracteriza por variabilidades entre arcillolitas y limolitas grises oscuras con espesores de uno a dos cm y areniscas arcillosas de grano fino, grises parduscas, para este conjunto, se registra a su vez, presencia de yeso en venas diagonales y capas hasta de 20 cm de espesor, y lentes limolíticos color de uno a dos cm de espesor; del mismo modo se encuentran concreciones areníticas ovaladas de 10-70 cm de diámetro mayor y de color pardo amarillento.

Otro dato relevante, extraído de los estudios realizados en la zona, corresponde a postulados respecto a la evidente presencia de masas deslizadas (Md), debido a fenómenos de remoción, dicho comportamiento se reporta para la zona intermedia de la ladera.



Ilustración 18. Plano Litológico – Caso de estudio: Manzanares.



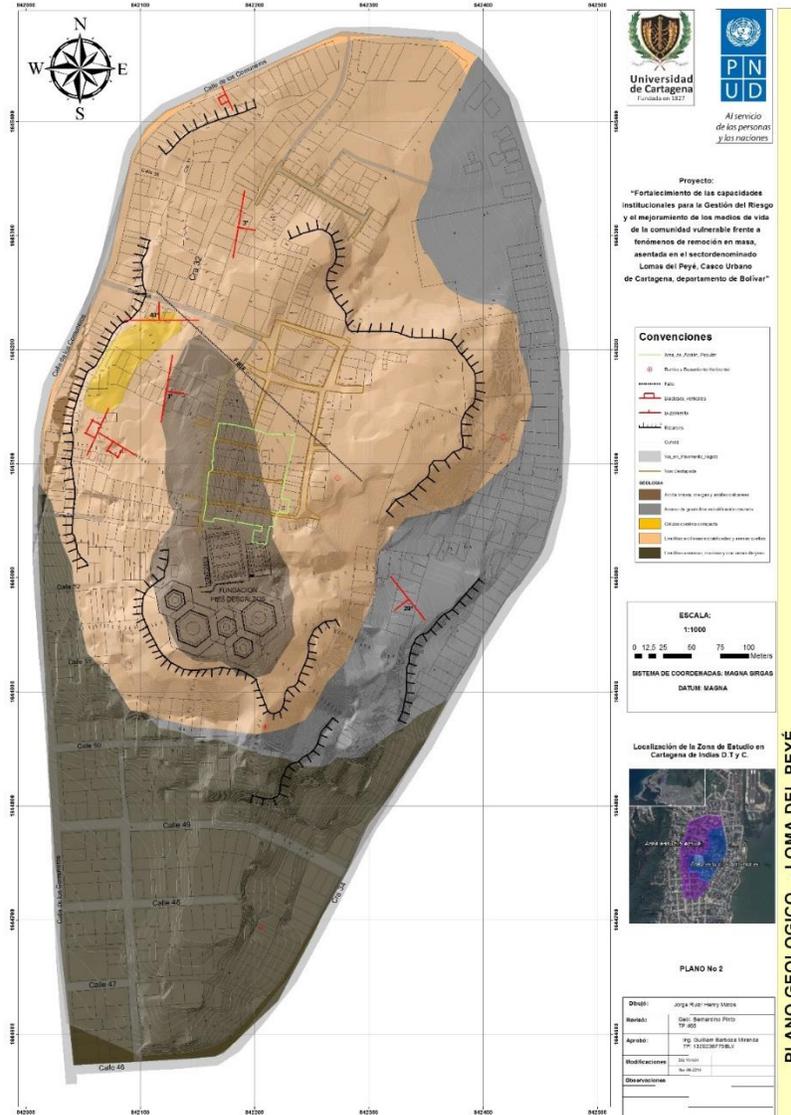
Fuente (Alcaldía Mayor de Cartagena. Secretaría de infraestructura distrital & Universidad de Cartagena, 2011)

Geológicamente la zona de Manzanares se ha subdividido en tres (3) unidades litológicas. La primera unidad se encuentra ubicada en la parte alta de la ladera, se denomina Conjunto Intermedio de la unidad calcárea de la Popa (T1-2) y está conformada por arcillas y limolitas calcáreas amarillentas con vetas grises y óxido dispuestas en capas de 0.5 a 1.0 metro, intercaladas con areniscas friables de grano medio. La segunda unidad geológica comprende la franja media de la zona de estudio, se denomina Depósitos Coluviales (Dcl) y su descripción comprende arcillas pardas claras acumuladas y cubiertas por una matriz de arena con bloques de 0.5 a 1.0 metro, en esta unidad se identifican la sucesión de movimientos en masa. La última unidad geológica que compone la zona de Manzanares es Conjunto Inferior de la Unidad Detrítica de la Popa (T2-3), y al igual que en la zona de Nueva Granada, comprende capas de 5 a 10 centímetros de arcillolitas



y limolitas grises oscuras, y capas de 40 a 50 centímetros de areniscas arcillosas pardas oscuras de grano fino, frecuentemente en esta unidad se encuentra en las fracturas yeso diseminado.

Ilustración 19. Plano geológico Loma del Peyé



Fuente (Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, 2014)

En la zona de estudio correspondiente a la Loma del Peyé, se encuentra una geología característica respecto a afloramientos litológicos de la formación popa, dichos afloramientos se ubican en las zonas de altas pendientes propias de la ladera, sin embargo, en la parte media y baja se ubican depósitos cuaternarios que se constituyen principalmente por depósitos de origen marino, aluviales y coluviales. El área de estudio se ubica en esta formación (dos pequeños cerros), la cual se

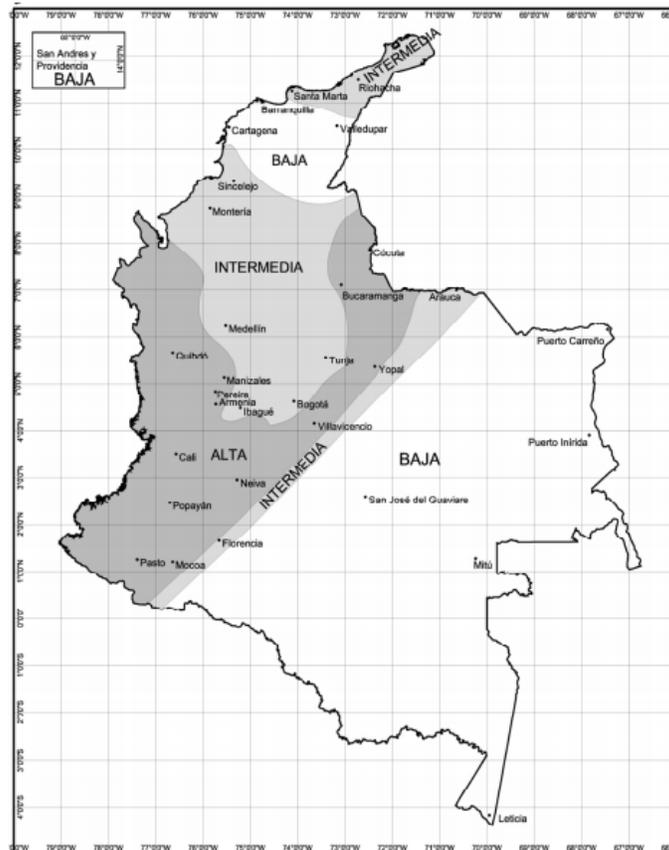


constituye por una sucesión de areniscas, arcillolitas, conglomerados y calizas, con abundantes fósiles de moluscos. Estas rocas han sido interpretadas como depositadas en un ambiente epicontinental a profundidades menores de 200 metros. La edad obtenida es Plioceno – Pleistoceno, piso Turbaciense (Duque Caro, 1984)

7.1.6. Sismicidad

Según el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10, la ciudad de Cartagena de Indias, se encuentra ubicada en zona de amenaza sísmica baja, dada la información histórica existente, como se observa en la Ilustración 20. Debido a que las consideraciones sísmicas, son funciones de las aceleraciones pico efectiva, representada por el parámetro A_a y de la velocidad pico efectiva (A_v), se definen estos parámetros según lo establecido en la tabla A.2.3.2 del Reglamento Colombiano NSR-10, para el cual en la ciudad de Cartagena se tienen valores de 0.15 y 0.1 para A_a y A_v respectivamente.

Ilustración 20. Zonas de amenaza sísmica en función de A_a y A_v .



Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)



7.1.7. Geotecnia

Para la caracterización de las distintas propiedades geomecánicas del subsuelo en las zonas analizadas, se tomó como punto de partida los estudios previos realizados por la Universidad de Cartagena en los años 2009, 2011, 2014 y 2018. Esta información consistió en una exploración de tipo directa para la recuperación de muestras alteradas e inalteradas, con el propósito de permitir con base en análisis de laboratorio, la obtención de los parámetros geotécnicos y la identificación de los diferentes aspectos que se deben considerar para la estabilidad de los sectores.

En las laderas ubicadas en las Lomas del Marion, la información geotécnica suministrada se basó en sondeos realizados mediante la ejecución de ensayos de Penetración Estándar (SPT) y apiques manuales, complementando los datos obtenidos con actualizaciones de estudio de suelos llevados a cabo por la Universidad de Cartagena en el año 2018, la cuales consistieron en la ejecución de 5 nuevos sondeos SPT y alcanzaron profundidades de 5 m. De la misma manera, en el sector de la Loma del Peyé, el registro de perforaciones incluyó además de pruebas de tipo SPT, perforaciones por Roto – perforación en diámetro HQ. Las exploraciones de los subsuelos realizadas para cada zona, se muestran de manera sintetizada en la siguiente tabla (Ver Tabla 4).

Tabla 4. Resumen de las exploraciones en campo realizadas en las zonas de estudio

Área de Estudio	Exploraciones	Cantidad	Profundidad Máxima [m]
Nueva Granada	Apiques	20	2.5
	Sondeos SPT	21	10.0
Manzanares	Apiques	10	2.5
	Sondeos SPT	27	12.0
Loma del Peyé	Roto – perforación	5	35.0
	Sondeos SPT	12	12.0

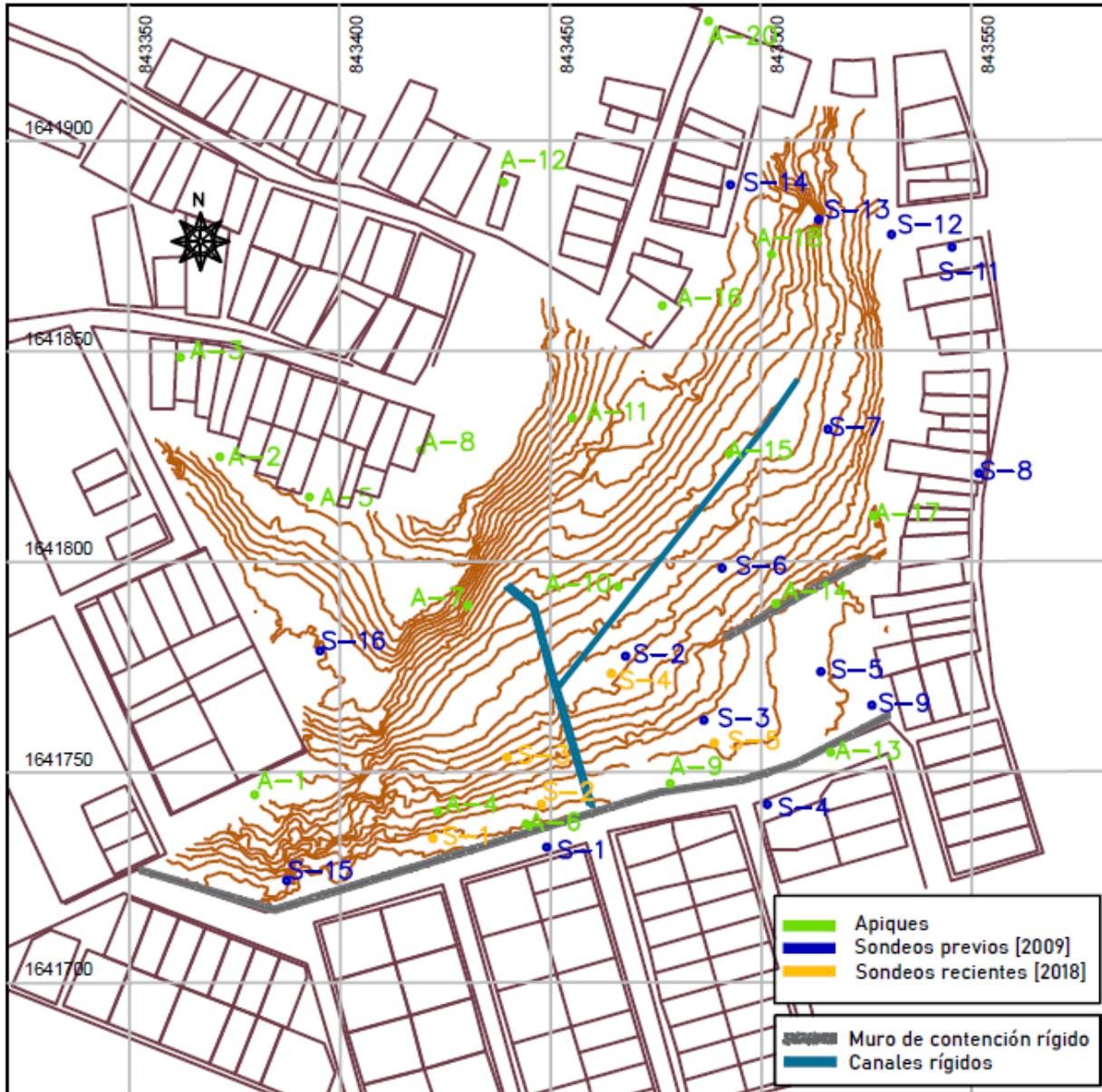
Fuente: Autor

El análisis geotécnico en el barrio de Nueva granada, fue dirigido a puntos estratégicos de la zona, los cuales resultaban de gran influencia para la obtención de información concreta en el área de estudio. Para este sector, los datos recopilados se encontraban compuestos por 16 sondeos con ensayos de penetración estándar y 20 apiques manuales realizados en el año 2009, y 5 sondeos SPT con profundidades de cinco metros para el año 2018. Los testigos recuperados en la fase de exploración indican muestras tomadas en cada cambio de estratigrafía y se cuenta con resultados



de pruebas de laboratorio para humedad natural, análisis de consistencia y granulometría, de igual forma cada muestra obtenida se encontró clasificada según la normativa de los sistemas S.U.C.S.

Ilustración 22. Ubicación en planta de perforaciones realizadas – Caso de estudio: Nueva Granada.



Fuente: (Alcaldía Mayor de Cartagena Secretaría de Infraestructura Distrital, 2009), Modificado por Autores.

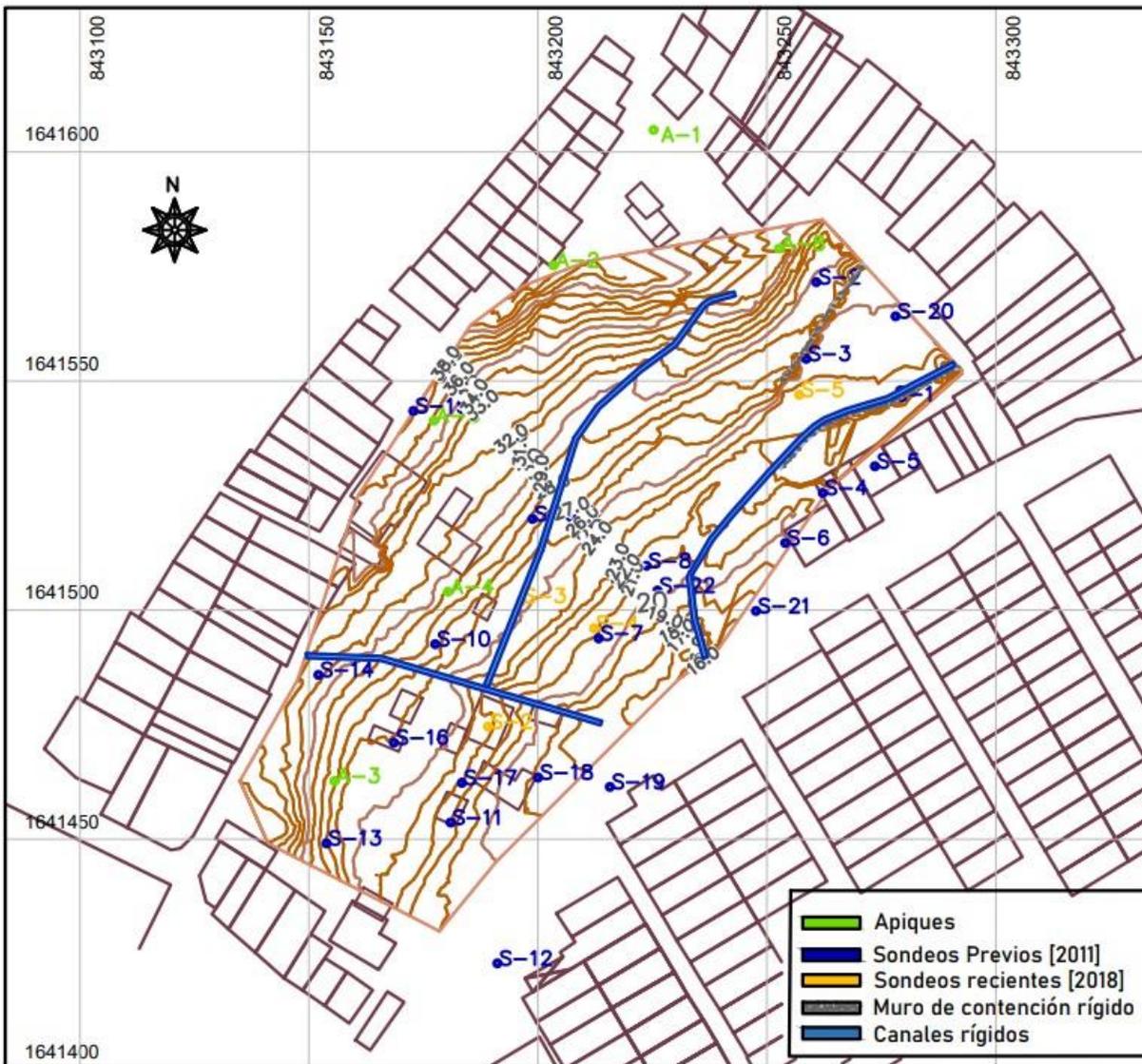
La información relacionada con la segunda ladera en estudio ubicada en la Lomas del Marion, correspondiente al sector manzanas, constituyó 22 sondeos con ensayos de Penetración Estándar (SPT) y 10 apiques manuales realizados en enero del año 2011, sin embargo, al igual que en la zona de Nueva Granada, se contó con información actualizada de 5 nuevos sondeos con las mismas



características, realizados en el año 2018. Para cada perforación realizada, los registros indican una recuperación en campo de entre dos a cuatro muestras, las cuales fueron identificadas y clasificadas por grupos típicos para posteriores ensayos de laboratorios.

El presente documento relaciona la ubicación en planta de las exploraciones para la zona de Manzanares.

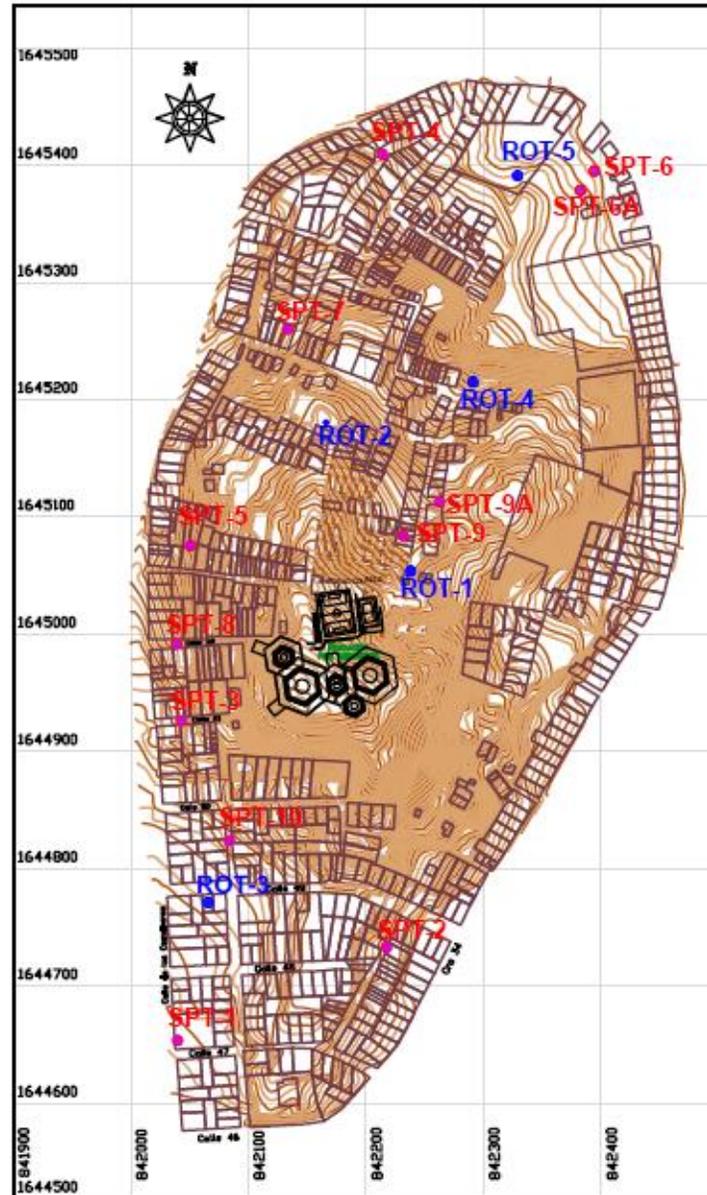
Ilustración 23. Ubicación en planta de perforaciones realizadas – Caso de estudio: Manzanares.



Fuente (Alcaldía Mayor de Cartagena. Secretaría de infraestructura distrital & Universidad de Cartagena, 2011), Modificado por Autores.



Ilustración 24. Ubicación en planta de perforaciones realizadas – Caso de estudio: La Loma del Peyé.



Fuente (Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, 2014).

Por último, en el sector oriental de la Loma del Peyé, el estudio de las propiedades geomecánicas del subsuelo se basó igualmente en un modelo directo para la recuperación de testigos de tipo alterado e inalterado. Esta fase se describe por perforaciones realizadas en el año 2014, definidas como 5 perforaciones de tipo rotación por parte de la empresa CI AMBIENTAL S.A.S y 12 Ensayos de Penetración Estándar (SPT) llevados a cabo por la Universidad de Cartagena. Para cada sondeo se recuperaron muestras en campo las cuales se encuentran descritas e identificadas,



de la misma manera se indican ensayos de laboratorios contratados por parte del PNUD alternamente con pruebas realizadas por la Universidad de Cartagena.

7.1.7.1. Estratigrafía

De acuerdo con la información de exploración del subsuelo recopilada y los datos de geología existentes en cada zona de estudio, se definieron las ubicaciones para la realización de los diferentes perfiles estratigráficos que representan las subdivisiones o capas de suelo encontradas en las laderas analizadas. Para la elaboración del modelo, se tuvo en cuenta los cambios en la estratigrafía y la caracterización geomecánica de los mismos. La ubicación de las alineaciones base para la realización de los perfiles se obtuvieron analizando las zonas con las cuales se contaba con mayor información de los materiales, así como la ubicación de accidentes topográficos e intervenciones en la zona, de igual manera fueron planteados procurando mantener una perpendicularidad con respecto a las curvas de nivel. Por lo tanto, a partir de esas consideraciones, se definieron 6 perfiles para los sectores de Manzanares y Nueva Granada y 10 perfiles alrededor de la zona para el sector oriental de la Loma del Peyé, debido a su mayor extensión de área y variada topografía.

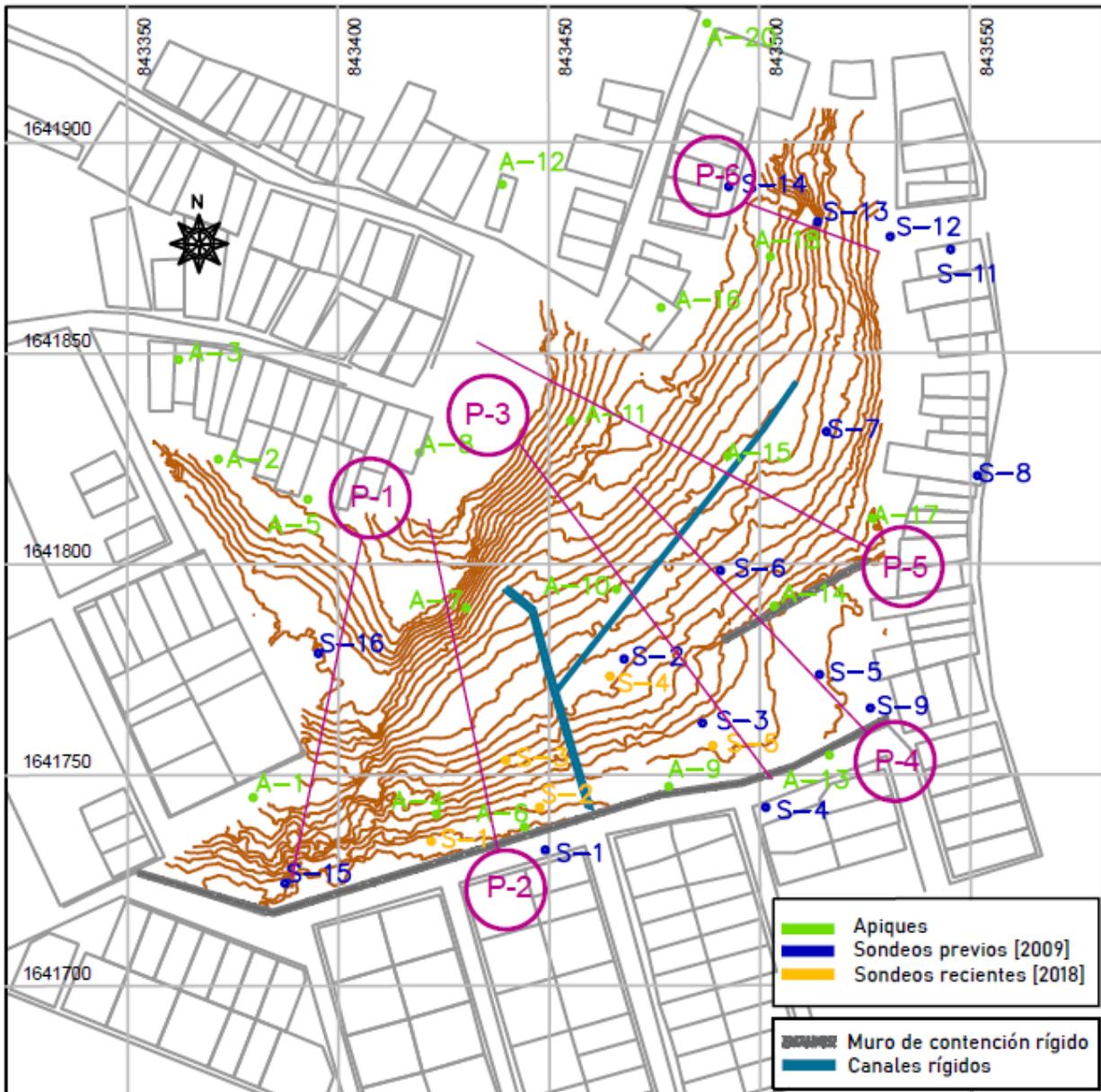
En el sector de Nueva Granada, se plantearon 6 perfiles que permiten analizar el comportamiento a lo largo de la ladera, tal y como se muestra en la Ilustración 25. El perfil N° 1 se planteó con la intención de analizar la parte oeste de la zona y el grado de amenaza dado su proximidad con la zona urbana, los perfiles N° 2 y 3, se encuentra a lo largo del área y analizan la estratigrafía intermedia de la zona, así como el comportamiento del muro de contención perimetral existente. El perfil N° 4 evalúa una segunda obra de contención ubicada en un tramo corto de la zona, en conjunto con la estructura perimetral y, por último, el perfil N° 5 y 6 brindan información sobre el comportamiento de la ladera en su parte Este del terreno.

Con respecto a la estratigrafía en la zona de Nueva Granada se describieron tres zonas debido a las características encontradas en la exploración del subsuelo. La primera de ellas corresponde a arcillas pardas grisáceas de consistencia firme y profundidades de hasta 20 cm de espesor, este tipo de suelos posee altas propiedades de plasticidad y consistencia, entre sus rangos característicos se encuentran humedades naturales entre 14 y 39%, porcentaje de finos entre 75 y 95% e índices de plasticidad entre 15 y 37%. De la misma manera, se identificaron materiales rocosos en la segunda zona, compuestos principalmente por calizas, areniscas y arcillolitas, esta zona se



caracteriza por humedades en el rango de 13 y 39%, porcentaje de finos entre 77 y 98% e índice de plasticidad entre 15 y 43%. Por último, la tercera zona se describe cualitativamente por el mismo material rocoso, sin embargo, sus propiedades índices indican humedades entre 15 y 30%, porcentaje de finos entre 75 y 90% e índice de plasticidad entre 15 y 26%.

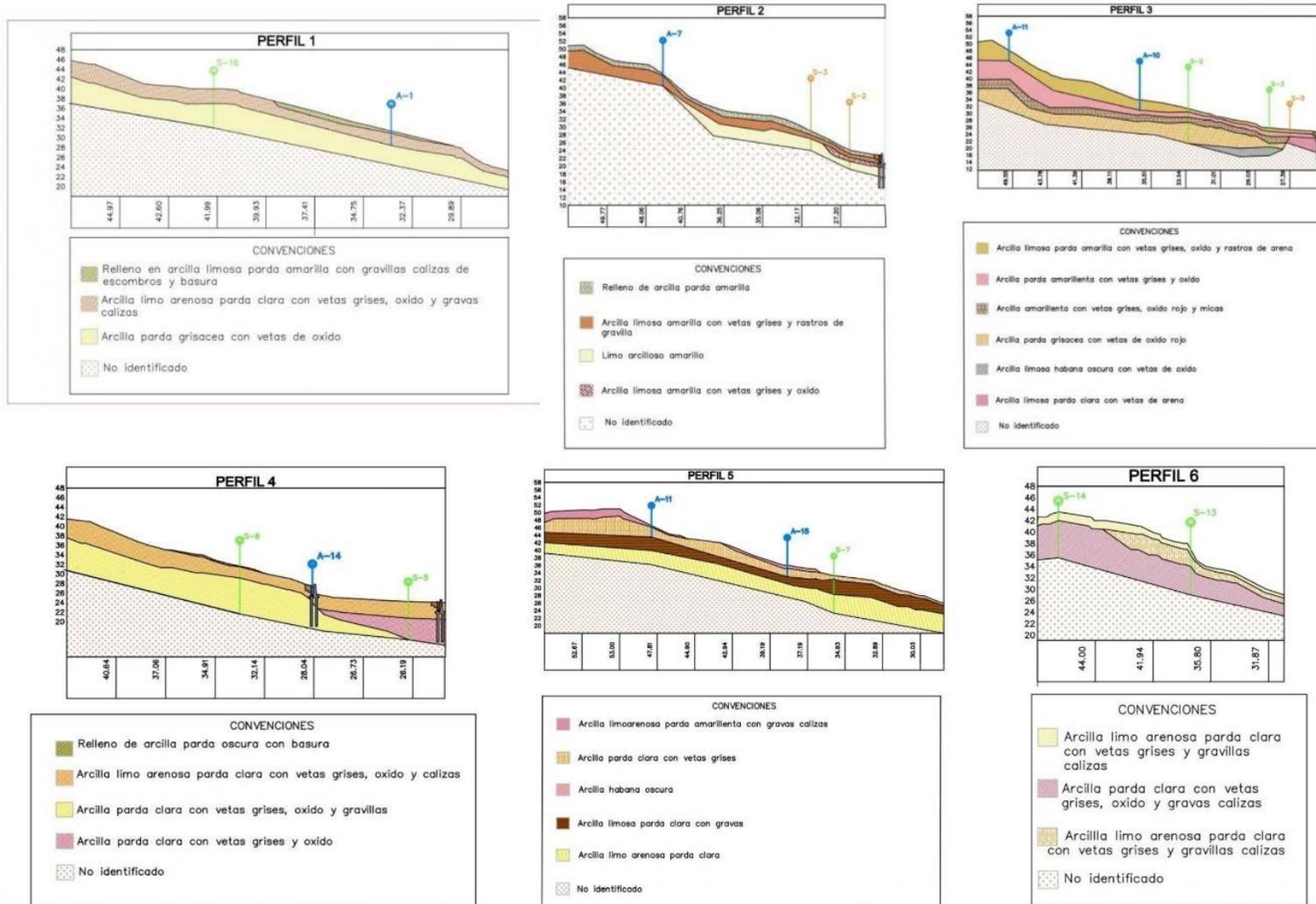
Ilustración 25. Localización en planta de los perfiles estratigráficos – Caso de estudio: Nueva Granada.



Fuente: Autores.

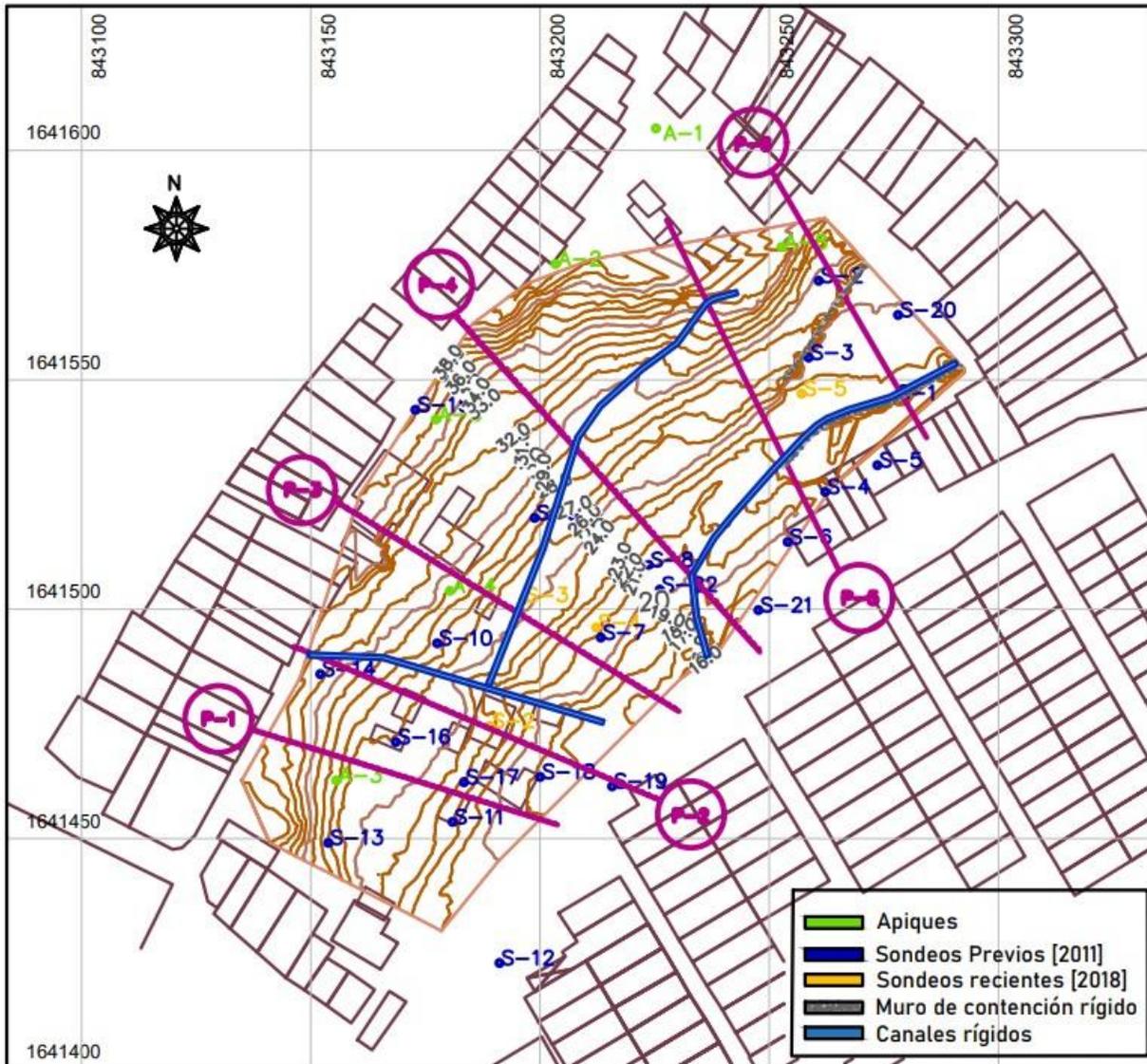


Ilustración 26. Esquema de perfiles estratigráficos – Caso de estudio: Nueva Granada



Fuente: Autores.

Ilustración 27. Localización en planta perfiles estratigráficos – Caso de estudio: Manzanares.



Fuente: Autores.

Para el área de estudio correspondiente al sector Manzanares, los 6 perfiles se consideraron como los más críticos para su respectivo análisis. Los perfiles N° 1 y 2, así como los N° 5 y 6 se plantearon con el fin de analizar las partes laterales de la topografía, sin embargo, los últimos dos perfiles cumplen a su vez, la función de analizar el comportamiento de los muros de contención existentes en el terreno.

Con respecto a los perfiles en la parte media, fueron estudiados para abarcar en su totalidad la zona en estudio y lograr la identificación global de las condiciones geológicas – geotécnicas sobre las



cuales se implementarán las alternativas no convencionales. La Ilustración 27, presenta una ubicación en planta de los perfiles en el área de Manzanares

En el área de estudio correspondiente al sector Manzanares, los resultados de laboratorio indican tres grupos litológicos relativamente homogéneos con respecto a sus características físico – mecánicas. El primero indica presencia de arcilla parda grisácea de consistencia firme y alta plasticidad, sus propiedades índices varían para humedades de 15 a 25%, porcentajes de finos entre 90 y 98% e índice de plasticidad entre 30 y 40%.

Seguidamente, en la segunda zona predominan las arcillas pardas claras y franjas de arena, sin embargo, a las profundidades de 3 a 4 metros se identifican fragmentos de escombros, como producto de deslizamientos de tierra antiguos, este grupo se caracteriza por humedades entre 23 y 43%, porcentaje de finos entre 64 y 98% e índice de plasticidad entre 6 y 40%.

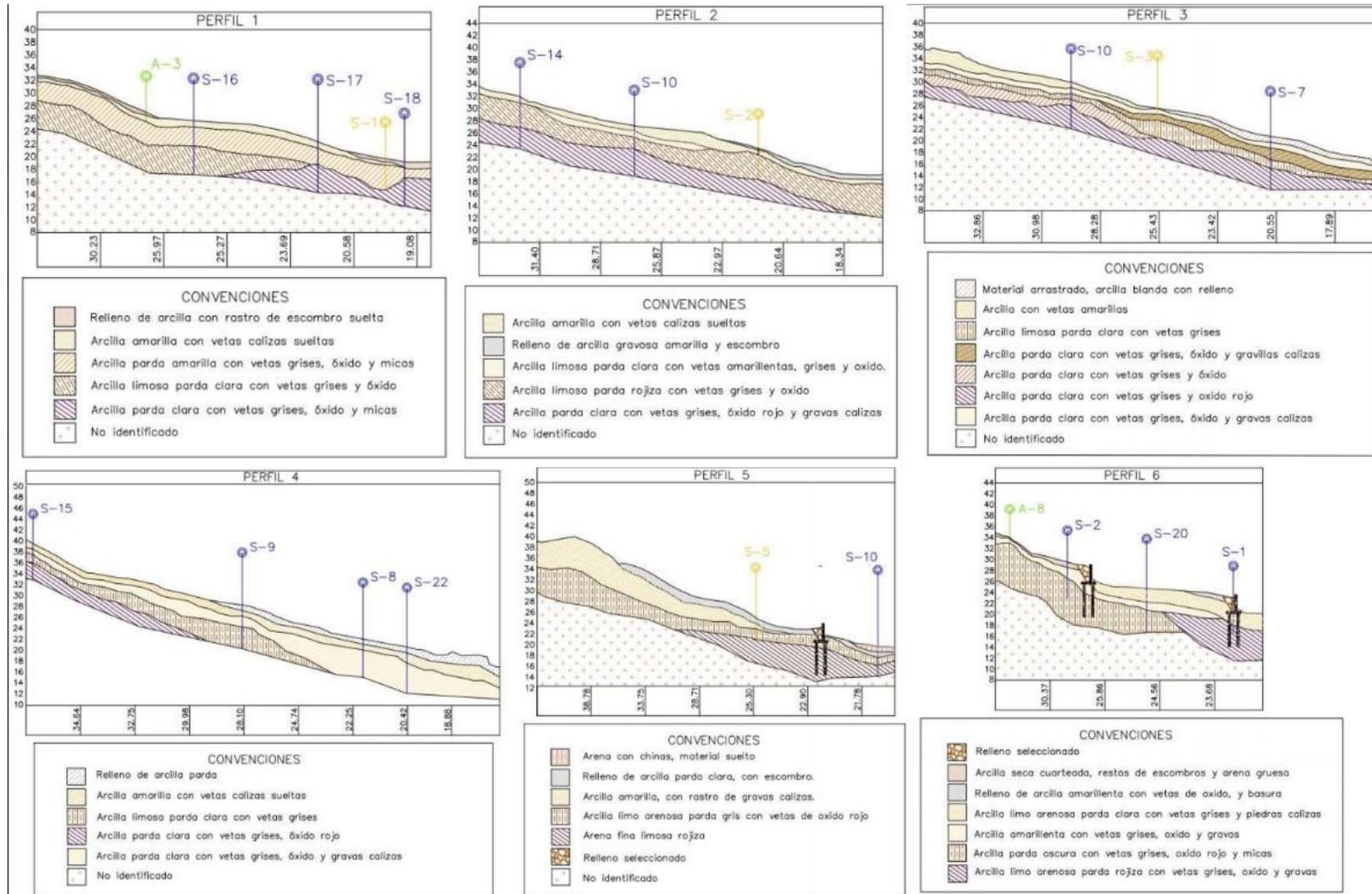
El tercer grupo corresponde a arcillas y limolitas calcáreas con variabilidad de areniscas de grano medio, consistencia media a firme, posee propiedades descritas de humedades entre 32 y 40%, porcentaje de finos entre 85 y 90%, limite líquido entre 48 y 53% e índice de plasticidad entre 25 y 29%.

En el caso del sector oriental de la Loma del Peyé, perteneciente a la formación Popa, debido a que se contaba con mayor extensión de área para evaluar y que se presentaba una topografía más variada, fue necesario el planteamiento de un número mayor de perfiles estratigráficos para lograr una distribución en la totalidad de la zona, de esta manera, se obtuvieron 10 perfiles estratigráficos en la parte oriental.

Los perfiles planteados, permitieron analizar las condiciones existentes de la parte norte de la ladera, la cual se encuentra bastante densificada por viviendas multifamiliares, así como la evaluación de la parte sur, que se encuentra influenciada por la ubicación de la Institución Educativa Colegio pies descalzos, como se muestra en la Ilustración 29.



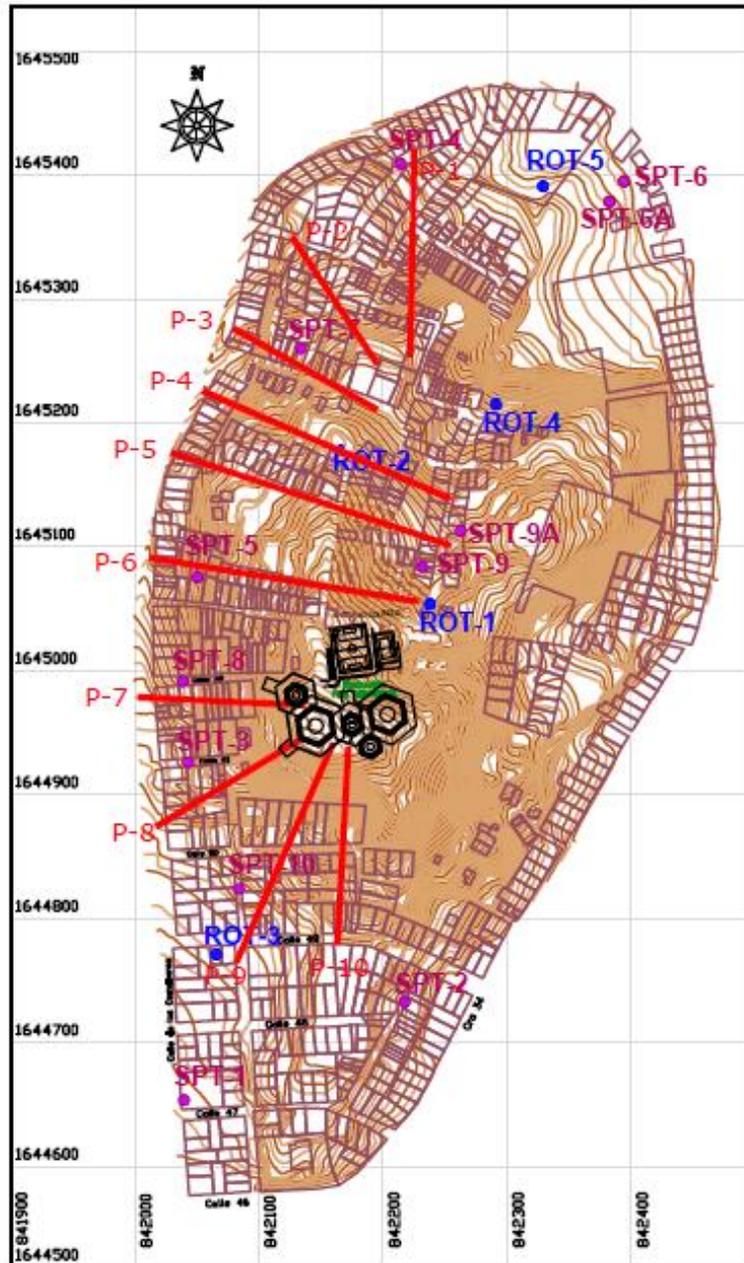
Ilustración 28. Esquema de perfiles estratigráficos – Caso de estudio: Manzanares



Fuente: Autores.



Ilustración 29. Ubicación en planta perfiles estratigráficos – Caso de estudio: Loma del Peyé.



Fuente Autores.

Para la elaboración de la zonificación geotécnica en el sector de la loma del Peyé se indicaron cinco zonas delimitadas por sus características físico – mecánicas similares, esto fue realizado con base en las propiedades índices y geológica de los diferentes materiales. El primer grupo litológico corresponde a calizas coralinas compactas como producto de suelo residuales calcáreos, los materiales presentan pesos unitarios húmedo entre $1,9 \text{ ton/m}^3$ y 2.1 ton/m^3 , pesos unitarios



saturados de 2.3 ton/m^3 , y parámetros de resistencia al corte de 40 y 45° para ángulos de fricción y 18 ton/m^2 a 20 ton/m^2 para cohesiones. Seguidamente, el segundo grupo comprende suelos residuales de la unidad detrítica de la Popa, definidos por arcillas limosas y limolitas arcillosas con variaciones de arena fina, este grupo presenta humedades entre 9 y 26% , porcentaje de finos entre 54 y 90% e índice de plasticidad entre 10 y 20% , para las propiedades referente a resistencia al corte se tiene cohesiones de 5 a 8 ton/m^2 y ángulos de fricción de 15 a 20° . La tercera zona se caracteriza por arenas limosas de compacidad suelta a media, a profundidades menores de 0.5 se identifican capas delgadas de arena y a partir de 2.5 metros, se registran areniscas calcáreas, dicha zona presenta humedades de 11 a 35% , límite líquido entre 29 y 52% e índice de plasticidad entre 4 y 27% .

En el cuarto grupo predominan arcillas limosas y limo arenosos pardos con consistencia media a firme con humedades de 22% , porcentaje de finos de 74% e índice de plasticidad de 9.8% , así como ángulos de fricción interna entre 30 y 35° y cohesiones de 1 a 4 ton/m^2 . Por último, en la zona se describen arcillas limosas calcáreas con humedades de 20 a 25% , pesos unitarios húmedos de 2 ton/m^3 y cohesiones de 5.3 ton/m^2 .

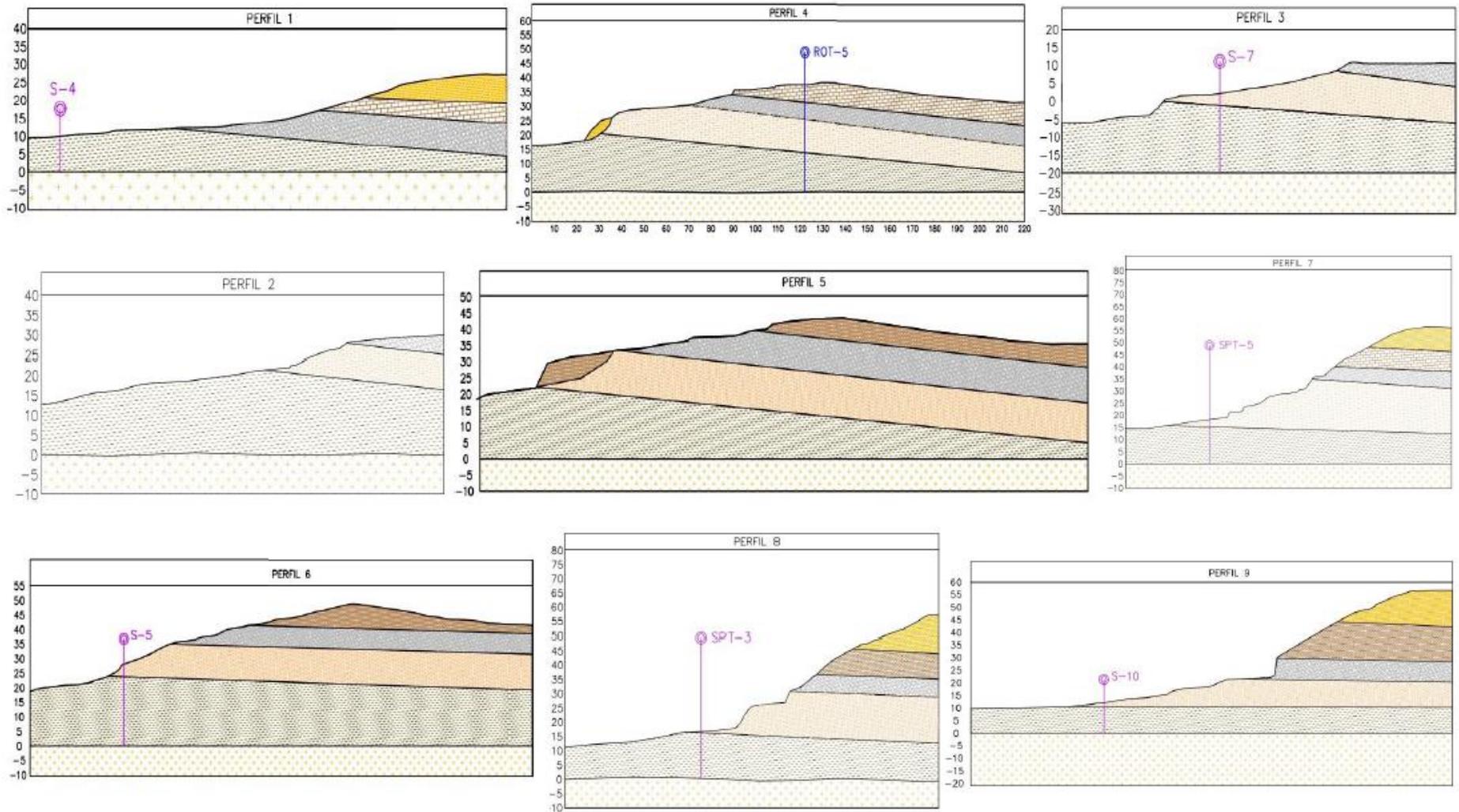
Con base en lo anteriormente postulado, se procedió a realizar el cálculo de los parámetros de resistencia al corte en los diferentes estratos, estos se obtuvieron por correlaciones con respecto al número de golpes, debido a que en todas las zonas estudiadas se contaba con ensayos de Penetración Estándar a lo largo del área.

Para la obtención de estos parámetros, se simuló la condición más desfavorable de cada unidad litológica del suelo, es decir para los diferentes estratos se manejó el menor número de golpes arrojado en el sondeo. De la misma manera, como los resultados presentados por correlación con el número de golpes se caracterizan por ser puramente cuantitativos, se tuvo en cuenta la zonificación geotécnica y los valores obtenidos en ensayos de laboratorios, para lograr concordancia entre los parámetros de resistencia al corte establecidos y las propiedades de consistencia y clasificación del suelo.

Seguidamente se presentan el cuadro resumen que relaciona los parámetros de resistencia al corte en los diferentes perfiles para cada zona (Ver Tablas 5, 6, y 7)



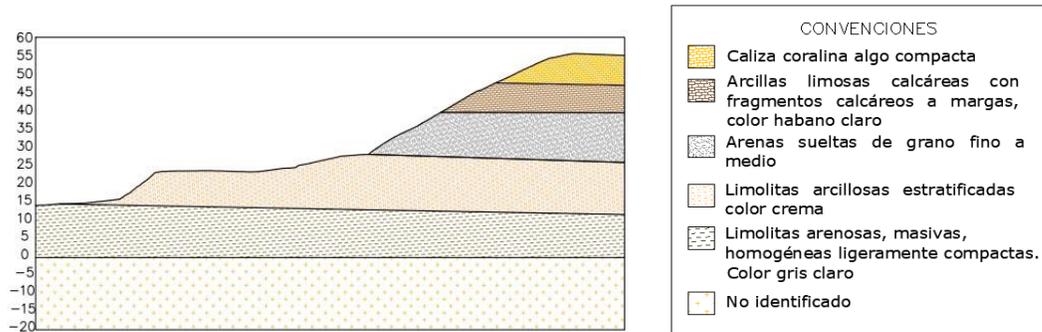
Ilustración 30. Esquema de perfiles estratigráficos (Perfil 1-9) – Caso de estudio: Loma del Peyé.



Fuente: Autores.



Ilustración 31. Perfil estratigráfico 10 y convenciones - Loma del Peyé.



Fuente: Autores.

Tabla 5. Parámetros geotécnicos para los estratos de suelo – Caso de estudio: Nueva Granada.

Nueva Granada				
Perfil	Descripción	γ_w	Cohesión	Φ
		[ton/m ³]	[ton/m ²]	[grados]
Perfil 1	Relleno en arcilla limosa parda amarilla con gravillas calizas de escombros y basura	1,84	6,7	27
	Arcilla limo arenosa parda clara con vetas grises, oxido y gravas calizas	1,95	5	15
	Arcilla parda grisácea con vetas de oxido	2,14	11,81	17
Perfil 2	Relleno de arcilla parda amarilla	1,7	2	27
	Arcilla limosa amarilla con vetas grises y rastros de gravilla	1,58	2,25	12
	Limo arcilloso amarillo	1,93	7	18
	Arcilla limosa amarilla con vetas grises y oxido	1,95	5	15
Perfil 3	Arcilla limosa parda amarilla con vetas grises, oxido y rastros de arena	1,65	2,25	12
	Arcilla parda amarilla con vetas grises y oxido	1,7	2,3	14
	Arcilla amarillenta con vetas grises, oxido rojo y micas	1,78	3,5	15
	Arcilla parda grisácea con vetas de óxido rojo	1,89	8,4	17
	Arcilla limosa habana oscura con vetas de oxido	1,98	9	20
	Arcilla limosa parda clara con vetas de arena	2	10,5	22
Perfil 4	Relleno de arcilla parda oscura con basura	1,84	6,7	27
	Arcilla limo arenosa parda clara con vetas grises, oxido y calizas	1,94	6,08	15
	arcilla parda clara con vetas grises, oxido y gravillas	1,8	4	15
	Arcilla parda clara con vetas grises y oxido	2,12	7	18
Perfil 5	Arcilla limo arenosa amarillenta con gravas calizas	1,65	2,25	12
	Arcilla parda clara con vetas grises	1,7	2,3	15
	Arcilla habana oscura	1,6	2,5	15
	Arcilla limosa parda clara con gravas	1,7	2,36	2,18
	Arcilla limo arenosa parda clara	1,8	8,44	20



Perfil 6	Arcilla limo arenosa Parda clara con vetas grises y gravillas calizas	1,6	2,2	12
	Arcilla parda clara con vetas grises, óxido y gravas calizas	2,09	8,44	19
	Arcilla limo arenosa parda clara con vetas grises y gravillas calizas	2,04	2,08	15

Fuente: Autores.

Tabla 6. Parámetros geotécnicos para los estratos de suelo – Caso de estudio: Manzanares.

Manzanares				
Perfil	Descripción	γ_w	Cohesión	Φ
		[ton/m ³]	[ton/m ²]	[grados]
Perfil 1	Relleno de arcilla con rastro de escombros suelta	1,32	0,45	20
	Arcilla amarilla con vetas calizas sueltas	1,50	0,60	12
	Arcilla limosa parda clara con vetas grises y óxido	1,47	2,50	15
	Arcilla parda clara con vetas grises, óxido y micas	1,44	6,75	18
	Arcilla parda amarilla con vetas grises, óxido y micas	1,42	4,95	12
Perfil 2	Arcilla amarilla con vetas calizas sueltas	1,48	0,45	18
	Relleno de arcilla gravosa amarilla y escombros	1,32	0,45	20
	Arcilla limosa parda clara con vetas amarillentas, grises y óxido.	1,46	0,90	12
	Arcilla limosa parda rojiza con vetas grises y óxido	1,58	2,20	18
	Arcilla parda clara con vetas grises, óxido rojo y gravas calizas	1,47	5,40	16
Perfil 3	Material arrastrado, arcilla blanda con relleno	1,32	0,45	20
	Arcilla con vetas amarillas	1,62	0,60	12
	Arcilla limosa parda clara con vetas grises	1,58	2,20	18
	Arcilla parda clara con vetas grises, óxido y gravillas calizas	1,47	1,35	12
	Arcilla limosa parda clara con vetas grises y óxido	1,57	4,05	15
	Arcilla parda clara con vetas grises, óxido rojo	1,44	5,40	16
	Arcilla parda clara con vetas grises, óxido rojo y gravas calizas	1,46	0,45	18
Perfil 4	Relleno de arcilla parda	1,48	0,45	12
	Arcilla amarilla con vetas calizas sueltas	1,48	0,45	18
	Arcilla limosa parda clara con vetas grises	1,57	4,05	15
	Arcilla parda clara con vetas grises, óxido rojo	1,37	5,40	16
	Arcilla parda clara con vetas grises, óxido rojo y gravas calizas	1,42	2,50	12
Perfil 5	Arena con chinás, material suelto	1,70	2,50	25
	Relleno de arcilla parda clara, con escombros.	1,45	1,80	19
	Arcilla amarilla, con rastro de gravas calizas.	1,67	4,05	16
	Arcilla limo arenosa parda gris con vetas de óxido rojo	1,57	4,95	15
	Arena fina limosa rojiza	1,80	2,50	32
	Arcilla seca cuarteada, restos de escombros y arena gruesa	1,32	0,45	20



Perfil 6	Relleno de arcilla amarillenta con vetas de óxido, presencia de basura	1,48	0,45	12
	Arcilla limo arenosa parda clara con vetas grises y piedras calizas	1,50	0,90	12
	Arcilla amarillenta con vetas grises, óxido y gravas	1,46	2,20	18
	Arcilla parda oscura con vetas grises, óxido rojo y micas	1,47	5,85	16
	Arcilla limo arenosa parda rojiza con vetas grises, óxido y gravas	1,60	9,45	20

Fuente: Autores.

Tabla 7. Parámetros geotécnicos para los estratos de suelo – Caso de estudio: Loma del Peyé.

Loma del Peyé			
Descripción	γ_w	Cohesión	Φ
	[ton/m ³]	[ton/m ²]	[grados]
Caliza coralina	2,10	20,00	45
Arcilla limosa color habano claro	19,00	4,00	22
Arenas de grano fino a medio	17,00	1,00	32
Limolitas arcillosas estratificadas	18,20	6,00	22
Limolitas arcillosas grises	18,50	7,00	23

Fuente: Autores.

7.2. Modelo geológico – geotécnico

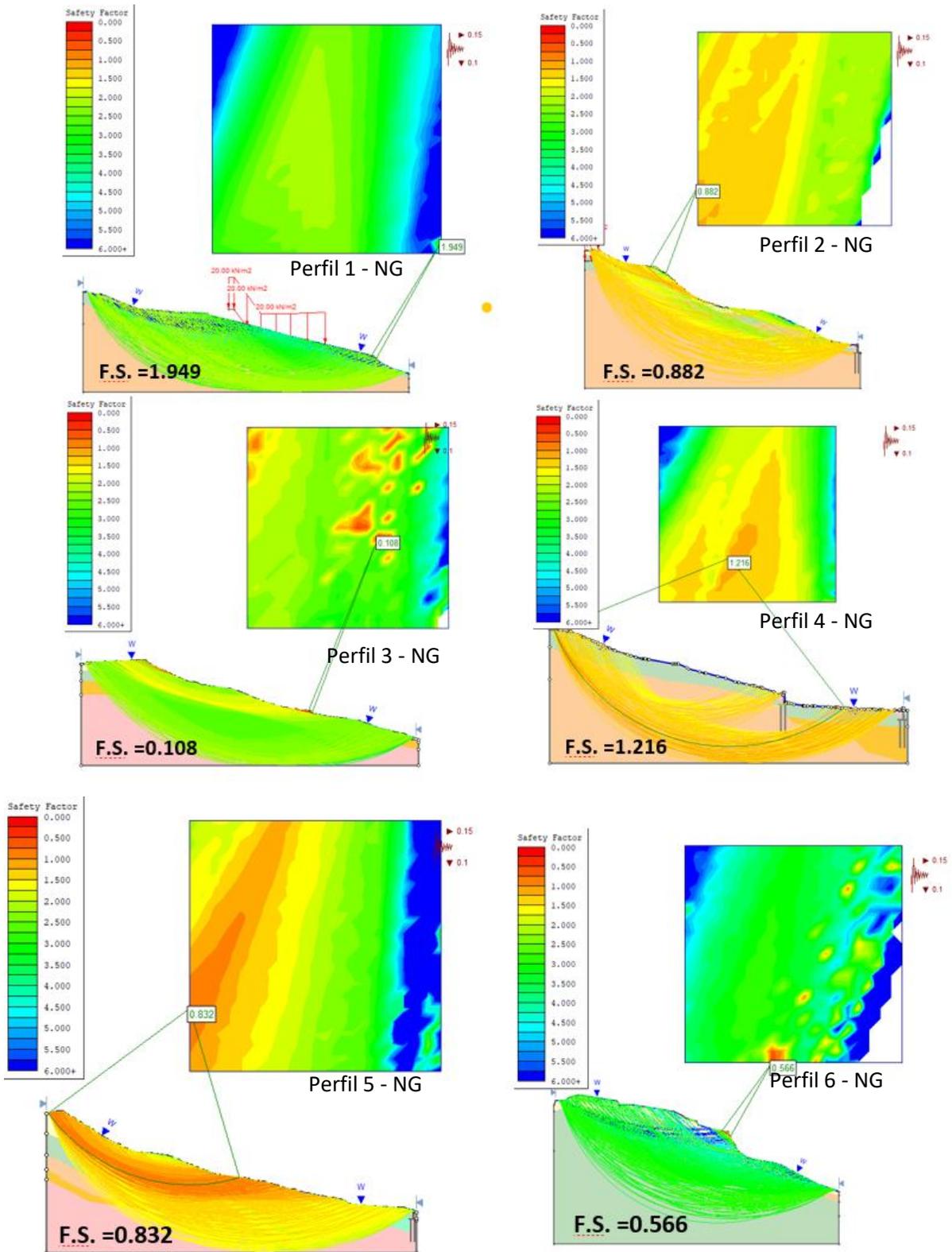
La elaboración del modelo determinístico se realizó con ayuda del software Slide v. 6.0, el cual evalúa el comportamiento de las laderas a través de factores de seguridad calculados por medio de métodos de equilibrio límite. El presente proyecto, relacionó la estabilidad de las zonas con base en los factores otorgados por el cálculo de los autores Bishop y Morgenstern, dado su auge en el estudio de taludes y similitud de resultados.

Para el correcto análisis, se ingresaron los perfiles estratigráficos realizados en el software AutoCAD Civil 3D según las especificaciones dadas por el software y se detallaron los diferentes estratos con los parámetros establecidos anteriormente. La modelación de los diferentes perfiles, se realizó tanto para el escenario en condición natural como para la presencia de cargas por sismo, según los coeficientes de aceleración definidos en el capítulo 7.1.6, esto con el propósito de lograr una visualización global y completa de las situaciones presentadas en las laderas.

El cálculo de los factores de seguridad se realizó con una evaluación de aguas subterráneas (Groundwater) a través del coeficiente R_u , se evaluaron los perfiles para los valores de 0,2, 0,3, 0,4 y 0,5.



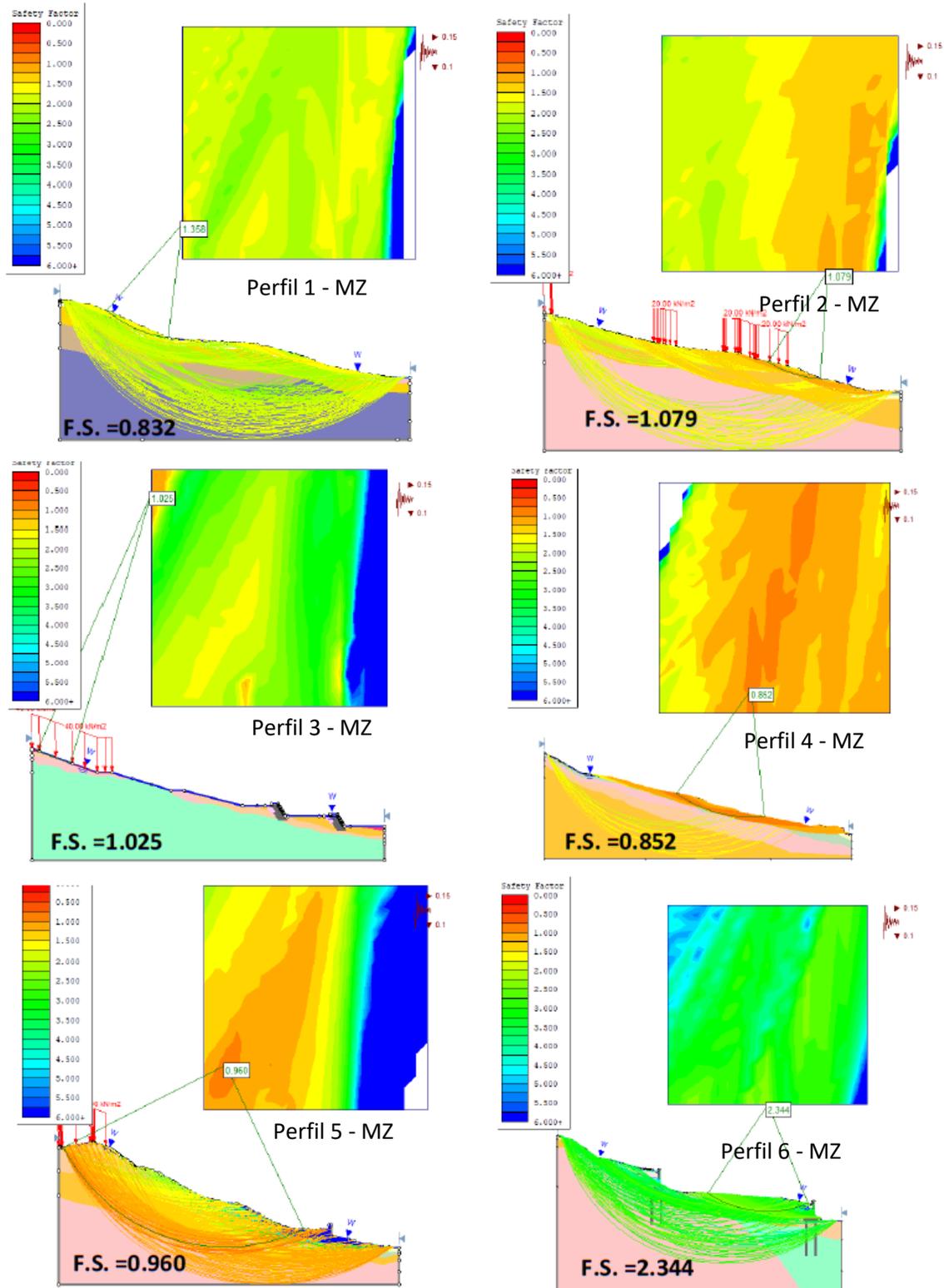
Ilustración 32. Análisis de perfiles en Slide 6.0. – Caso de estudio: Nueva Granada.



Fuente: Autores.



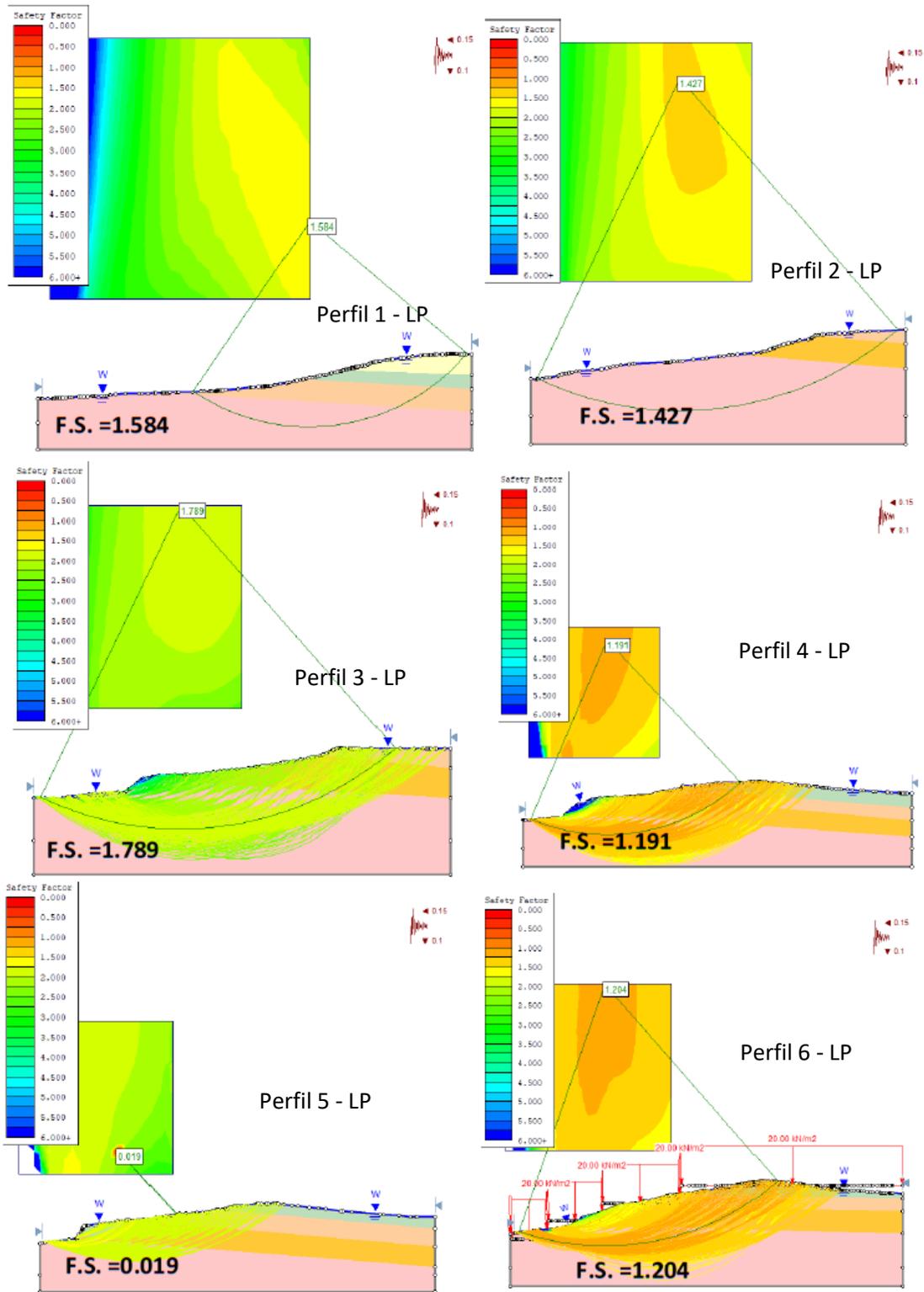
Ilustración 33. Análisis de perfiles en Slide 6.0. – Caso de estudio: Manzanares.



Fuente: Autores.

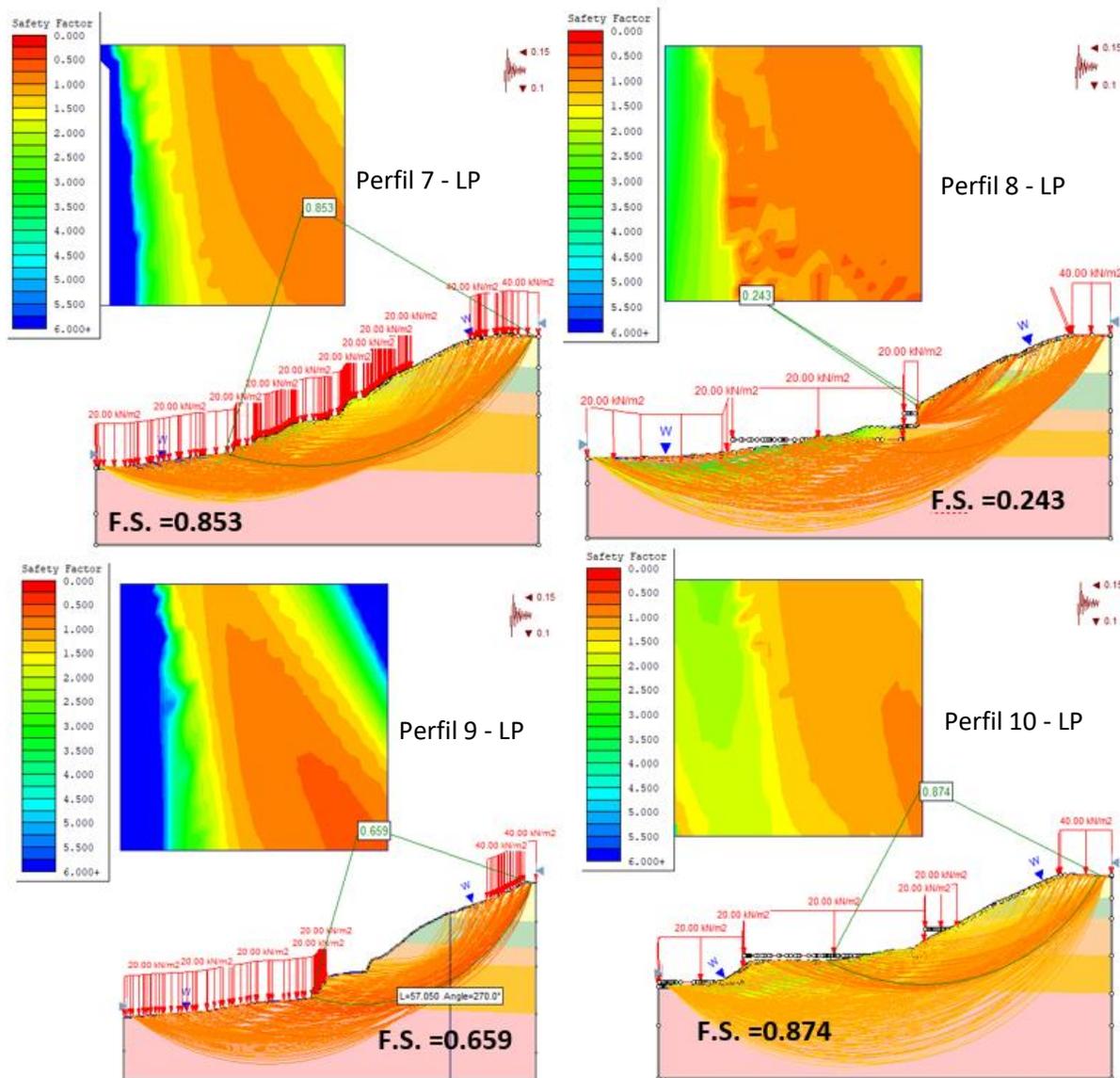


Ilustración 34. Análisis de perfiles en Slide 6.0. – Caso de estudio: Loma del Peyé (Perfiles 1 al 6)



Fuente: Autores.

Ilustración 35. Análisis de perfiles en Slide 6.0. – Caso de estudio: Loma del Peyé (Perfiles 6 al 10).



Fuente: Autores.

De la misma manera, con la intención de realizar las simulaciones lo más real posible a las condiciones existentes en el terreno, y analizando, que los factores de seguridad más críticos se presentan en condiciones de $R_u=0.5$, se estimó una sobrecarga en el suelo correspondiente al asentamiento de viviendas multifamiliares sobre la ladera, el valor de esta fuerza distribuida se tomó de 20 KN/m, considerando dos niveles en las edificaciones y un valor de 40 KN/m para instituciones educativas. A partir de dichas consideraciones se realiza la evaluación de estabilidad de las laderas en estudio, mostrando superficies de falla como las presentadas a previamente.



7.2.1. Zonificación de amenazas

A partir de los factores de seguridad obtenidos del software Slide v.6.0. y el análisis de las condiciones geológicas y geotécnicas de los suelos se realizó una zonificación específica del nivel de amenaza ante la ocurrencia de fenómenos de remoción en masa presente en la cada una de las zonas de estudio, con el objetivo de considerar la condición más desfavorable está zonificación se llevó a cabo con los factores de seguridad resultantes de analizar los perfiles estratigráficos con las condiciones de nivel freático y sismo simultáneamente.

En este caso se clasificaron las zonas como: de amenaza baja, de amenaza media y de amenaza alta mediante la definición de rangos de factores de seguridad a los cuales se les asignó una codificación de color, los valores definidos y sus respectivas asignaciones se presentan en la tabla a continuación (Tabla 8).

Tabla 8. Clasificación para condiciones de inestabilidad en las laderas

Codificación	Descripción de la amenaza	Rango de F.S.
	Alta	< 1,2
	Media	$1,2 \leq F.S. \leq 1,6$
	Baja	>1,6

Fuente: Autores.

Para la correcta localización de las zonas con mayor vulnerabilidad se analizaron las fallas a lo largo de las laderas. Una vez definidos los niveles de amenaza en cada uno de los taludes se construyeron mapas de amenazas que permitieron la localización de las áreas dentro de cada caso de estudio que requerían intervenir y el grado de vulnerabilidad que presentaban, los datos para el análisis y la zonificación de amenazas se muestra en la tabulaciones y figuras a continuación.

Tabla 9. Factores de seguridad obtenidos en modelaciones – Caso de estudio: Nueva granada.

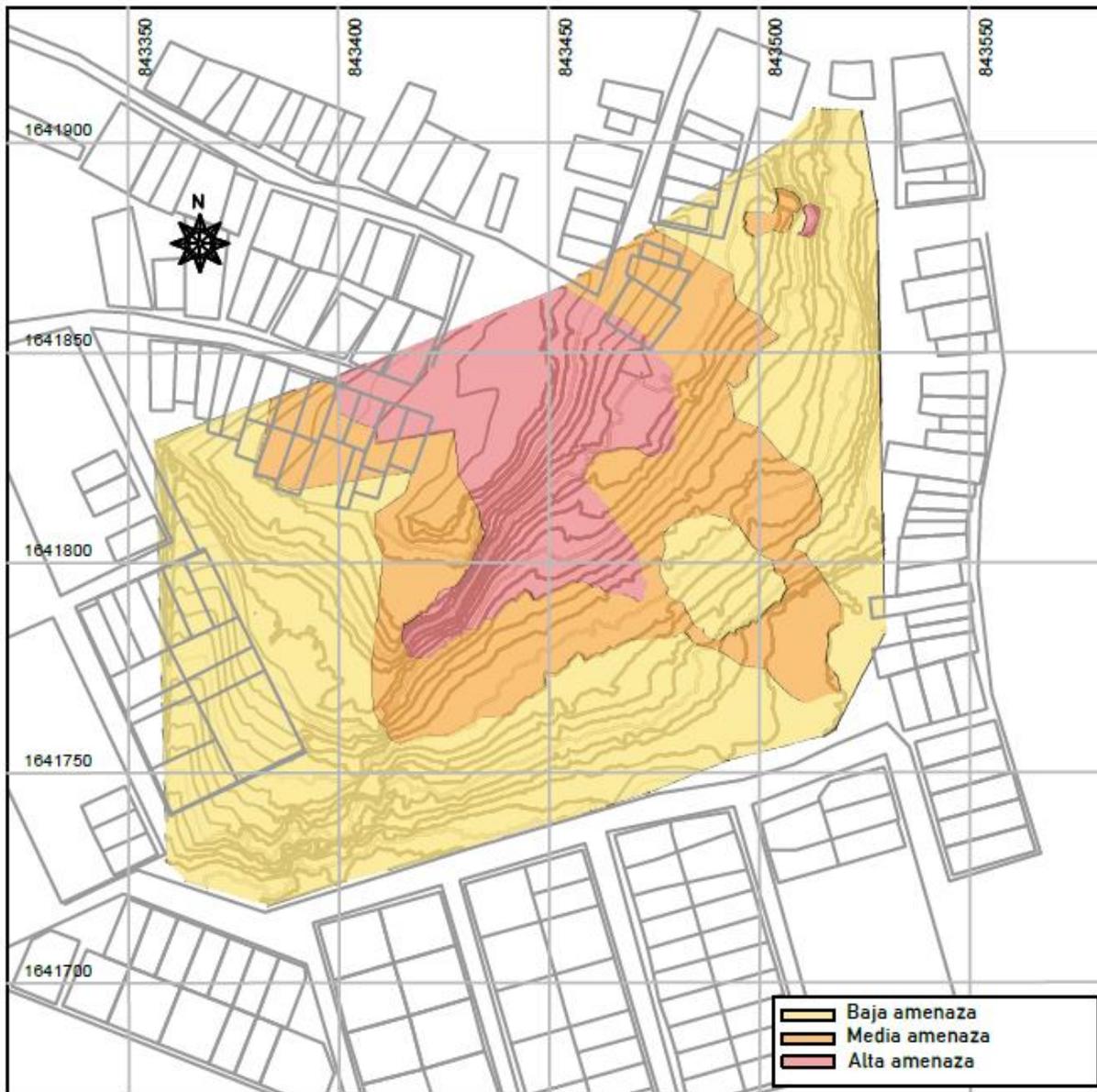
Perfil	Método	Condición natural		Condición con sismo	
		Ru		Ru	
		0,2	0,5	0,2	0,5
Perfil 1	Bishop	1,716	1,562	0,895	0,851
	Morgenstern	1,718	1,556	1,272	1,125
Perfil 2	Bishop	1,265	1,045	0,932	0,776
	Morgenstern	1,259	1,042	0,932	0,773
Perfil 3	Bishop	1,773	1,492	1,229	0,938
	Morgenstern	1,772	1,492	1,232	0,953



Perfil 4	Bishop	2,817	2,42	0,211	0,206
	Morgenstern	2,81	2,416	1,96	1,698
Perfil 5	Bishop	1.972	1,645	1,295	1,032
	Morgenstern	1998	1,60	1,293	1,038
Perfil 6	Bishop	3,812	3,378	2,315	2,037
	Morgenstern	3,808	3,374	2,314	2,036

Fuente: Autores.

Ilustración 36. Zonificación de amenazas – Caso de estudio: Nueva Granada.

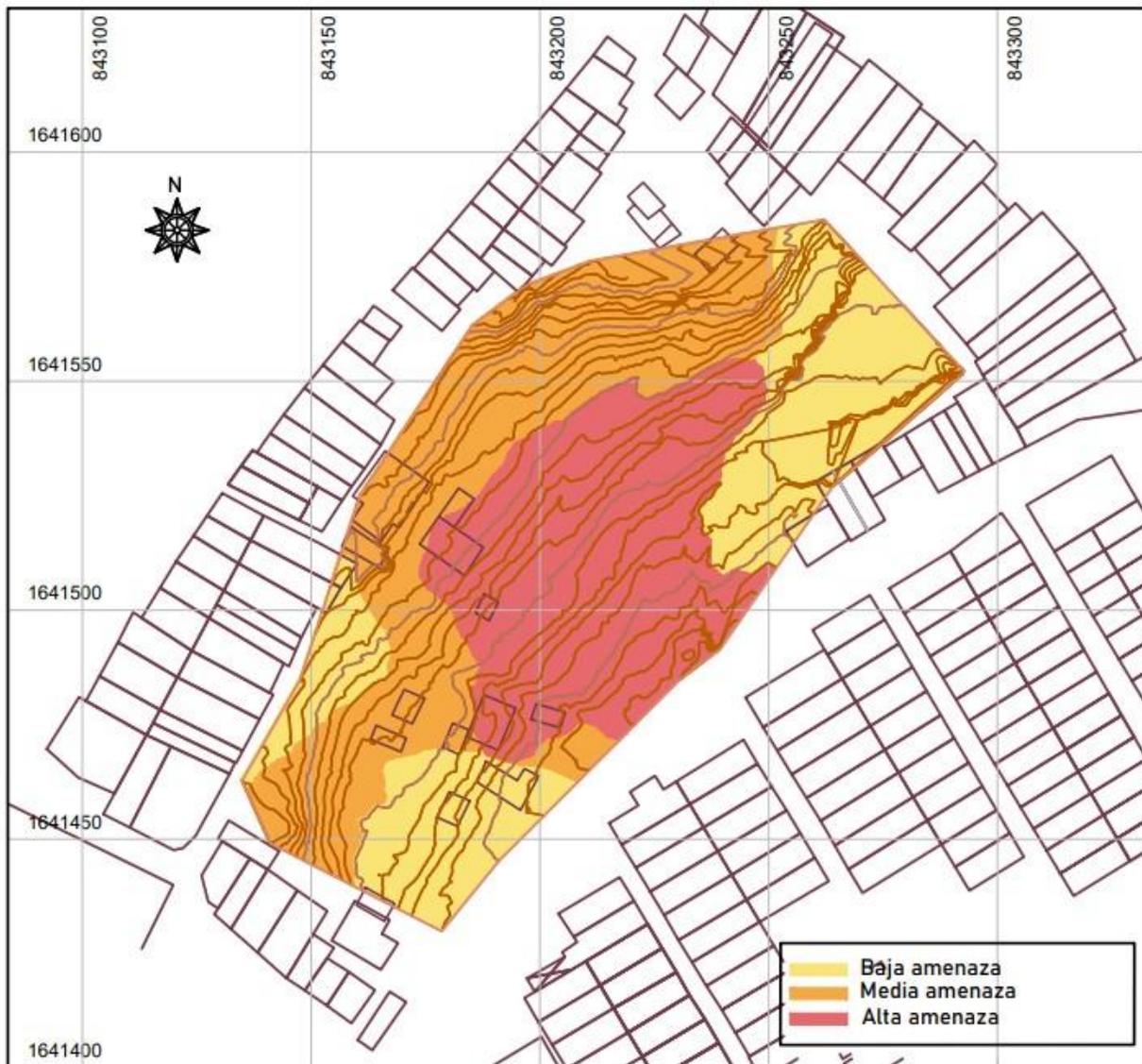


Fuente: Autores.



Cómo se observa en el primer caso de estudio se obtuvieron factores de seguridad bastante críticos, un gran porcentaje de la ladera se encuentra con un alto grado de amenaza ante la ocurrencia de fenómenos de remoción en masa, la zona más propensa a presentar deslizamientos se encuentra sobre el centro del talud, de media a alta ladera. Esta situación es resultado de la estratigrafía de este sector, las altas pendientes y las sobrecargas debidas al emplazamiento de viviendas en la corona del talud. Se observa también que las zonas exteriores del talud se encuentran mayormente estables lo que se refleja en los valores de seguridad obtenidos.

Ilustración 37. Zonificación de amenazas – Caso de estudio: Manzanares.



Fuente: Autores.



Tabla 10. Factores de seguridad obtenidos en modelaciones – Caso de estudio: Manzanares.

Perfil	Método	Condición natural		Condición con sismo	
		Ru		Ru	
		0,2	0,5	0,2	0,5
Perfil 1	Bishop	2,109	1,924	1,846	1,358
	Morgenstern	2,106	1,926	1,484	1,357
Perfil 2	Bishop	1,998	1,724	1,418	1,079
	Morgenstern	2,003	1,725	1,418	1,08
Perfil 3	Bishop	1,401	1,048	0,906	0,655
	Morgenstern	1,393	1,041	0,901	0,652
Perfil 4	Bishop	1,672	1,302	1,081	0,852
	Morgenstern	1,674	1,304	1,077	0,85
Perfil 5	Bishop	1,786	1,258	1,309	0,961
	Morgenstern	1,709	1,276	1,334	0,988
Perfil 6	Bishop	4,242	3,77	2,616	2,325
	Morgenstern	4,273	3,661	2,626	2,328

Fuente: Autores.

Al igual que para el caso Nueva Granada, las amenazas más altas en Manzanares se localizaron en la zona centro del talud. Se identificó que la zona central se encuentra en un alto estado de amenazada a lo largo de todo el perfil longitudinal, mientras que en las zonas situadas a los extremos del talud y sobre todo en la parte baja, se encuentran en un estado bastante más estable que el resto del sitio. Estos resultados son evidentes, puesto que previamente se identificaron y analizaron obras de contención ejecutadas sobre la zona occidental del talud en Manzanares, que proveen estabilidad global a la franja longitudinal sobre la que se encuentran ubicadas.

Ilustración 38. Factores de seguridad obtenido en modelaciones - Loma del Peyé

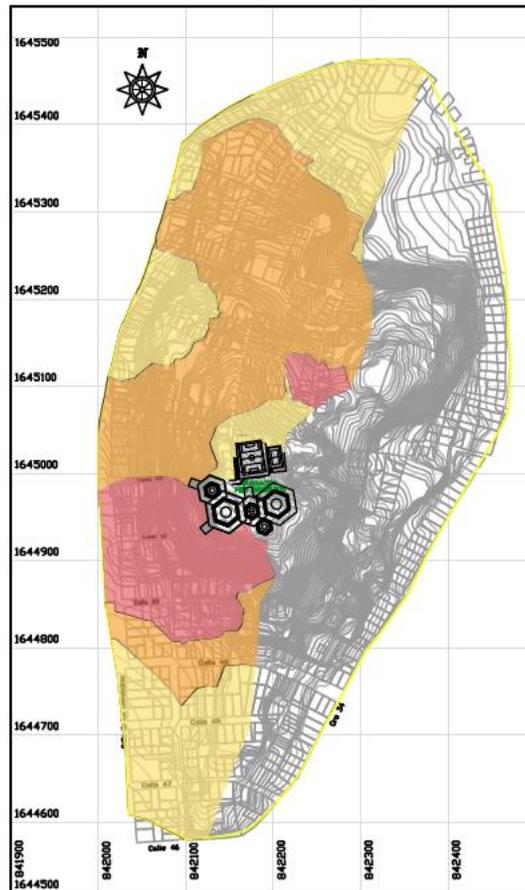
Perfil	Método	Condición natural		Condición con sismo	
		Ru		Ru	
		0,2	0,5	0,2	0,5
Perfil 1	Bishop	3,61	2,687	2,061	1,547
	Morgenstern	3,598	2,681	2,061	1,55
Perfil 2	Bishop	3,226	2,879	1,971	1,51
	Morgenstern	3,216	2,882	1,976	1,514
Perfil 3	Bishop	2,215	2,116	1,849	1,451
	Morgenstern	2,266	2,172	1,857	1,461
Perfil 4	Bishop	2,127	1,838	1,527	1,255
	Morgenstern	2,137	1,843	1,586	1,268



Perfil 5	Bishop	1,418	1,302	0,032	0,022
	Morgenstern	1,423	1,307	1,246	1,143
Perfil 6	Bishop	1,82	1,703	1,51	1,208
	Morgenstern	1,813	1,708	1,522	1,216
Perfil 7	Bishop	1,046	0,958	0,923	0,708
	Morgenstern	1,047	0,962	0,919	0,709
Perfil 8	Bishop	1,185	0,868	0,875	0,659
	Morgenstern	1,186	0,874	0,875	0,656
Perfil 9	Bishop	1,049	0,784	0,961	0,707
	Morgenstern	1,001	0,786	0,915	0,708
Perfil 10	Bishop	1,206	1,083	1,133	0,874
	Morgenstern	1,204	1,08	1,115	0,857

Fuente: Autores.

Ilustración 39. Zonificación de amenazas – Caso de estudio: Loma del Peyé.



Fuente: Autores.

La zona oriental de la Loma del Peyé, presenta áreas más definidas y puntuales dónde se localizan las amenazas altas. La zona que presenta un riesgo más alto es aquella ubicada en las faldas del talud



que rodean a la Institución Educativa Pies Descalzos, esta condición es causada por la sobrecarga que representa esta estructura y las altas pendientes que presentan en la zona como se ha observado desde el levantamiento topográfico. Por otro lado, se entiende que los extremos norte y sur de la conformación oriental de la Loma del Peyé, no representan mayores valores de amenaza, sin embargo, es preciso tener en cuenta otro tipo de fenómenos a parte del deslizamiento que puedan o se hayan presentado en el sitio.

7.3. Definición de alternativa de contención no convencional

Una vez se llevó a cabo la investigación pertinente para establecer un proyecto de estabilidad a partir de materiales reutilizables, se definió que la obra de contención no convencional a desarrollar y analizar técnicamente para su implementación en las zonas de estudio, sería una estructura de contención construida a partir de llantas recicladas con las características de un muro de gravedad, lo anterior, debido a que en la fase de recopilación de información se encontró que estas estructuras son las más empleadas en la solución óptima de las problemáticas de movimientos en masa y presentan los mejores resultados entre las alternativas estudiadas.

La geometría y el modelo constructivo del muro de llantas recicladas permitió su adaptación a un muro de gravedad de gaviones, especialmente por la similitud entre los componentes de ambas estructuras, la llanta reciclada hace las veces de malla de tracción y esta a su vez se rellena con suelo compactado al igual que en el caso del muro de gaviones, en el cual la malla es rellena con material granular. De la misma manera, las unidades llanta-suelo y malla-relleno para cada caso se unen entre sí con un material de amarre resistente que garantice el trabajo conjunto de la estructura.

La adaptación del muro de llantas a un muro de gaviones fue otra de las características que se tuvo en cuenta durante la escogencia de la alternativa no convencional, debido que de ello dependía la modelación adecuada del comportamiento de la estructura a través de softwares de modelación de estructuras tradicionales y la obtención de resultados certeros. Por todas las razones previamente argumentadas y evaluando otras alternativas planteadas en otras situaciones, se concluyó que el muro de llantas era la estructura que permitía generar una solución adaptable a las condiciones existentes.



7.3.1. Caracterización de los materiales

Dadas las características funcionales y constructivas del muro a implementar, se asemejó la estructura a un muro de gaviones, por lo cual para ejecutar el análisis y verificación de su funcionamiento interno fue necesario definir características de los materiales, en este caso se debió determinar el peso específico del conjunto llanta-relleno, así como su cohesión y fricción, de igual manera definir el material de amarre y sus propiedades de resistencia tractiva. En primer lugar, se buscó definir el peso específico del conjunto llanta-relleno, del cual dependería el peso de la estructura y las fuerzas y momentos resistentes.

En el año 2002 en la ciudad de Río de Janeiro - Brasil se llevó a cabo una investigación sobre técnicas de estabilización de taludes con neumáticos desechados titulada “Estabilización de Taludes con Muros de Neumáticos”, se compararon en un muro experimental 4 secciones transversales diferentes en las cuales se variaron el material de amarre, la cantidad de neumáticos en la base, el corte de la cara sobre los neumáticos y la esbeltez del muro. Para la caracterización del material llanta relleno se utilizó suelo propio de la zona de estudio clasificado como un limo arenoso arcilloso con un peso específico de 17.5 KN/m^3 , el cual también describía una cohesión de 13 KPa y un ángulo de fricción de 29° . Para conocer la densidad del material llanta relleno se realizaron ensayos de densidad en campo de los cuales se encontró como resultado que el peso específico de neumáticos con la cara superior cortada rellenos con suelo de la zona compactado tenía un peso específico era de 16.2 KN/m^3 (F. Sieira, Sayão, de Medeiros, & Gerscovich, 2001). Se anota que los neumáticos utilizados en el proyecto fueron de automóvil y tenían cerca de 60 centímetros de diámetro, el uso de este tipo de neumático fue consecuencia únicamente de la facilidad y disponibilidad de encontrarlos cerca al sitio de la obra.

A partir de del análisis para la construcción de una estructura de gravedad construida en llantas en Comalapa Guatemala, se encontró que el peso unitario del conjunto llanta de desecho rellena y compactada variaba entre 15.4 KN/m^3 y 18.84 KN/m^3 , el tipo de suelo con el que se ejecutó el relleno no se especificó, sin embargo, se expone que se utilizaron neumáticos de aproximadamente 60 cm de diámetro que variaban su radio interno de R-12 a R-15 (Miller, 2010).

Entre los estudios más recientes se encuentro un diseño de muro de contención utilizando llantas recicladas en La Ciudad de Constructores en Lima hacia el año 2018 (Canchari Vega , 2018), la información del peso específico de la unidad neumático-suelo fue establecido a partir de



información secundaria entre las cuales se encontró que para neumáticos de vehículos particulares con diámetro externo de 60 centímetros y un relleno de arcilla de alta plasticidad con peso específico de 19.8 KN/ m^3 tenía un valor de 16.6 KN/ m^3 . Esta información fue dispuesta en el estudio experimental realizado por Baroni, Pivoto y Barboza nombrado “Construction of earth retaining structures using scrap tires: numeric analysis and case study”, en el cual a través de un análisis experimental y multivariable se sometieron diversos conjuntos llanta-relleno a ensayos de densidad y se determinaron entre ellos los valores mencionados previamente (2012, pág. 456).

Teniendo en cuenta que el objetivo de este proyecto es desarrollar obras económicamente viables, se plantea utilizar como relleno el material disponible en cada una de las zonas de estudio. Producto del análisis del modeló geológico geotécnico se encontró que la estratigrafía de las laderas está conformada mayormente por suelos cohesivos: arcillas y limos, cuyas características geotécnicas muestran valores de cohesión de hasta $11,8 \text{ ton/m}^2$, es por ello, que ajustándose a la información recolectada se le asignó al conjunto llanta-relleno un valor de peso específico de 16.6 KN/ m^3 .

Tabla 11. Características de los materiales a implementar en alternativa de contención no convencional.

Característica	Valor asignado
NEUMÁTICO	
Tipo de Neumático	Llanta de vehículo particular
Diámetro del neumático	60 centímetros
Ancho de rodadura	20 centímetros
Diámetro interno	15 centímetros
AMARRE	
Material	Nylon
Diámetro	$\frac{1}{2}$ “
Fuerza de conexión	35,7 KPa
NEUMÁTICO - RELLENO	
Peso específico	16.6 KN/ m^3
Cohesión	95,5 KPa
Angulo de fricción	12°

Fuente: Autores.

La escogencia de los parámetros geotécnicos como cohesión y ángulo de fricción se basaron en los estudios experimentales realizados por Rodríguez, O. y plasmados en su documento de tesis “Estandarización de técnicas de diseño y construcción de muros de tierra reforzada con llantas de desecho” (2016, pág. 80) En su trabajo Rodríguez diseño y construyó una máquina para medir los parámetros de densidad, cohesión y fricción de los conjuntos llantas-rellenos. Los parámetros definidos para esta investigación se muestran la anterior tabla (Ver Tabla 11).



La escogencia del material de amarre se realizó teniendo en cuenta sus propiedades y las condiciones a las que estarían sometidos los materiales. En este caso estableció el uso de Nylon frente a cuerdas de polipropileno, dado que este último a pesar de tener un buen comportamiento mecánico, ofrece menos resistencia que el Nylon y desmejora sus capacidades con la exposición a rayos solares (Baroni, Pivoto Specht, & Barbosa Pinheiro, 2012). Las características consideradas para este material se encuentran en la Tabla anterior (Ver Tabla 11) (Sogas de Nylon y polipropileno, 2018)

7.3.2. Proceso constructivo de la alternativa planteada

El proceso constructivo del muro de llantas inicia con la reconfiguración o tratamiento del talud a intervenir, es importante considerar esta etapa de la ejecución durante la fase de diseño del perfilamiento del talud, puesto que la ladera debe ser capaz de mantener su estabilidad desde el momento de la intervención y hasta cuando la estructura de contención se encuentre completamente conformada.

El diseño propuesto para la estructura de contención contempla la colocación de una franja de cimentación de 40 cm de espesor conformada por material seleccionado o grava debidamente compactada en la base del muro, además de ello, la estructura debe empotrarse al menos un metro por debajo del nivel de la superficie del terreno. En el caso del diseño propuesto se debe realizar una excavación con profundidad total de 1.6 m, el ancho transversal de la franja de cimentación tiene las mismas dimensiones que la base del muro, en este caso 2.6 m. Sin embargo, el ancho total de la excavación debe contemplar el traslapo de las llantas.

Es vital para la correcta construcción de la estructura nivelar el terreno y asegurarse de trabajar acorde a las cotas de diseño.

Una vez establecida la franja de cimentación se procede a distribuir las llantas recicladas para conformar la primera hilada o nivel del muro, en este caso se está trabajando con 4 filas de llantas, la totalidad de las filas deben quedar ubicadas dentro de la excavación.

Se parte de la colocación de la primera fila de llantas en lo que vendría a hacer la cara frontal de la estructura, seguidamente se colocan ordenadamente las siguientes tres filas de llantas. Una vez conformado el arreglo se amarran las unidades entre sí, cada llanta debe quedar sujeta a todas las

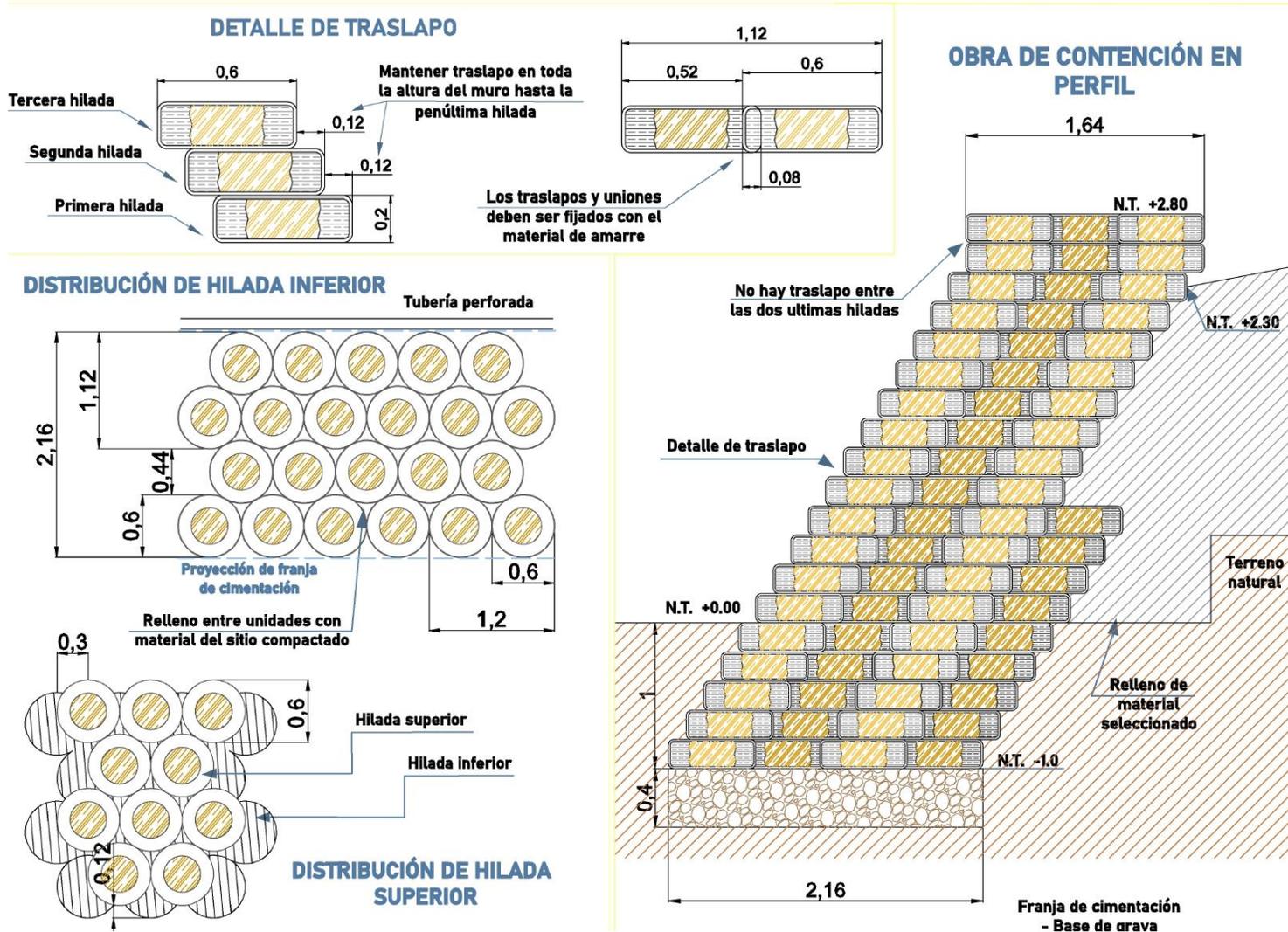


llantas contiguas a ella misma, esto con el objetivo de reforzar el trabajo conjunto de todos los materiales.

Una vez organizada la primera hilada, se procede a colocar el relleno. En este caso el diseño planteó utilizar el material cohesivo presente en las zonas de estudio como relleno de las llantas, este material debe ser colocado dentro de cada una de las llantas y posteriormente debe compactarse con métodos de compactación manual. Además de esto los espacios libres entre cada unidad de llantas suelo deben ser conformados igualmente con material. Es necesario tener en cuenta que, aunque se tome material del sitio debe evitarse al máximo la implementación de suelos muy orgánicos o con presencia de raíces otro tipo de vegetación, debido que al utilizar este tipo de material como relleno pondríamos la estructura a posible falla debido al desarrollo no deseado de vegetación. A continuación, se debe colocar la siguiente hilada o segundo nivel del muro, para este caso el desplazamiento horizontal de la primera hilada hasta la segunda es de 0,12 metros.



Ilustración 40. Detalles constructivos para muro de contención con llantas recicladas.



Fuente: Autores

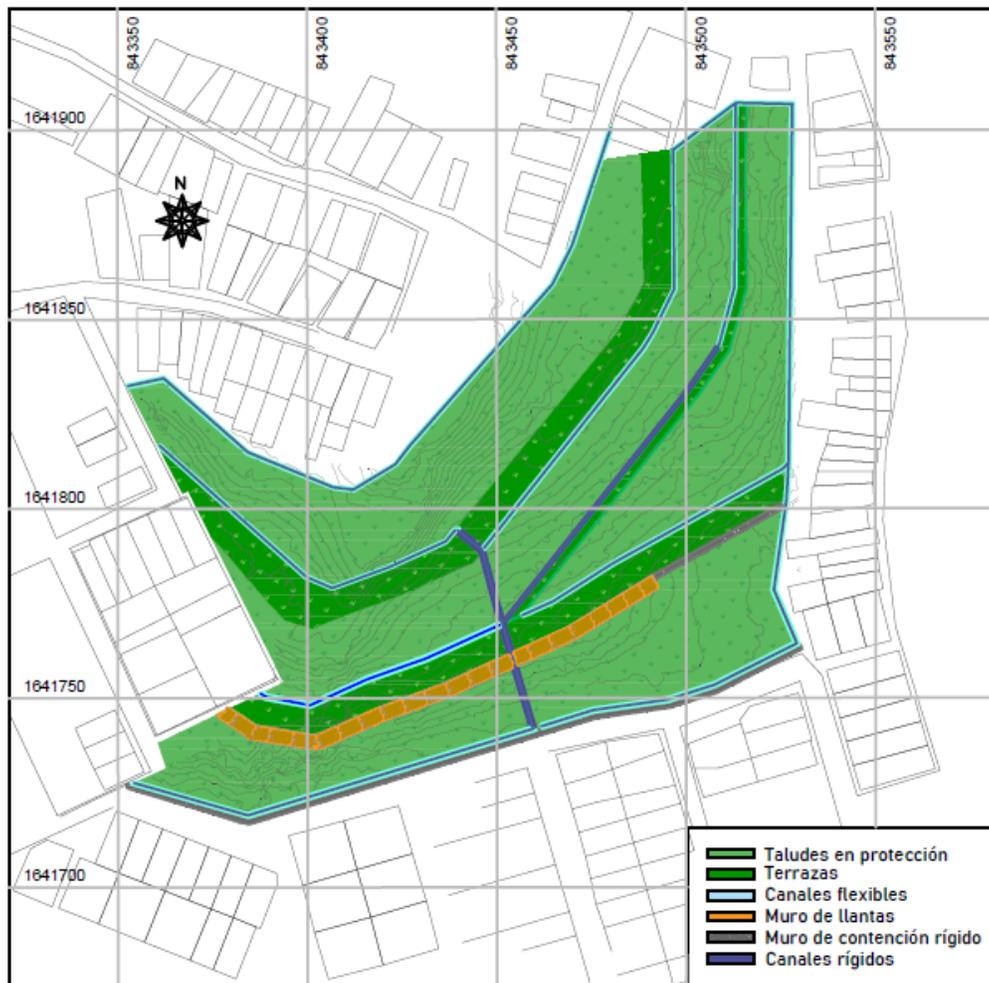


El procedimiento para colocar la segunda hilada es igual que para la segunda. Se repite el proceso de colocación, amarre, relleno y compactado hasta lograr la altura requerida. Los detalles constructivos del muro de llantas se muestran en la Ilustración 40.

7.4. Obras de mitigación

A partir de la zonificación de vulnerabilidad y la recopilación de información geológica, geomorfológica, geotécnica, hidrogeológica, sísmica, de vegetación y antecedentes de movimientos de remoción en masa, se plantearon obras de mitigación integrales que permitieran la estabilización global y protección de las laderas en estudio procurando mantener sus características de bajo costo, funcionalidad y facilidad constructiva.

Ilustración 41. Obras propuestas en planta - Caso de estudio: Nueva Granada.



Fuente: Autores.



Para la estabilización en el barrio de Nueva granada, se planteó un muro de contención en la parte media baja de la ladera, así como un reperfilamiento de la superficie con acorde a la morfología presentada en el terreno y por último se implementó una propuesta de obras de drenaje, conformada por 6 cunetas, 2 canales disipadores y 1 canal de descarga, junto a una ronda de coronación en la corona del talud. La protección de las laderas se realizó con base en la recuperación de la cobertura vegetal en la zona mediante implementación de fajinas vivas.

Ilustración 42. Obras propuestas en planta - Caso de estudio: Manzanares.



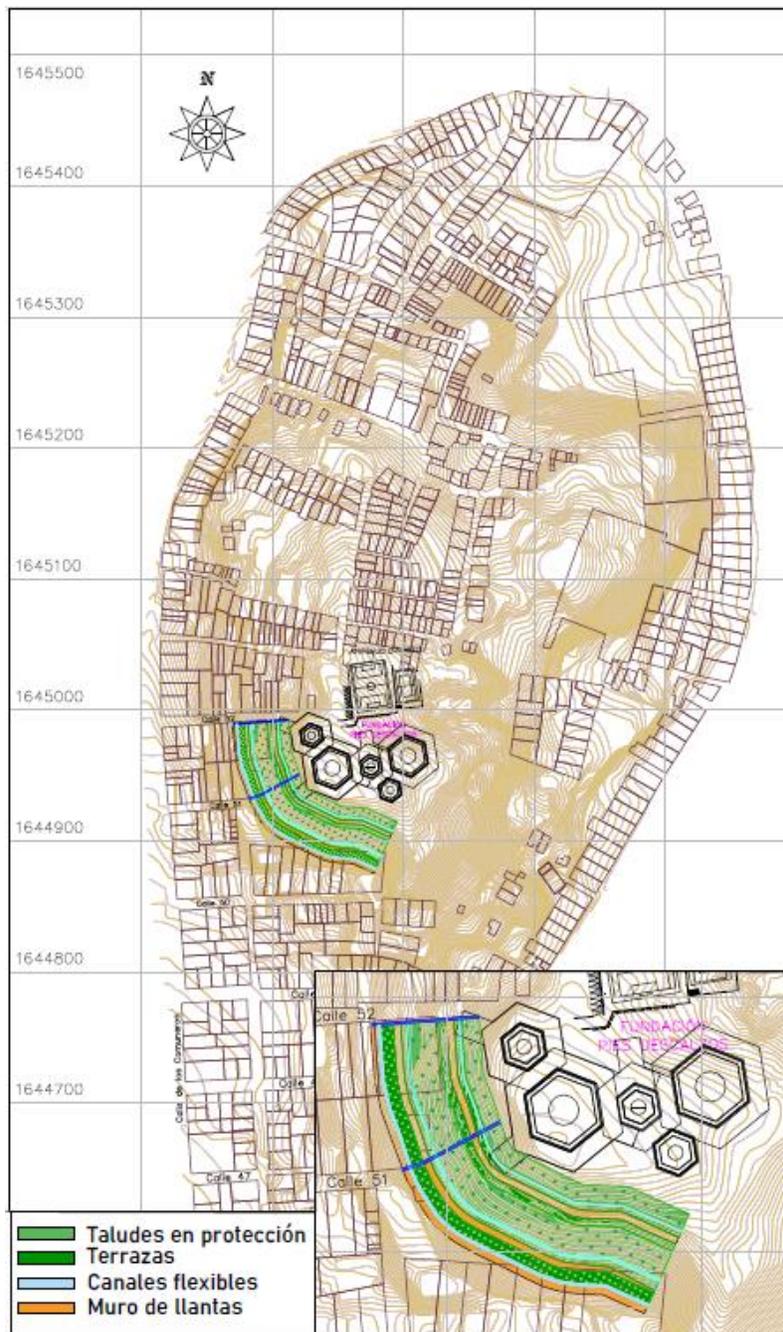
Fuente: Autores.

En el caso del sector de Manzanares en el barrio Nuevo bosque, las obras de mitigación propuestas consistieron en la continuación de dos muros rígidos existentes a partir de estructuras flexibles con materiales definidos en el presente proyecto, y se acompañaron con una conformación de la



superficie mediante la construcción de un sistema de terrazas o bermas y el planteamiento de una propuesta de drenaje conformada por 10 cunetas y 2 canales de descarga. De manera similar que, en la zona de Nueva granada, la protección superficial se basó en cobertura vegetal con base en métodos de bioingeniería y fajinas vivas tipo vertier.

Ilustración 43. Obras propuestas en planta - Caso de estudio: Loma del Peyé.



Fuente: Autores.

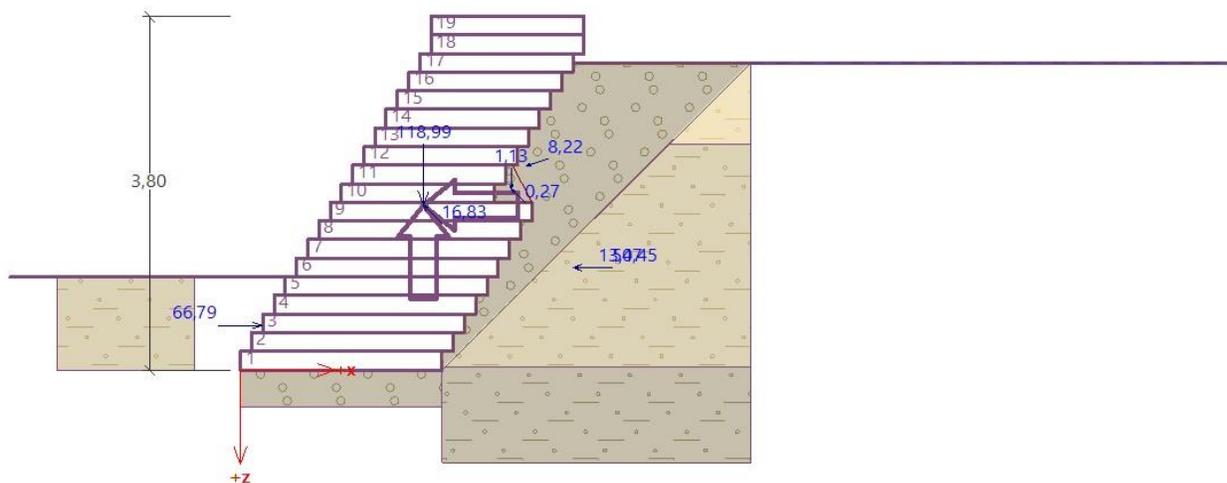


Por último, en el sector de Loma del Peyé, la estabilización de la zona se enfocó en la parte sur del área, en la falda del talud rodeando la Institución Educativa Pies descalzos, debido a que la zona presenta mayor riesgo de vulnerabilidad, según la caracterización de inestabilidad mostrada previamente. En el caso del sector de estudio, la densificación urbana presentada alrededor de la ladera, restringía el espacio disponible para el planteamiento de intervenciones en zonas de baja y media ladera. Por tanto, se realizaron las propuestas de contención para la estabilización en la parte superior y como impedimento para futuros asentamientos de viviendas en este tramo.

7.4.1. Muro de contención

Para garantizar las condiciones de seguridad interna del muro de contención planteado, se verificó la resistencia de la estructura al vuelco y deslizamiento y la capacidad portante ofrecida por el suelo, sobre las condiciones geológico-geotécnicas de la zona, dicho análisis se realizó en los perfiles implementados considerando las presiones laterales y afectaciones por sismicidad presente en la estratigrafía del suelo mediante el software de análisis Geo 5. El análisis de empuje de tierras se realizó por medio de las teorías de Coulomb, considerando un valor nulo para el ángulo de fricción suelo – estructura, debido a las propiedades flexibles que presenta la alternativa no convencional, de igual forma, la evaluación sísmica se realizó con el método de Mononobe-Okabe.

Ilustración 44. Ejemplo de esquema de modelación en Geo5. (Perfil 1) - Caso de estudio: Nueva Granada.



Fuente: Autores.

La verificación de las condiciones anteriormente postuladas, se realizó con base en los factores de seguridad mínimo establecidos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente



NSR – 10, el cual estipula en la tabla H.6.9.1 para muros de contención, los siguientes factores de seguridad para condiciones pseudoestáticas de estudio

Tabla 12. Factores de seguridad mínimos para diseño de muros de contención

Condición	Factor de seguridad
Deslizamiento	$>1,5$
Volcamiento	≥ 2

Fuente: Modificado de (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

En el barrio de Nueva Granada, la solución integral implementada, se fundamentó en la ubicación del muro de llantas recicladas como alternativa de contención no convencional en la parte media baja de la ladera, con el fin de lograr un empalme entre las nuevas propuestas implementadas y un muro de contención existente en un tramo corto del sector.

El muro planteado presenta una longitud de 126 m, con una altura constante de 3.8 m a lo largo de su ubicación y base transversal de 2.16 m, con una pendiente longitudinal del orden de 3% para garantizar el correcto drenaje de las aguas y se conecta con la estructura de contención rígida en la cota 31 m. La estructura se encuentra empotrada 1 m por debajo del nivel del terreno y subyacente a esta, se diseñó una franja de cimentación de espesor de 0.4 m, la cual recorre la totalidad del muro.

En el sector de Manzanares ubicado en el barrio Nuevo Bosque, se tienen dos muros de contención ubicados en la parte media baja de las laderas, manteniendo las dimensiones geométricas de altura y base a lo largo de su longitud, el muro presenta pendientes longitudinales variables dentro del rango de 3 a 5% y se conecta con las estructuras rígida en las cotas 21 y 2 para los muros 1 y 2 respectivamente, enumerados desde la parte baja de la ladera. Los muros se encuentran escalonados separados entre sí, con distancias de alrededor de 6-8 metros actuando como estructuras independientes y conservando las condiciones de empotramiento y cimentación. La longitud de los muros se define de 115 y 128 m para el primer y segundo muro.

En el caso de Lomas del Peyé se planteó la implementación de tres estructuras de contención no convencionales en la zona alta de la ladera Sur oriental, es decir el talud que rodea a la Institución Educativa Pies Descalzos. La colocación de los muros se proyectó como dos muros contiguos ubicados en la zona más escarpadas ubicada a media ladera y un tercer muro más cerca de la base



de la institución educativa pies descalzos, en cuanto a los dos muros contiguos se trazaron con una distancia horizontal de 6 metros entre ellos. El primero de estos dos muros tiene una cota inferior mínima de 30.5 metros sobre el nivel del mar, mientras que el segundo tiene una cota inferior mínima de 33 m.s.n.m. aproximadamente. posterior al segundo muro se realizó un perfilamiento con terrazas de 3 metros de ancho y taludes con 75% de pendiente los cuales fueron posibles gracias a las características geotécnicas de los materiales componentes de la estratigrafía del suelo, en total se realizaron dos terrazas con pendiente de bombeo de 5%. La ubicación en planta de los muros se realizó teniendo en cuenta el perímetro y geometría de la Institución Educativa Pies Descalzos.

7.4.1.1. Análisis de estabilidad interna

Para la verificación de la estabilidad internad del muro en el software Geo5 se hizo o uso del módulo gavión inscrito en el programa, lo anterior debido a la similitud que presenta este tipo de estructuras con las obras alternativas planteadas para este proyecto, se partió inicialmente de la caracterización de los materiales con base en los parámetros definidos en el literal 7.3.1 tal como se muestra a continuación.

Ilustración 45. Ingreso de parámetros del material llanta-relleno en Geo 5.

Editar material 1	
Nombre :	Conjunto Llanta-Relleno
— Relleno —	
Unidad de peso :	$\gamma =$ 16,60 [kN/m ³]
Ángulo de fricción interno :	$\phi =$ 12,00 [°]
Cohesión :	$c =$ 95,50 [kPa]
— Malla —	
Resistencia a la tracción de la malla :	$R_t =$ 20,00 [kN/m]
Espaciamiento de los tabiques verticales : v =	0,60 [m]
Fuerza de conexión :	$R_s =$ 35,70 [kN/m]
OK + ↑ OK + ↓ OK Cancelar	

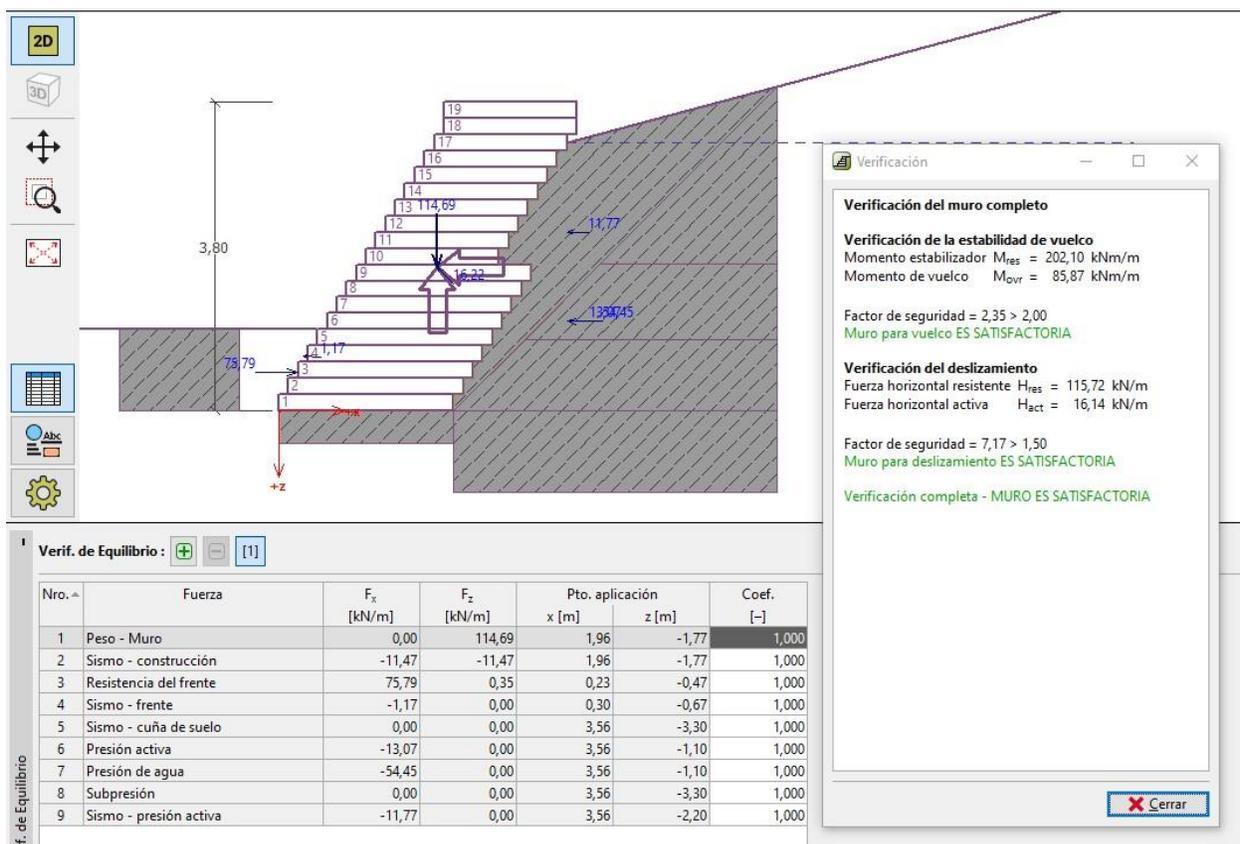
Fuente: Autores.



El análisis se realizó ingresando los parámetros geotécnicos de cada perfil para el diseño de muro establecido esto con el objetivo de evaluar la variación de las presiones y empujes de tierra que se presentaban a lo largo del muro dadas las diferentes estratificaciones, para ello se ingresaron en el programa los valores de las profundidades de cada suelo y sus respectivos parámetros geotécnicos. En el software también se ingresaron los parámetros sísmicos para la ciudad de Cartagena y la profundidad del nivel freático en cada perfil estudiado.

Toda la información ingresada permitió conocer los datos de las fuerzas desestabilizadoras estabilizadoras y momentos estabilizadores, así como sus respectivos puntos de aplicación, con esta información el programa arrojó factores de seguridad para las condiciones de volcamiento y deslizamiento.

Ilustración 46. Ejemplo de análisis en Geo5 - Caso de estudio: Manzanares.



Fuente: Autores



Tabla 13. Factores de seguridad obtenidos en el análisis interno de la estructura de contención en Geo5.

Sector	Perfil		Volcamiento			Deslizamiento			Cap. Vertical			Cap. Horizontal		
			Mres	Movr	FS	Hres	Hact	FS	Rdh	H	FS	Rdh	H	FS
			[KN/m/m]	[KN/m/m]		[KN/m]	[KN/m]		[Kpa]	[Kpa]		[KN]	[KN]	
Nueva Granada	Perfil 1		220,58	80,84	2,73	120,96	20,59	5,87	1166,93	52,86	22,08	123,15	20,59	5,98
	Perfil 2		220,53	101,21	2,18	120,68	62,02	1,95	283,81	53,54	5,1	123,8	62,2	1,99
	Perfil 3		220,535	94,91	2,32	120,86	48,99	2,47	273,6	53,85	5,08	124,26	62,02	2
Manzanares	Perfil 1	Muro 1	220,57	99,86	2,21	120,83	59,05	2,05	79,73	51,33	1,6	120,83	59,05	2,05
		Muro 2	220,57	99,86	2,21	120,83	59,05	2,05	79,73	51,33	1,6	120,83	59,05	2,05
	Perfil 2	Muro 1	220,64	100,33	2,2	120,84	59,4	2,03	87,57	51,34	1,71	120,84	59,4	2,03
		Muro 2	220,64	100,33	2,2	120,84	59,4	2,03	87,57	51,34	1,71	120,84	59,4	2,03
	Perfil 3	Muro 1	220,56	92,98	2,37	120,87	45,19	2,67	261,39	50,7	5,19	119,37	45,19	2,65
		Muro 2	220,66	93,17	2,37	120,9	45,31	2,67	268,04	51,37	5,22	120,9	45,31	2,67
	Perfil 4	Muro 1	220,53	100,5	2,19	120,82	60,61	1,99	114,04	51,32	2,22	120,82	60,61	1,99
		Muro 2	220,53	100,5	2,19	120,82	60,61	1,99	114,04	51,32	2,22	120,82	60,61	1,99
	Perfil 5	Muro 1	220,66	92,53	2,38	120,9	43,78	2,76	290,46	50,61	5,74	119,7	43,78	2,74
	Loma del Peyé	Perfil 7	Muro 1	264,17	130,78	2,42	129,82	34,62	4,50	282,54	51,00	6,64	142,39	35,69
Muro 2			256,36	106,82	2,95	131,22	13,12	12,31	444,30	55,68	9,82	148,92	13,48	13,60
Muro 3			270,18	108,59	3,04	147,72	34,80	5,17	8180,50	64,72	10,00	150,53	34,80	5,28
Perfil 8		Muro 1	240,16	118,89	2,20	118,02	31,47	4,09	256,86	46,36	6,04	129,44	32,44	4,35
		Muro 2	222,93	92,89	2,57	114,10	11,41	10,70	386,35	48,41	8,54	129,49	11,72	11,82
		Muro 3	234,94	94,42	2,64	128,45	30,26	4,49	7113,48	56,28	134,01	130,90	30,26	4,59
Perfil 9		Muro 1	234,39	112,67	2,08	123,04	29,96	4,11	327,29	54,83	5,97	123,04	29,96	4,11
		Muro 2	221,64	73,56	3,01	121,18	9,37	12,93	501,49	51,56	9,73	121,18	9,37	12,93
		Muro 3	221,64	89,08	2,49	121,18	28,55	4,24	6710,83	53,09	126,42	123,49	28,55	4,33
Perfil 10		Muro 1	220,33	109,07	2,02	108,28	28,87	3,75	235,65	42,54	5,54	118,76	29,76	3,99
		Muro 2	208,34	86,81	2,40	106,64	10,66	10,00	361,07	45,25	7,98	121,02	10,95	11,05
		Muro 3	208,34	90,58	2,30	106,64	27,34	3,90	510,57	92,33	5,53	116,38	27,91	4,17

Fuente: Autores.



Por último, se verificó la capacidad del material de amarre midiendo su resistencia contra deslizamiento volcamiento y resistencia a la tracción ocasionada por el empuje de tierras sobre el suelo, para estos parámetros igual que para los anteriores se obtuvieron factores de seguridad. Los valores encontrados para todos los parámetros medidos se muestran en la tabla 13.

7.4.2. Perfilamiento de taludes

Aun cuando algunas áreas en los casos de estudio fueron delimitadas como zonas de baja vulnerabilidad ante la ocurrencia de deslizamientos rotacionales es necesario contemplar que, dados los antecedentes y el análisis de la estratigrafía actual, es muy posible que estas zonas se enfrenten a un problema de erosión no detectable con el análisis de fallas circulares. Teniendo en cuenta lo anterior, las obras de contención planteadas se complementaron con un reperfilamiento de las laderas, diseñando un sistema de terrazas o bermas que permitieran no solo el control de la erosión, sino también el manejo de la pendiente de los taludes y la captación eficaz del agua de escorrentía.

Los sistemas de terraceo planteado para cada una de las zonas representaban un movimiento de tierra dado la necesidad de cortar y rellenar para establecer la reconformación de los taludes. Durante el diseño de los sistemas se procuró que el requerimiento de relleno fuera el mínimo posible dados los costos de este, para ello se plantearon reconformaciones con pendientes relativas o similares a la morfología del terreno.

Una de las limitantes durante el proceso de dimensionamiento de las bermas y taludes fue el proceso constructivo y la facilidad de ejecutar las obras. Debido a que se trataban de laderas extensas y de alta variabilidad de cotas se estableció un ancho mínimo de terrazas de 3 metros transversalmente, lo anterior con el objetivo de permitir el transporte de los equipos a utilizar durante la conformación de las mismas. De igual manera se formuló el diseño teniendo en cuenta la ubicación de los muros de contención diseñados y los canales preexistentes en cada zona.

Para primer caso de estudio en la zona de Nueva Granada se tuvo en cuenta que a lo largo del talud existían zonas un poco menos escarpadas que permitieron diseñar terrazas mucho más anchas de lo tradicional, en este caso se trabajaron con anchos de terraza variables. En la zona Sur oriental se colocaron dos terrazas, las zonas en las que se construyeron permitieron trabajar la berma en la parte baja de la ladera con un ancho de 6 metros y la berma en la parte alta de la ladera con un



ancho de 8 metros transversalmente. En la parte central de la ladera se construyó una terraza pequeña con pendiente de bombeo negativa debido a la existencia de un canal de descarga y que a su vez sirvió de conexión entre la zona centro y la zona noroccidental de la ladera, para esta zona los taludes se trabajaron con pendientes mínimas de 20%, la reconfiguración de la ladera se extendió desde el sitio de construcción de la alternativa no convencional y hasta la zanja de coronación proyectada para tomar las aguas detrás de la corona del talud.

En el caso de Manzanares se conformaron las terrazas teniendo en cuenta en gran medida la pendiente de los canales transversales del talud que descargaban hacia un canal disipador longitudinal con el mismo, en este caso se proyectaron 3 bermas que recorren el talud en todo su ancho, la pendiente de los taludes estuvo restringida de igual forma por los canales existentes y la necesidad de emplazar la obra de contención en la parte baja de la ladera, estas pendientes variaron entre 20% y 30%, a diferencia de la zona de Nueva Granada en este caso se conformó el talud en aproximadamente toda su longitud.

Por último, en Lomas del Peyé, el planteamiento de las bermas en el talud se proyectó teniendo en cuenta como primer punto el área libre disponible para estabilizar, debido a la densificación poblacional de la zona fue necesario acoplarse a los espacios no urbanizados. La proyección de la berma e incluso de los muros de contención partió de la zona más alta ladera hacia la zona más baja de la ladera debido a que como se ha mencionado anteriormente en la cota más alta de la parte suroriental de la Loma del Peyé se encuentran construido la Institución Educativa Pies Descalzos, la cual representó una gran restricción al momento de contemplar los movimientos de tierra que se podían realizar en la Loma. Dadas las características de los materiales conformantes de la estratificación de la Loma del Peyé se logró trabajar taludes con pendientes de hasta 75%, de manera general se plantearon 3 muros de contención de los cuales 2 se encontraban en la parte más baja de la zona libre y fueron proyectados contiguamente y distanciados por una berma de 6 metros, el tercer muro se encontró en la parte más alta bordeando y siguiendo la forma perimetral de la institución educativa pies descalzos. Al igual que en los casos anteriores las terrazas construidas permitieron la vinculación de obras de drenaje que trabajarán de manera eficiente para retirar el agua de escorrentía.

Cabe notar que en todos los casos de estudio se determinó dimensionar con una pendiente de ladera longitudinal mayor o igual al 3% y las bermas se trabajaron con pendientes transversales mayores



o iguales al 5% por motivos de evacuación del agua. Dentro de la conformación de taludes y terrazas se tuvo en cuenta también los cortes necesarios para proveer un espacio de relleno de cara a la parte trasera del muro que permitiera la correcta relación de presión de poros entre el terreno detrás del muro y la estructura diseñada, así como la evacuación y pérdida de altura del nivel freático.

Junto al reperfilamiento definido para las diferentes laderas, se consideró a su vez técnicas de bioingeniería que ayudarán a la protección de la superficie expuesta a fenómenos de erosión causados por factores meteorológicos. Dadas las condiciones agrogeológicas de las zonas, las cuales presentan similitud entre si y se caracterizan por unidades tipo bosque seco tropical, para este caso la recopilación bibliográfica indica una adaptación a partir de estacas vivas con especies vegetales tipo vetiever.

Además de su buena relación con la vegetación de las zonas, las fajinas tipo vetiever entre sus propiedades presentan una raíz de tipo pivotante que permiten su crecimiento de manera vertical alcanzando mayores profundidades que otros tipos de vegetación, y por ende haciendo las veces de un pequeño anclaje superficial puede aportar mayor estabilidad y resistencia al corte en el terreno. Se recomienda al momento de construir con este tipo de sistemas optimizar los tiempos para garantizar la estabilidad de la ladera. Entre otras ventajas se tiene la mejora en el tratamiento de agua superficial del talud, menores costos y facilidad de ejecución.

7.4.3. Propuesta de obras de drenaje

El manejo del agua superficial en los taludes inestables puede reducir en gran porcentaje la amenaza y vulnerabilidad presentes en el área de estudio, debido a la ocurrencia de fenómenos relacionados con movimientos en masa. Es por ello, que para evitar una reducción en la funcionalidad y vida útil de las obras de mitigación a implementar, así como para garantizar la permanencia en el tiempo de la estabilización de la zona, el presente proyecto realizó un predimensionamiento de obras de drenaje superficial que fueran capaces de recolectar y transportar el flujo de agua fuera de las laderas lo más rápido posible, manteniendo en igual medida, las características de economía y viabilidad técnica para las estructuras hidráulicas postuladas a continuación.



Inicialmente para el planteamiento de las obras fue necesario conocer la configuración del sistema de terrazas implementado en cada zona y asegurar que las pendientes resultantes del diseño cumplieran con las condiciones mínimas requeridas para el funcionamiento eficiente de los canales y cunetas a proyectar. Con el objetivo de mantener el bajo costo de las obras de drenaje se planteó implementar canales flexibles revestidos en sacos de suelo cemento, debido que esta opción, además de resultar más económica en relación con los canales rígidos tradicionales, presentan altas propiedades de funcionalidad con un proceso constructivo más sencillo. La empresa GMS INGENIEROS Y CONSULTORES S.A.S, en su informe “Estudio hidrológico y diseño de obras para estabilización del cauce de la quebrada la peladero, vereda los Gómez, municipio de Itagüí”, plantean un sistema de soluciones de drenaje usando saco suelo cemento como revestimiento, por tanto, brindan información técnica con respecto a la caracterización de dicho material, postulando valores del orden de 0.024 para coeficientes de rugosidad en revestimientos de saco suelo – cemento (2013, pág. 82). Por tanto, para el análisis y simulación de las obras de drenaje, se hará uso de este coeficiente para el cálculo del diseño en los diferentes canales.

El dimensionamiento de las diferentes estructuras hidráulicas se justificó para el manejo de caudales de escorrentía presentes en las laderas de estudio, para esto, fue necesaria la estimación de los caudales a partir del método Racional, el cual además de su sencillez matemática, es recomendado para cuencas pequeñas con áreas inferiores a 400 ha y hasta 2 km², tal como es el caso en los sectores en Nueva granada, Manzanares y la ladera oriental en la Loma del Peyé. Por lo tanto, la estimación de los caudales se realizó con base en la siguiente expresión

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde A representa el área de drenaje, I la intensidad de diseño y C se define como el coeficiente de escorrentía, dicha expresión se expresa en unidades de m³/s

El coeficiente de retorno se tomó para zonas verdes, considerando las medidas de implementación para recuperación de la cobertura vegetal en los taludes, por tanto, se orientó la investigación con los coeficientes determinados en el texto Hidrología aplicada del autor Ven te Chow, el cual estipula variabilidad de este parámetro en los diferentes periodos de retorno.



Tabla 14. Coeficientes de escorrentía implementados en el diseño con respecto al periodo de retorno

Periodo de Retorno [años]	10	20	50	100	200
Coefficiente de escorrentía	0.4	0.44	0.47	0.51	0.53

Fuente (1994, pág. 511)

Conforme a los parámetros estipulados en el cálculo por el método racional, se hizo uso del software AutoCAD Civil 3D, para determinar las áreas tributarias correspondientes a cada obra proyectada y de igual manera, fue posible la caracterización cuantitativa de las cuencas conforme a sus propiedades geométricas, definidas como perímetro, área, ancho y longitud principal del cauce.

Seguidamente, abarcando lo correspondiente a la intensidad de diseño en las cuencas, se implementó el método de las Curvas de Intensidad – Duración – frecuencia, Sin embargo, para la ciudad de Cartagena, se cuenta con una expresión matemática postulada por el Plan Maestro de Drenajes Pluviales en el año 2007, la cual se encuentra calibrada según datos obtenidos durante varios años de la estación del aeropuerto Rafael Núñez, por lo tanto presenta características regionales y es aplicable para las laderas en estudio. La ecuación se encuentra definida como se muestra

$$I\left(\frac{mm}{h}\right) = \frac{650.8635 * T^{0.01067}}{(t_c + 10)^{0.5878}}$$

La expresión dada para la intensidad de diseño relaciona el periodo de retorno en años (T) y el tiempo de concentración (tc) en minutos.

Con respecto al periodo de retorno definido para el diseño de las obras de drenaje, se analizó el comportamiento para condiciones de 10, 20, 50, 100 y 200 años. Seguidamente se realizó el cálculo del tiempo de concentración, del cual se tiene una amplia gama de postulados matemáticos para la estimación de su valor, Sin embargo, uno de los métodos más utilizados, se conoce como la ecuación de Kirpich, la cual sirvió de referencia para el presente informe en conjunto con el método de la velocidad propuesto por el Plan Maestro de Drenajes Pluviales de Cartagena. El primer método mencionado, se tomó en consideración debido a su aceptación popular en análisis hidrológicos y el segundo por sus propiedades experimentales que se adaptan a las condiciones regionales presentadas en la ciudad de estudio. Con los resultados de ambos métodos se realizó un promedio aritmético definiendo un valor final de tiempo de concentración.



Estos métodos fueron evaluados, por medio de las siguientes expresiones

$$t_c = 3.9756 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

En la expresión planteada por Kirpich , L representa la longitud del cauce principal y S la pendiente de la cuenca.

Para el método de la velocidad se tiene:

$$t_c = \frac{L_c}{V_c}$$

Donde L_c representa la longitud del cauce principal y V_c la velocidad de concentración en m/s, y que se obtiene a partir de la ecuación

$$V_c = K\sqrt{S}$$

Donde S representa la pendiente de la cuenca y K se define como una constante regional. En la ciudad de Cartagena, el Plan Maestro de Drenajes Pluviales del año 1981, estipula un valor de constante $K=4.47$ para la estimación de la anterior expresión.

Los parámetros de diseño definidos se tomaron en la condición de un periodo de retorno definido de 100 años, de igual manera las dimensiones de las diferentes obras, se estipularon para caudales estimados con este mismo periodo. Los canales fueron diseñados para condición de tirante normal, validando la sección de máxima eficiencia a través del software de libre acceso HCANALES. De igual manera, se consideró un borde libre del orden de 0.3 cm para garantizar una seguridad de las estructuras

Respecto a las obras hidráulicas existentes en la zona, con característica de material rígido, se realizó una comprobación de la capacidad de transporte para garantizar que la estructura de drenaje mantuviera su funcionalidad con los nuevos sistemas de estabilización implementados.

En el barrio de nueva granada, para el sistema de reperfilamiento presentado, se realizó una propuesta de drenaje compuesta por 8 cunetas ubicadas en la intersección de bermas y taludes planteados, con la función de recolectar las aguas provenientes del conjunto de las dos áreas. Las aguas de las cunetas, son a su vez recolectadas por tres canales de descarga ubicados en la parte



central, la parte derecha y la parte baja de la ladera. Conforme a las estructuras planteadas se definieron 16 áreas tributarias con las características mostradas a continuación

Tabla 15. Características de las áreas de drenaje – Caso de estudio: Nueva Granada.

Áreas tributarias	Área	Perímetro	Longitud	Ancho	Pendiente
	[m ²]	[m]	[m]	[m]	[m/m]
A1	3067.66	269.5	159.15	52.80	0.10
A2	1391.83	217.3	102.40	20.00	0.13
A3	773.12	236.2	102.40	14.00	0.05
A4	1474.63	180.4	67.85	21.00	0.50
A5	593.96	158.6	67.85	8.00	0.05
A6	638.31	105.3	43.28	22.00	0.23
A7	378.31	111.5	43.28	8.00	0.05
A8	1268.72	273.8	117.76	20.00	0.40
A9	596.41	255.1	117.76	8.00	0.05
A10	1266.87	193.6	84.34	20.00	0.18
A11	931.39	161.3	74.01	16.00	0.50
A12	1401.51	117.7	89.37	33.50	0.22
A13	695.09	194.1	89.37	8.00	0.05
A14	1476.03	215.9	93.48	12.00	0.55
A15	1870.78	297.4	721.65	49.60	0.30
A16	2122.39	215.8	107.74	32.85	0.10

Fuente: Autores

Seguidamente, haciendo uso de las expresiones anteriormente planteadas por los autores Kirpich y El Plan Maestro de Drenaje Pluviales en Cartagena, se realizó la estimación de los valores de caudal en el Barrio de Nueva Granada

Tabla 16. Caudales de diseño para obras de drenaje – Caso de estudio: Nueva Granada.

Canales	Áreas tributarias		tc [min]		tc [min]	I [mm/h]	Q [m ³ /s]
			Kirpich	PDC			
Corona	A1	3067.66	2.34	1.88	2.11	245.60	1.07
2.00	A2	1391.83	1.51	1.06	1.28	256.01	0.50
	A3	773.12	2.18	1.71	1.94	247.61	0.27
							0.78
3.00	A4	1474.63	0.65	0.36	0.51	266.99	0.56
	A5	593.96	1.59	1.13	1.36	255.01	0.21
							0.77
4.00	A8	1268.72	1.09	0.69	0.89	261.38	0.47
	A9	596.41	2.43	1.96	2.19	244.59	0.21
							0.68
5.00	A10	1266.87	1.15	0.74	0.94	260.66	0.47
6.00	A12	1401.51	1.11	0.71	0.91	261.13	0.52
	A13	695.09	1.96	1.49	1.73	250.29	0.25
							0.76



7.00	A6	638.31	0.62	0.34	0.48	267.37	0.24
	A7	378.31	1.12	0.72	0.92	260.96	0.14
							0.38
8.00	A11	931.39	0.70	0.39	0.54	266.41	0.35
9.00	A16	2122.39	1.74	1.27	1.50	253.13	0.76
	A14	1476.03	1.74	1.27	1.50	265.03	0.55
							1.32
Recolector derecha	A14	1476.03	1.74	1.27	1.50	265.03	0.55
	Canal 7						0.38
	Canal 8						0.35
							1.29
Recolector Centro	Canal 2						0.78
	Canal 3						0.77
	Canal 4						0.68
	Canal 5						0.47
Recolector bajo	A15	1870.78	4.92	4.91	4.91	217.29	0.58
	Rec centro						2.69
							3.27

Fuente: Autores

Con base en los resultados anteriores y los brindados por el software HCanales, las dimensiones de las obras de drenaje para el sector de Nueva granada se estipulan a continuación

Tabla 17. Parámetros de diseño de estructuras hidráulicas – Caso de estudio: Nueva Granada.

Canal	Q	So	Tipo de sección	Talud	y	Velocidad	Ancho (T)	Base (b)	Número de Froude	Tipo de flujo
	[m ³ /sg]	[m/m]								
C	1.07		Trapezoidal	1						
2	0.78	0.03	Trapezoidal	1	0.411	25.156	1.2	0.35	15.572	Supercrítico
3	0.77	0.03	Trapezoidal	1	0.408	25.081	1.2	0.35	15.559	Supercrítico
4	0.68	0.03	Trapezoidal	1	0.39	24.314	1.1	0.34	15.892	Supercrítico
6	0.76	0.03	Trapezoidal	1	0.408	24.999	1.2	0.35	15.439	Supercrítico
7	0.40	0.03	Trapezoidal	1	0.320	21.293	1	0.28	14.935	Supercrítico
9	1.11	0.03	Trapezoidal	1	0.498	2.85	1.4	0.4	16.077	Supercrítico
Rec. Der.	1.30	0.45	Trapezoidal	1	0.3	7.893	1	0.25	57.213	Supercrítico
Rec. Bajo	3.27	0.05	Trapezoidal	1	0.7	36.005	2	0.56	1.992	Supercrítico

Fuente: Autores

El manejo de aguas en el sector de manzanares se compone de 10 cunetas que recolectan las aguas del reperfilamiento planteado y dos canales de descargas que cumplen con la función de evacuar dichas aguas. Dentro de las cunetas planteadas, se encuentran dos ubicadas en la parte delantera



de los muros y comunican con los canales de descarga de material rígido existente en la zona. Para esta localidad se describen 21 áreas tributarias con las siguientes características geométricas

Tabla 18. Características de áreas de drenaje en el sector Manzanares.

Área tributaria	Área	Perímetro	Longitud	L (Km)	Ancho	Pendiente
	[m ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/m]
A1	1955.33	272.68	116.50	0.12	25.47	0.18
A2	450.70	104.18	51.89	0.05	21.26	0.18
A3	405.03	226.08	100.45	0.10	4.00	0.05
A4	191.04	102.52	53.07	0.05	4.00	0.05
A5	1771.05	293.21	135.00	0.14	14.00	0.12
A6	728.96	132.47	68.80	0.07	14.00	0.12
A7	74.40	105.94	73.53	0.07	1.50	0.03
A8	117.58	160.86	60.51	0.06	1.50	0.03
A9	78.44	113.30	68.24	0.07	1.50	0.03
A10	805.31	142.86	70.80	0.07	18.80	0.10
A11	753.09	159.88	59.51	0.06	19.00	0.10
A12	280.65	125.33	67.24	0.07	27.00	0.10
A13	99.95	135.90	68.30	0.07	1.50	0.03
A14	66.87	112.92	55.80	0.06	1.50	0.03
A15	84.05	110.80	55.70	0.06	1.50	0.03
A16	214.40	147.60	103.00	0.10	3.00	0.05
A17	251.30	113.62	49.00	0.05	3.00	0.05
A18	256.00	117.27	68.00	0.07	3.00	0.05
A19	913.91	184.50	100.00	0.10	26.00	0.20
A20	265.60	103.60	46.00	0.05	22.00	0.20
A21	372.54	121.71	65.00	0.07	9.00	0.20
A22	95.20	69.50	35.00	0.04	3.00	0.03
A23	154.00	85.00	45.00	0.05	3.00	0.03
A24	212.00	117.00	60.00	0.06	3.00	0.03

Fuente: Autores.

La distribución de las diferentes áreas para cada estructura hidráulica planteada, se detalla en la tabla mostrada a continuación, en la cual se definieron los caudales de diseño para el dimensionamiento de los canales

Tabla 19. Caudales de diseño para obras de drenaje – Caso de estudio: Manzanares.

Canales	Áreas tributarias		tc [min]		tc [min]	I [mm/h]	Q [m ³ /s]
			Kirpich	PDC			
Canal 1	A1	1955.33	1.47	1.02	1.25	256.51	0.71



Estudio de viabilidad técnica de alternativas no convencionales para obras de protección y contención de taludes en sitios críticos del casco urbano de la ciudad de Cartagena



	A3	405.03	0.79	1.07	0.93	218.12	0.13
							0.84
Canal 2	A2	450.70	0.79	1.07	0.93	260.83	0.17
	A4	191.04	2.15	7.49	4.82	239.54	0.06
							0.23
Canal 3	A5	1771.05	1.92	4.19	3.06	234.94	0.59
Canal 4	A6	728.96	1.15	2.14	1.64	251.36	0.26
Canal 5	A9	78.44	1.94	8.48	5.21	214.79	0.02
	A12	280.65	1.21	2.51	1.86	248.66	0.10
	A15	84.05	1.66	6.92	4.29	222.81	0.03
							0.15
Canal 6	A18	256.00	1.59	5.07	3.33	232.12	0.08
	A21	372.54	0.90	1.21	1.06	259.10	0.14
	A24	212.00	1.76	7.46	4.61	219.97	0.07
							0.29
Canal 7	A8	117.58	1.77	7.52	4.64	219.64	0.04
	A11	753.09	1.10	2.22	1.66	251.14	0.27
	A14	66.87	1.66	6.94	4.30	222.75	0.02
							0.33
Canal 8	A17	251.30	1.24	3.65	2.44	241.69	0.09
	A20	265.60	0.69	0.86	0.77	263.07	0.10
	A23	154.00	1.41	5.59	3.50	230.39	0.05
							0.24
Canal 9	A7	74.40	2.06	9.14	5.60	211.65	0.02
	A10	805.31	1.26	2.64	1.95	247.55	0.28
	A13	99.95	1.94	8.49	5.22	214.76	0.03
							0.34
Canal 10	A16	214.40	2.19	7.68	4.93	217.12	0.07
	A19	913.91	1.25	1.86	1.56	252.40	0.33
	A24	212.00	1.76	7.46	4.61	219.97	0.07
							0.46
Descarga 1	Canal 1						0.84
	Canal 2						0.23
	Canal 3						0.59
	Canal 4						0.26
	Canal 5						0.15
	Canal 6						0.29
							2.35
Descarga 2	Canal 7						0.33
	Canal 8						0.24
	Canal 9						0.34



	Canal 10						0.46
							1.35

Fuente: Autores.

Los datos arrojados por el software Hcanales en el sector manzanas se definen a continuación, cabe resaltar que para los canales rígidos existentes se comprobó la capacidad de transporte con respecto a las dimensiones estipuladas en los informes postulados en el año 2011, correspondiente al año de diseño, y se verificó que la capacidad fuera mayor a la solicitada en la presente investigación, obteniendo valores satisfactorios.

Tabla 20. Parámetros de diseño de estructuras hidráulicas – Caso de estudio: Manzanas.

Obras	Q	So	Tipo de sección	Talud	y	Velocidad	Ancho	Froude	Tipo de flujo
	[m ³ /sg]	[m/m]		1(V): z(H)	[m]	[m/sg]	[m]		
Cuneta 1	0.84	0.03	Trapezoidal	1	0.4234	2.6	0.4	1.6	supercrítico
Cuneta 2	0.23	0.03	Trapezoidal	1	0.26	1.8542	0.216	1.4	supercrítico
Cuneta 3	0.59	0.03	Trapezoidal	1	0.3708	2.35	0.3	1.5	supercrítico
Cuneta 4	0.26	0.03	Trapezoidal	1	0.3	1.91	0.226	1.4538	supercrítico
Cuneta 5	0.15	0.03	Trapezoidal	1	0.22	1.7	0.2	1.4	supercrítico
Cuneta 6	0.29	0.03	Trapezoidal	1	0.28	1.97	0.23	1.4	supercrítico
Cuneta 7	0.33	0.03	Trapezoidal	1	0.3016	2.0445	0.25	1.47	supercrítico
Cuneta 8	0.24	0.03	Trapezoidal	1	0.3	1.91	0.226	1.4538	supercrítico
Cuneta 9	0.34	0.03	Trapezoidal	1	0.3016	2.0445	0.25	1.47	supercrítico
Cuneta 10	0.46	0.03	Trapezoidal	1	0.3511	2.26	0.3	1.5	supercrítico

Fuente: Autores.

Por último, para el sector oriental en la Loma del Peyé, se plantearon 6 cunetas, una de ellas ubicada junto a una estructura no convencional y dos canales de descarga ubicados de manera central y uno lateral, con este planteamiento se definieron 12 áreas de drenaje con las siguientes características

Tabla 21. Características de áreas de drenaje - Loma del Peyé.

Área tributaria	Área	Perímetro	Longitud	L (Km)	Ancho	Pendiente
	[m ²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m/m]
A1	300.55	100.13	56.06	0.06	7.00	0.75
A2	614.62	191.62	97.53	0.10	7.00	0.75
A3	136.88	96.66	49.13	0.05	3.00	0.05
A4	291.49	191.26	96.96	0.10	3.00	0.05
A5	142.49	101.17	51.23	0.05	3.00	0.05



A6	287.56	198.28	99.94	0.10	3.00	0.05
A7	608.13	125.68	65.48	0.07	12.00	0.75
A8	1212.30	245.60	115.70	0.12	12.00	0.75
A9	161.32	113.80	57.54	0.06	3.00	0.05
A10	364.11	219.80	1.54	0.00	3.00	0.05
A11	340.76	125.02	63.18	0.06	6.00	0.03
A12	668.11	234.72	119.38	0.12	6.00	0.03

Fuente: Autores.

De la misma manera, se describen las áreas correspondientes para cada estructura y el cálculo de los caudales para la obtención de las dimensiones con revestimiento de saco suelo – cemento.

Tabla 22. Caudales de diseño para obras de drenaje – Caso de estudio: Loma del Peyé.

Canales	Áreas tributarias		tc [min]		tc [min]	I [mm/h]	Q [m ³ /s]
			Kirpich	PDC			
Canal 1	A1	300.55	0.48	0.24	0.36	269.16	0.11
	A6	287.56	1.24	3.66	2.45	241.62	0.05
							0.16
Canal 2	A2	614.62	0.74	0.48	0.61	265.41	0.23
	A4	291.49	2.09	7.23	4.66	219.50	0.09
							0.32
Canal 3	A7	608.13	0.54	0.33	0.43	268.05	0.23
	A9	161.32	1.40	4.29	2.84	237.24	0.05
							0.29
Canal 4	A8	1212.30	0.84	0.58	0.71	263.99	0.45
	A10	364.11	0.09	0.11	0.10	273.24	0.14
							0.59
Canal 5	A11	340.76	1.83	7.85	4.84	217.93	0.11
Canal 6	A12	668.11	2.99	14.84	8.91	188.99	0.18
Descarga 1	Canal 1						0.16
	Canal 3						0.29
	Canal 5						0.11
							0.55
Descarga 2	Canal 2						0.32
	Canal 4						0.59
	Canal 6						0.18
							1.09

Fuente: Autores.

A continuación, se describen las características de cada una de las obras hidráulicas proyectadas en la ladera de la Loma del Peyé.



Tabla 23. Parámetros de diseño de estructuras hidráulicas – Caso de estudio: Loma del Peyé.

Obras	Q	So	Tipo de sección	Talud	y	Velocidad	Ancho	Numero de Froude	Tipo de flujo
	m ³ /sg	m/m		1(V): z(H)	[m]	[m/sg]	[m]		
Cuneta 1	0.16	0.03	Trapezoidal	1	0.2273	1.7	0.2	1.4	Supercrítico
Cuneta 2	0.32	0.03	Trapezoidal	1	0.3	2.01	0.25	1.5	Supercrítico
Cuneta 3	0.29	0.03	Trapezoidal	1	0.2841	1.96	0.23	1.5	Supercrítico
Cuneta 4	0.59	0.03	Trapezoidal	1	0.2841	1.96	0.23	1.5	Supercrítico
Cuneta 5	0.11	0.03	Trapezoidal	1	0.2	1.5	0.2	1.3	Supercrítico
Cuneta 6	0.18	0.03	Trapezoidal	1	0.23	1.7	0.2	1.42	Supercrítico
Canal 1	0.55	0.03	Trapezoidal	1	0.36	2.3	0.3	1.5	Supercrítico
Canal 2	1.09	0.03	Trapezoidal	1	0.47	2.73	0.4	1.6	Supercrítico

Fuente: Autores.

7.5. Análisis de estabilidad global

El análisis de estabilidad global de una ladera permite conocer y tener certeza de que las obras proyectadas no sólo funcionan por sí mismas sino como conjunto para garantizar que en los taludes no se presenten deslizamientos, flujos, caídas u otro tipo de fenómenos de remoción en masa. Por ello el análisis global de los casos representa el último paso en la determinación de la funcionalidad técnica de las obras diseñadas, no sólo de las obras no convencionales sino también de la terracería y la protección de las laderas con métodos de bioingeniería.

En esta fase y una vez establecido el número de estructuras, su localización, las pendientes de los perfilamientos, los anchos de las bermas y acotado todo el perfil intervenido, se realizó el análisis utilizando el método de equilibrio.

Continuando con la premisa de evaluar la condición más desfavorable, el análisis en el software Slide, se realizó considerando las condiciones de suelo saturado con un ru de 0,5, y además se evaluó la capacidad de respuesta ante un sismo ingresando los coeficientes de aceleración pico horizontal y vertical. Se evaluó la funcionalidad de la alternativa al comparar los valores de factor de seguridad encontrados con el referente de 1,5.

Inicialmente se evaluó el caso de estudio de Nueva Granada. Se anota que para el análisis se utilizaron los métodos de Bishop y Morgensten.

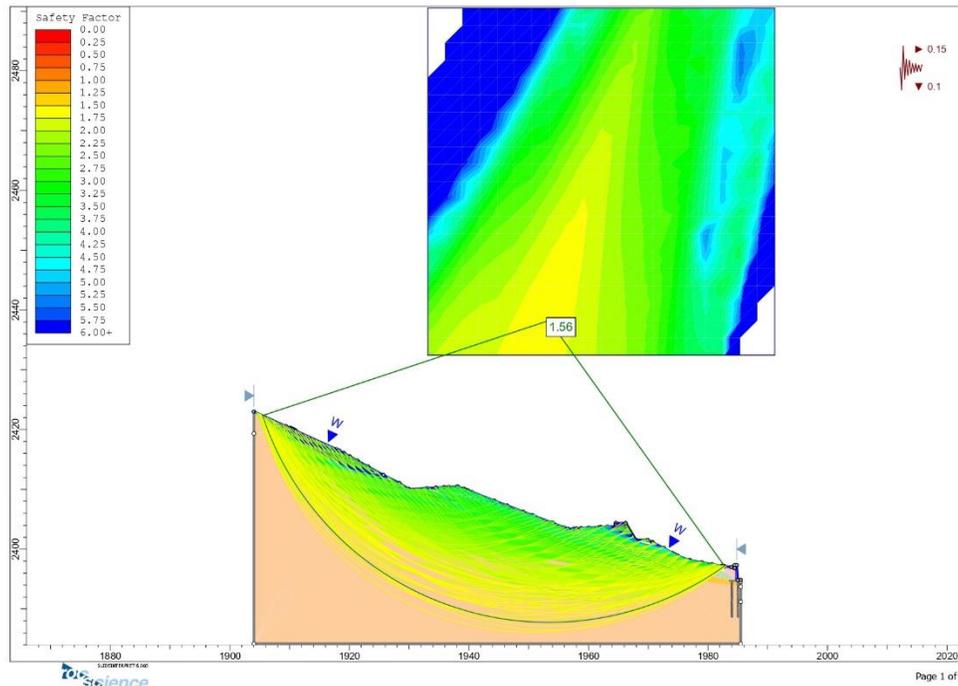


Tabla 24. Resultados del análisis de estabilidad global – Caso de estudio: Nueva Granada.

Perfil	Método de análisis		Intervención
	Morgensten	Bishop	
Perfil 1	2,095	2,095	Alternativa no convencional, Terrazeo y revegetalización
Perfil 2	1,560	1,560	Alternativa no convencional, Terrazeo y revegetalización
Perfil 3	1,607	1,606	Alternativa no convencional, Terrazeo y revegetalización
Perfil 4	1,308	1,304	Terrazas y revegetilización (Muro rígido preexistente)
Perfil 5	2,608	2,605	Terrazas y revegetilización
Perfil 6	2,789	2,777	Terrazas y revegetilización

Fuente: Autores.

Ilustración 477. Análisis en Slide del perfil 2 de Nueva Granada.



Fuente: Autores.

Analizando el comportamiento de los perfiles 2 y 5 en el barrio de Nueva Granada, se puede observar que las condiciones de la ladera por si solas, sometidas a efecto de presiones de agua y movimientos sísmicos, resultaron en grados de amenaza relativamente altos con factores de seguridad por debajo de la unidad. Sin embargo, el análisis global de estos sectores una vez implementadas las soluciones propuestas en el presente documento lograron un aumento favorable

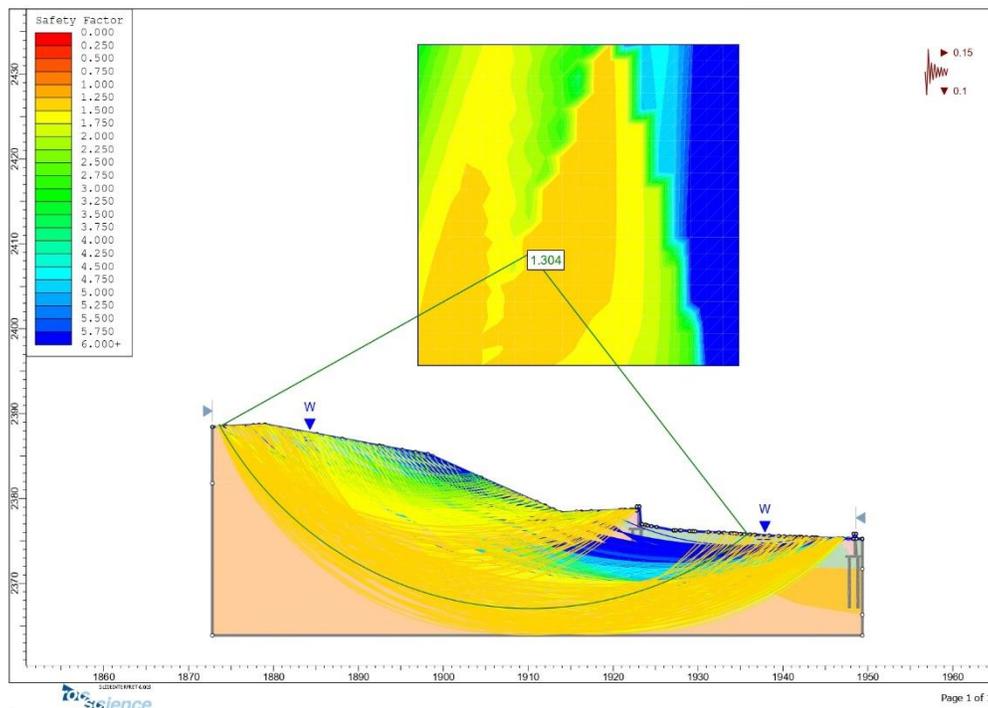


para el comportamiento de la ladera, demostrando aumento en los factores de seguridad arrojados en el programa. Se debe tener en cuenta que el análisis de las simulaciones se realizó en condiciones críticas extremas, por ende, se podría esperar mejor respuesta de las soluciones planteadas ante la presencia real de estos eventos en la zona.

Cómo se puede observar en el esquema para este perfil, las superficies de falla que se ubican dentro del área *aferente* que abarca el sistema de contención se presentan de colores relacionados con valores de seguridad mayores a 2, es decir, que el muro de contención a partir de llantas recicladas es capaz de impedir los deslizamientos de suelo y cumplir a cabalidad la función de retención bajo las condiciones geológico – geotécnicas de la zona.

El análisis del comportamiento de la ladera con un muro de llantas y sistema de terrajeo implementado, se logró demostrar que la estructura no convencional es capaz de contener el suelo que previo a la intervención presentaba menores factores de seguridad o alto riesgo ante deslizamiento.

Ilustración 48. Análisis en Slide del perfil 4 de Nueva Granada.



Fuente: Autores.



Este comportamiento, se destaca para los diferentes perfiles ubicados en el área de estudio, pero como se puede observar de los resultados obtenidos el perfil en más riesgo es el Perfil 4, el cual brinda un factor de seguridad menor al valor esperado definido en 1,5, sin embargo, al analizar las condiciones de este perfil se nota que además de presentar fallas profundas, ya este se encontraba intervenido con obras rígidas de pilotes. A su vez, se observa que la zona estabilizada a través del sistema no convencional resulta eficiente y de gran funcionalidad, debido que permite la reducción de la amenaza que previa a la intervención presento factor de seguridad de 0.897 hasta 1,308. Este aumento considerable en los cálculos y teniendo en cuenta la premisa de evaluación con respecto a las situaciones más desfavorables posible, permite describir viabilidad técnica en las soluciones propuestas ya que este valor de factor de seguridad se encuentra descrito para condición de sismo y altas presiones de agua.

De manera general se puede concluir que la implementación de las obras no convencionales y sistemas de terrazas representan una solución viable al problema de inestabilidad de las laderas del Sector Nueva Granada.

En el caso de Manzanares como se explicó previamente se colocaron dos estructuras de contención contiguas, al realizar el análisis en por los métodos de equilibrio limite, se encontraron los siguientes resultados:

Tabla 25. Resultados del análisis de estabilidad global – Caso de estudio: Manzanares.

Perfil	Método de análisis	
	Morgensten	Bishop
Perfil 1	1.992	1.989
Perfil 2	1.712	1.718
Perfil 3	1.589	1.583
Perfil 4	1.530	1.534
Perfil 5	1.604	1.601
Perfil 6	2.174	2.172

Fuente: Autores.

En el caso de este sector, la zona presentaba dos intervenciones inconclusas a partir de estructuras rígidas en un tramo pequeño de la ladera, y entre las soluciones planteadas se ubicaron las alternativas como una continuación de esas intervenciones anteriores. Según los resultados obtenidos a partir de esta evaluación se obtuvieron factores de seguridad mayores a los mínimos



requeridos para estabilización de taludes, presentando comportamiento favorable a lo largo del área de estudio.

Con base en esta información y recalando que el muro de llantas en el caso de este sector se implementó como prolongación al muro de concreto preexistente, los resultados indican que el sistema de alternativas no convencional puede reemplazar de manera eficiente las soluciones tradicionales implementadas para contención de suelos, debido a que es capaz de simular y adaptarse satisfactoriamente a las funciones requeridas para estructuras de estabilización.

Tabla 26. Resultados del análisis de estabilidad global – Caso de estudio: Loma de Peyé.

Perfil	Método de análisis	
	Morgensten	Bishop
Perfil 7	0,88	0,87
Perfil 8	1,20	1,21
Perfil 9	0,81	0,83
Perfil 10	1.262	1.262

Fuente: Autores.

En el caso de Loma el Peyé se determinaron los factores de seguridad para los cuatro perfiles a intervenir y se obtuvieron los resultados mostrados previamente.

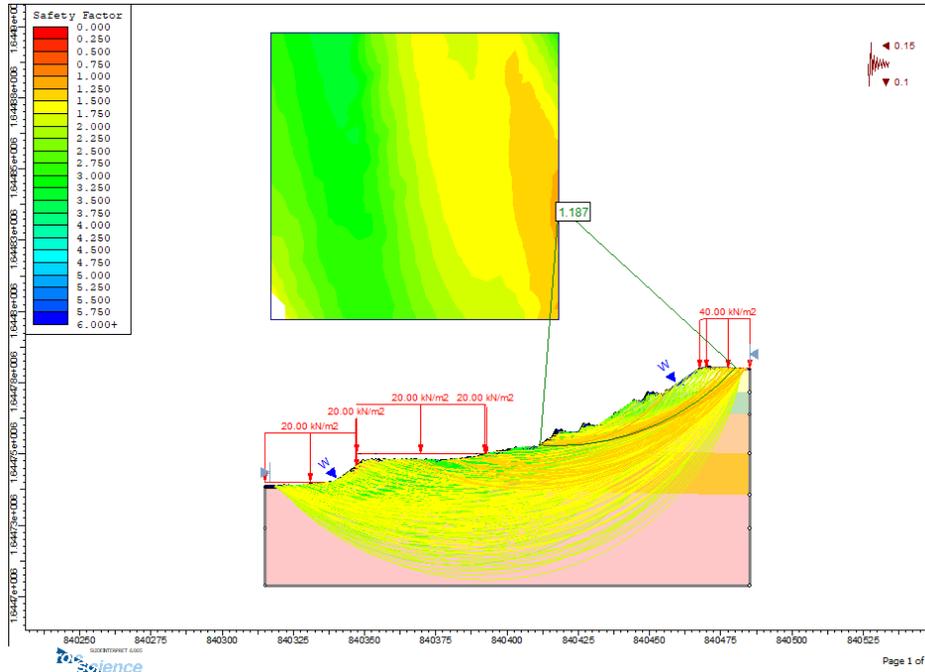
Para esta zona de estudio, se presentaron factores de seguridad menores con respecto a los obtenidos en las zonas de Nueva Granada y Manzanares, está discrepancia se puede explicar dadas las condiciones topográficas propias de la Loma del Peyé, y que, por tales características y variabilidad de elevaciones, las soluciones planteadas se basaron en muros separados a través de terracerías, con el propósito de abarcar las diferentes superficies de fallas críticas existentes en la ladera.

La evaluación del comportamiento a partir de estas consideraciones, aún con las obras de mitigación propuesta, relaciona factores de seguridad con fallas profundas al pie del talud, las cuales al intentar su intervención a partir del sistema no convencional, presenta restricciones conforme al espacio disponible existente, debido que, para lograr una estabilización total en la Loma del Peyé, se requiere que se prolongue las soluciones de muros en terracerías hasta las cotas de elevación dónde se espera se presente la falla. Sin embargo, no es posible realizar la medida anteriormente mencionada, debido a la ubicación de alta densidad poblacional al pie del talud, las



cuales se encuentran legalizadas en el POT de la ciudad de Cartagena y por ende no se podría contemplar la posibilidad de traslado de la zona urbanizada.

Ilustración 49. Análisis en Slide de un Perfil en Loma del Peyé



Fuente: Autores.

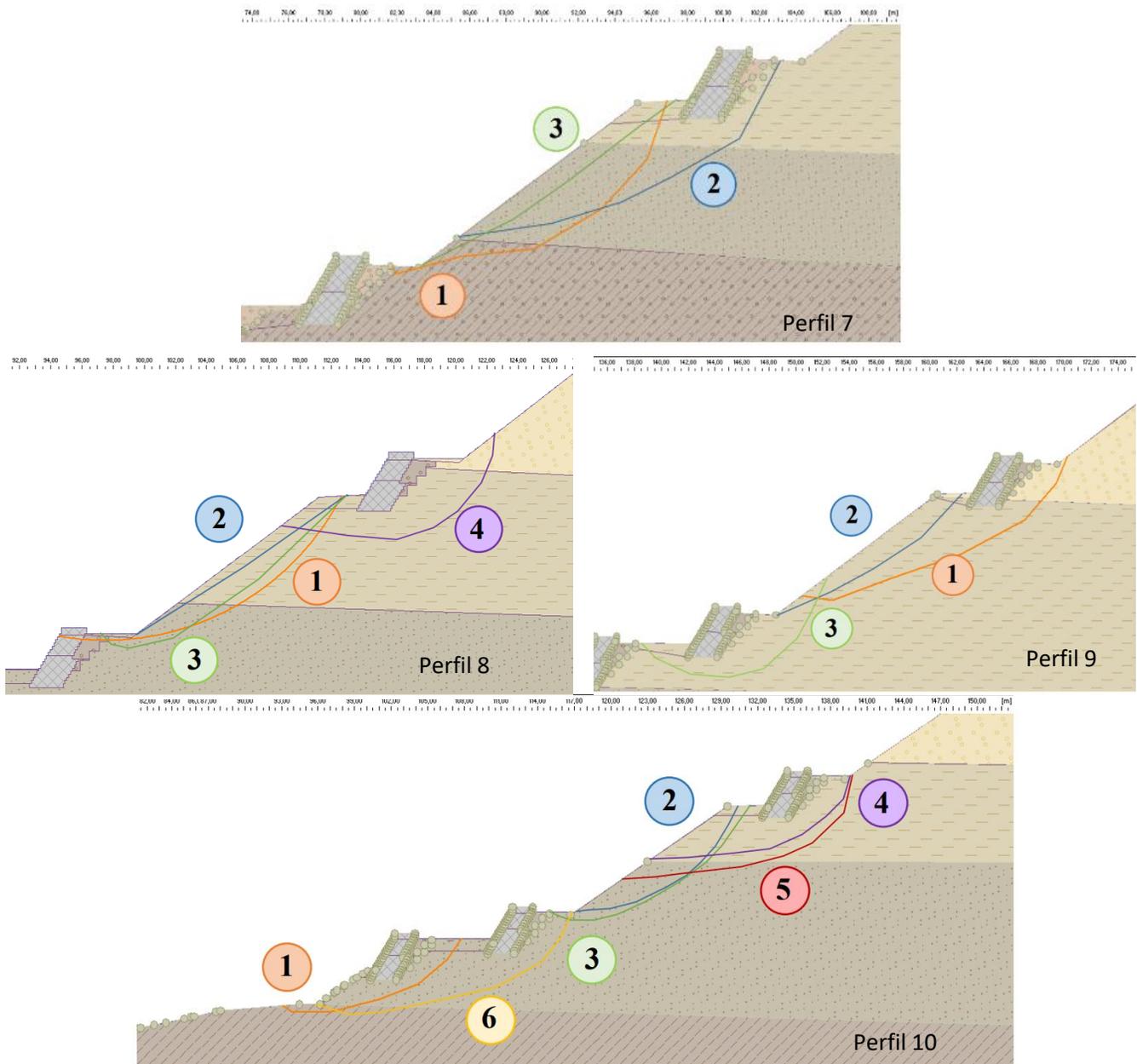
Para lograr abarcar las fallas en el espacio disponible, tradicionalmente se haría uso de un sistema de pilotes en conjunto con una estructura rígida es decir, que para estas condiciones presentadas en la ladera de la Loma del Peyé, el sistema de muros de llantas reutilizadas presenta una desventaja frente a las estructuras rígidas, debido que por su funcionalidad a partir del peso propio trabaja con base en sus dimensiones y se requiere contar con cierto espacio disponible para ejecutarse correctamente. En el caso de las estructuras rígidas, como los materiales presentan mejor comportamiento técnico, suelen ser estructuras más esbeltas adaptables a pequeños espacios.

Sin embargo, aún con las limitaciones presentadas, la viabilidad técnica de la alternativa no convencional no se ve disminuida, debido que mejora las condiciones de estabilidad y garantiza seguridad en la zona superior del talud. Por lo tanto, es posible afirmar que el muro de llantas es una medida eficaz para tratar áreas susceptibles a deslizamientos en masa, pero su implementación en el sector de la Loma del Peyé, requiere un análisis mucho más amplio sobre la situación urbana en la localidad.



En ese orden de ideas para poder calificar las estructuras no convencionales dimensionadas y ubicadas para este caso, se revisó la variación de factor de seguridad sobre las fallas que pasan por la zona libre o el área donde se colocaron los muros. Para ello se hizo uso del software Geo5, en el espacio de estabilidad de taludes. A continuación, se presentan las fallas inducidas en cada uno de los casos y los resultados obtenidos, en esta instancia se evaluaron los taludes con los métodos de Morgensten y Sarma.

Ilustración 50. Planos de falla inducidos en los perfiles - Caso de estudio: Lomas del Peyé.



Fuente: Autores.



Tabla 27. Factores de seguridad obtenidos del análisis de planos de falla - Caso de estudio: Loma del Peyé.

Perfil	Plano	Sarma	Morgensten
Perfil 7	1	2.34	2.64
	2	1.64	1.67
	3	2.41	2.12
Perfil 8	1	2.22	2.30
	2	3.55	3.29
	3	3.25	-
	4	8,42	-
Perfil 9	1	4.46	-
	2	3.23	-
	3	3.61	3.93
Perfil 10	1	2.63	2.62
	2	1.68	-
	3	2.06	-
	4	2.24	-
	5	2.75	-
	6	2.41	2.38

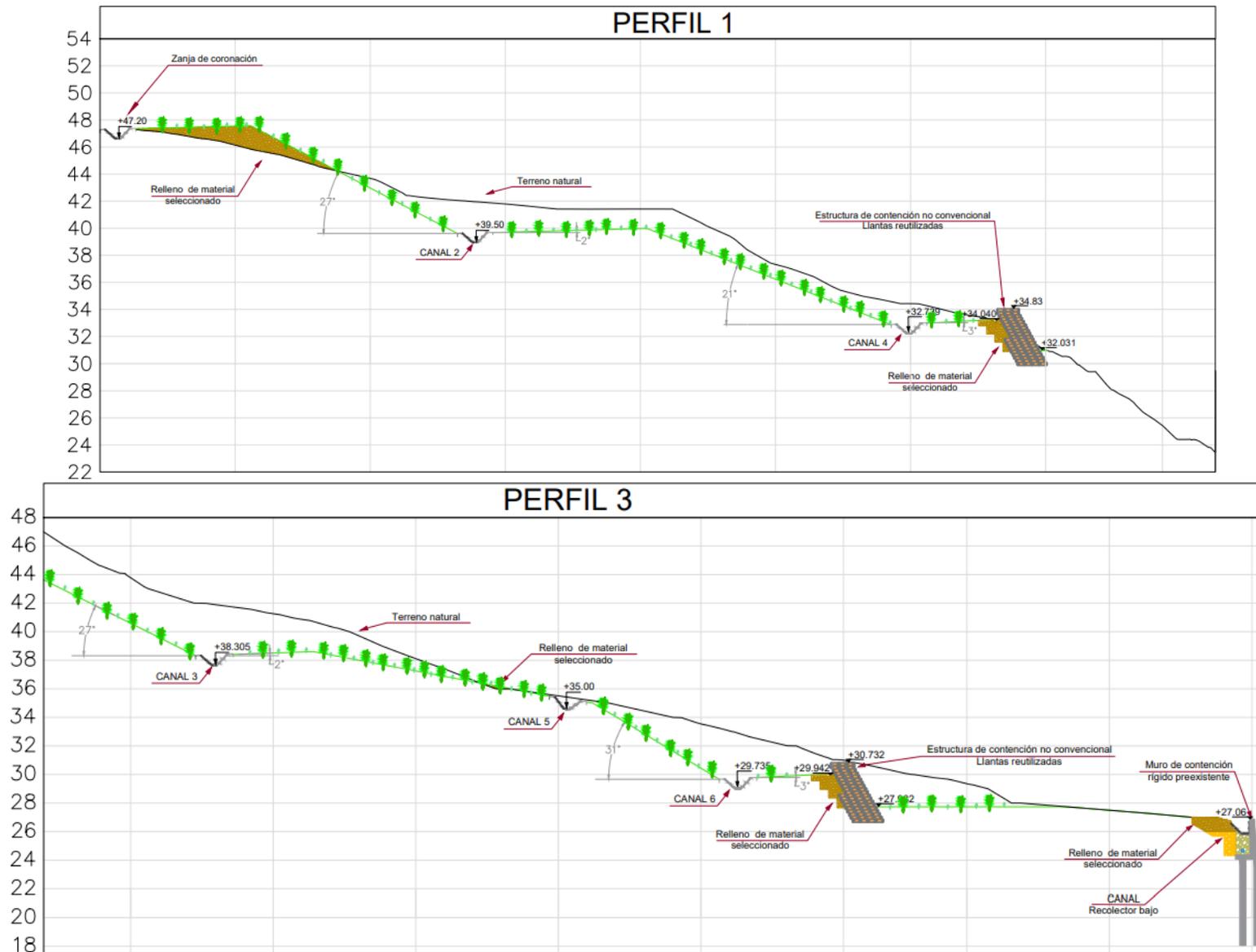
Fuente: Autores.

Como se observa, efectivamente se encontró que los muros de llantas lograron reducir el riesgo ante un deslizamiento rotacional en la parte alta de la ladera la reducir el número de fallas y aumentar los factores de seguridad.

A continuación, se presentan los perfiles intervenidos para cada una de las zonas de estudio, en primer lugar, tendremos los perfiles de Nueva Granada. En los perfiles se identifica las obras propuestas de muro de llantas, movimientos de tierra, canales en sacos de suelo cemento y propuestas de bioingeniería.



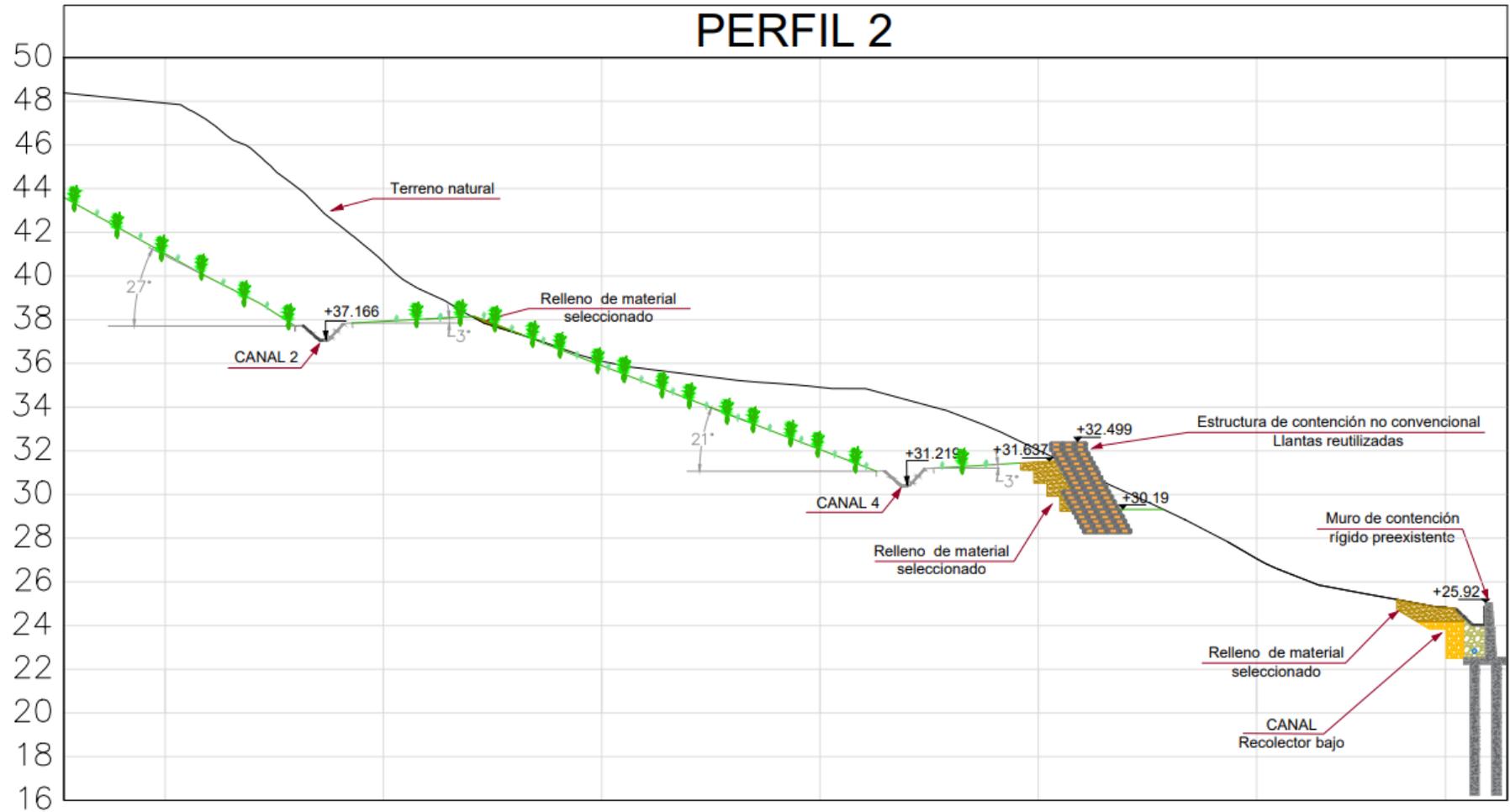
Ilustración 51. Perfiles Intervenido (Perfil 1 y 3) - Caso de estudio: Nueva Granada.



Fuente: Autores.



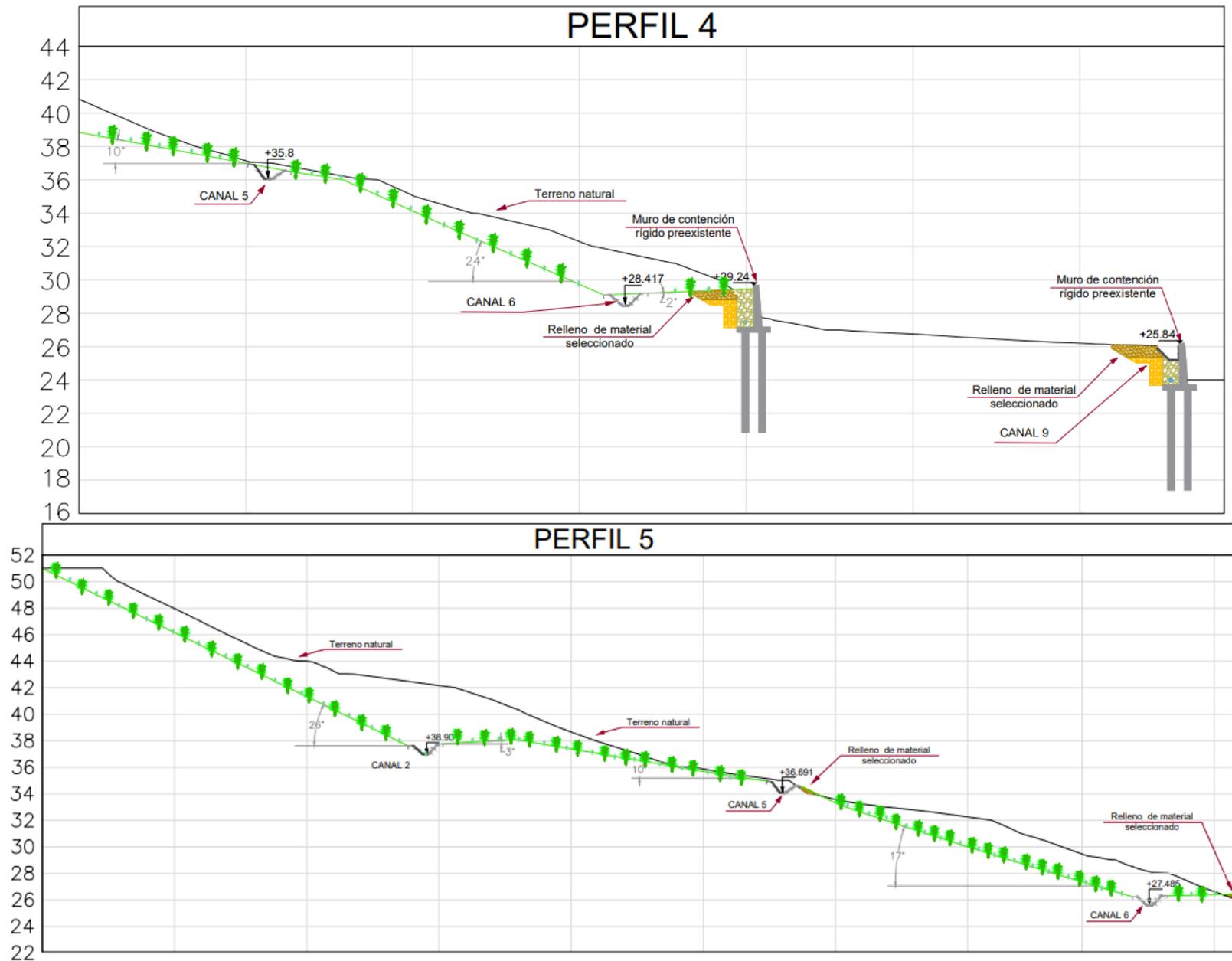
Ilustración 52. Perfiles Intervenidos: Perfil 2 - Caso de estudio: Nueva Granada.



Fuente: Autores.



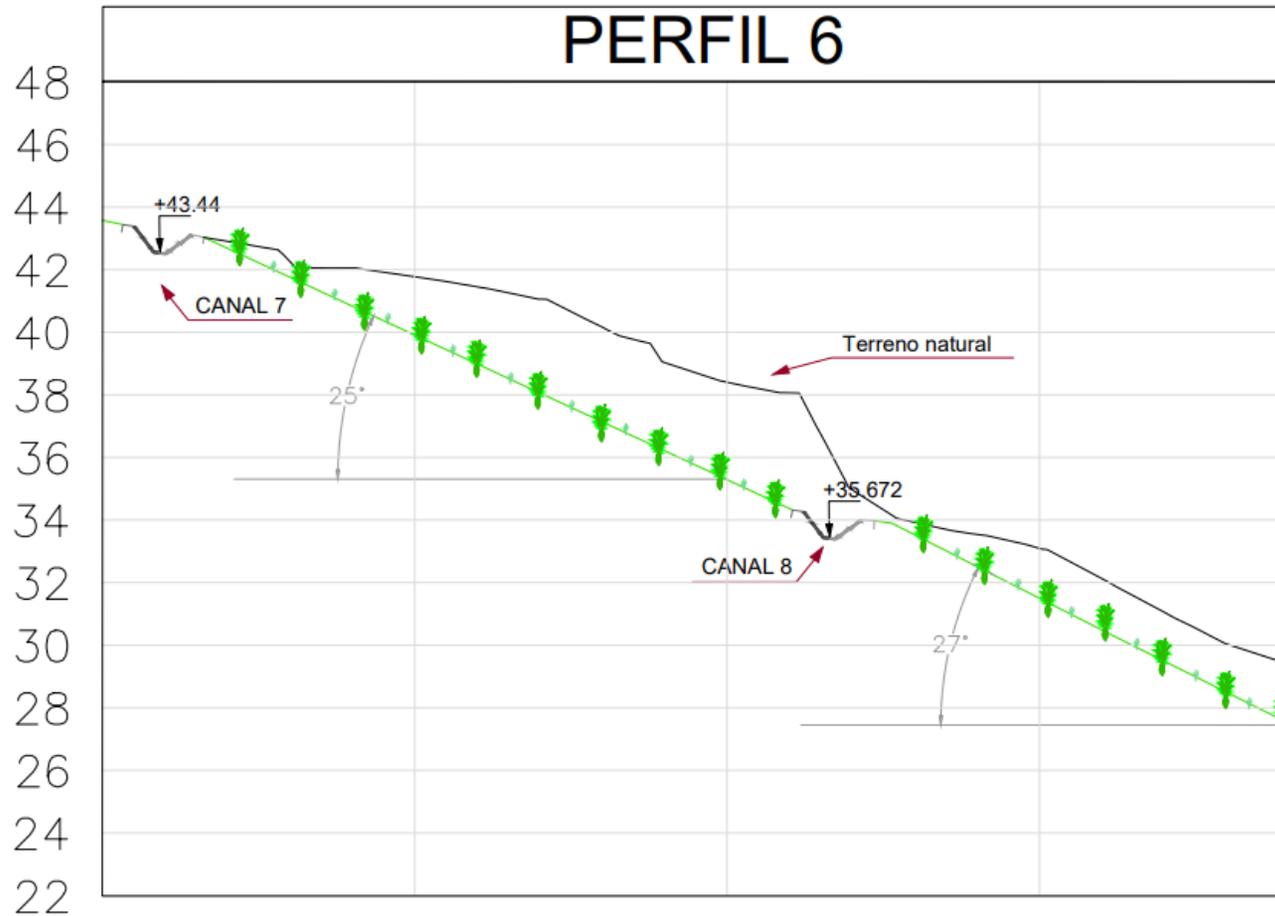
Ilustración 53. Perfiles Intervenidos: Perfil 4 y 5 - Caso de estudio: Nueva Granada.



Fuente: Autores.



Ilustración 54. Perfiles Intervenido: Perfil 6 - Caso de estudio: Nueva Granada.

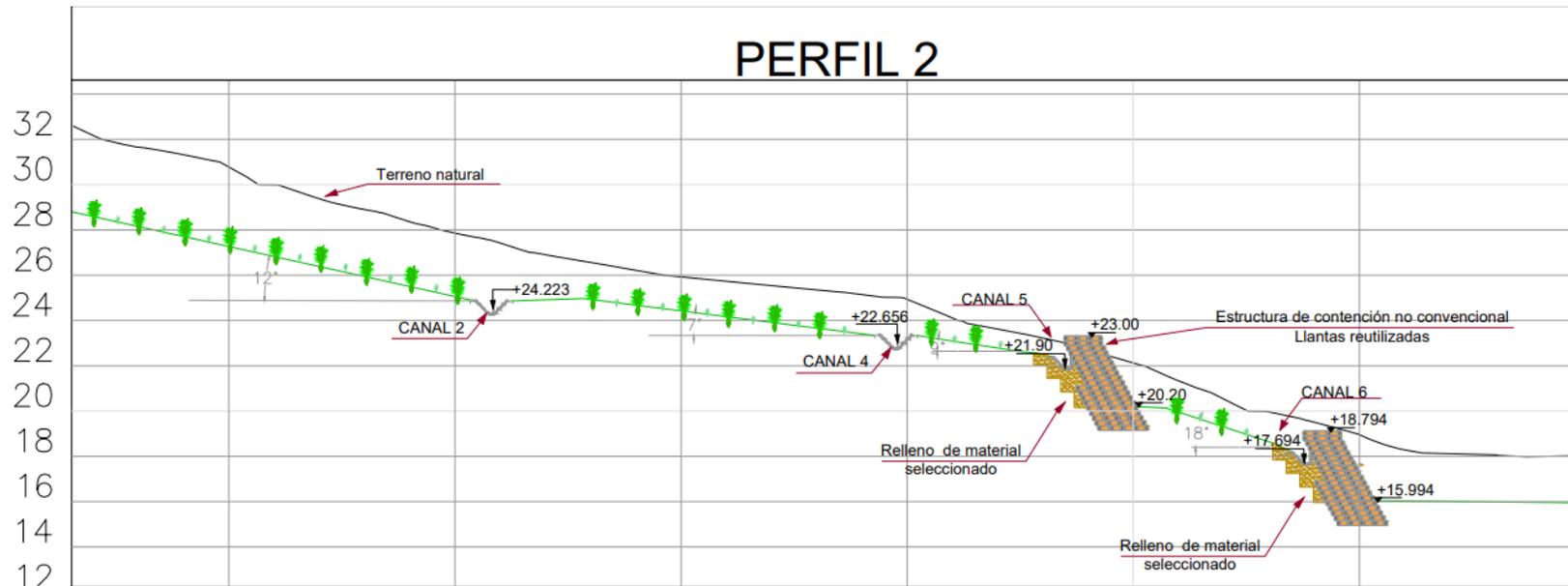
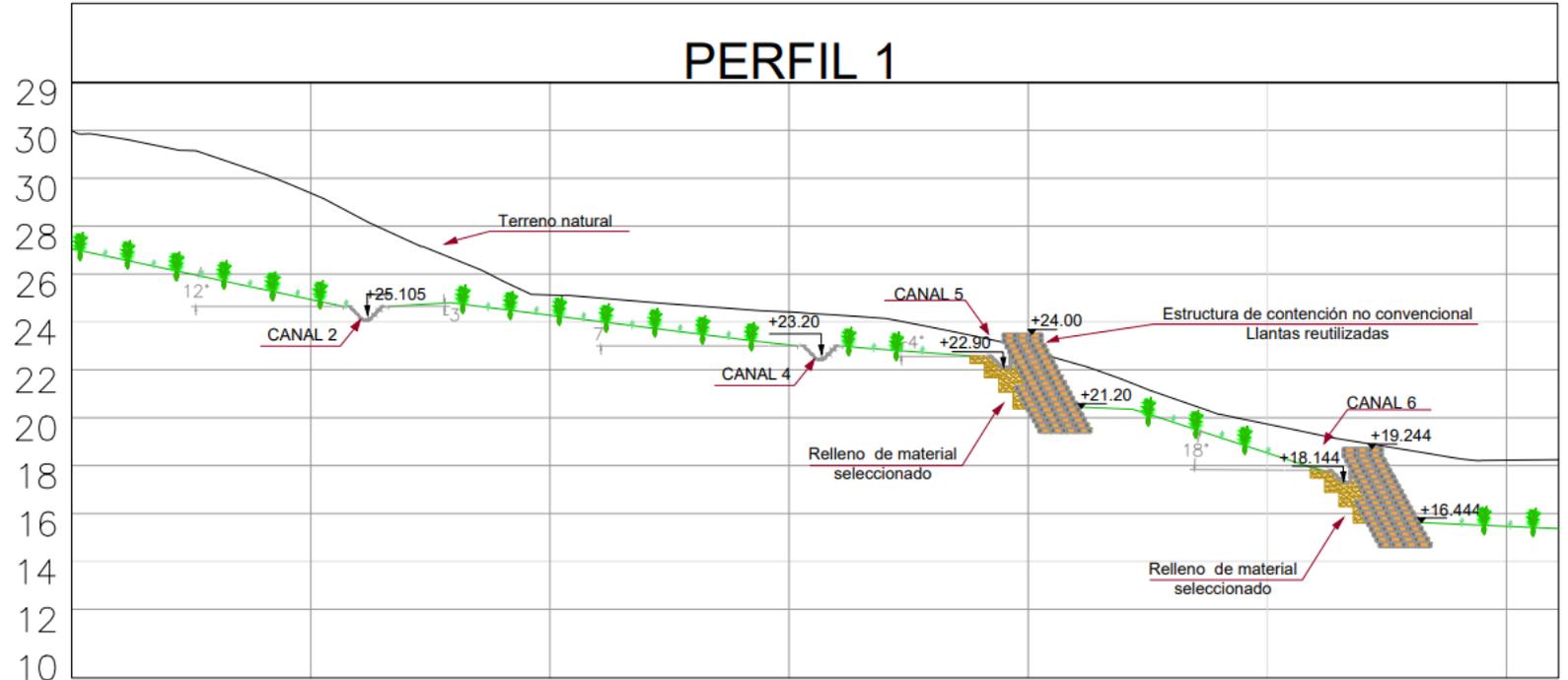


Fuente: Autores.

A continuación, se presentan los perfiles intervenidos para el caso de estudio de Manzanares, en ello se puede observar la ubicación de los dos muros de llantas propuestos para la estabilización, así como las obras de drenaje.



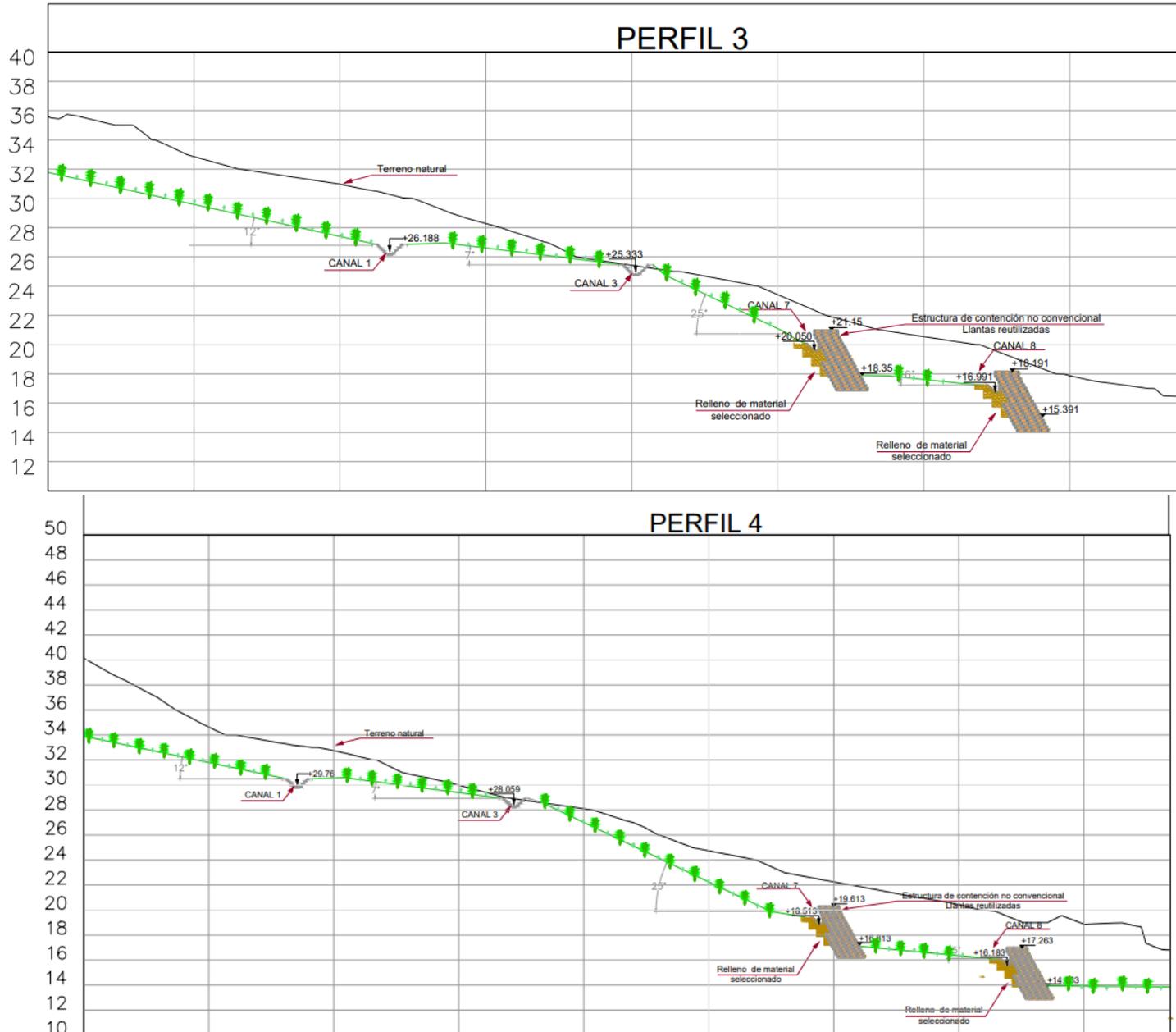
Ilustración 55. Perfiles Intervenidos: Perfil 1 y 2 - Caso de estudio: Manzanares.



Fuente: Autores.



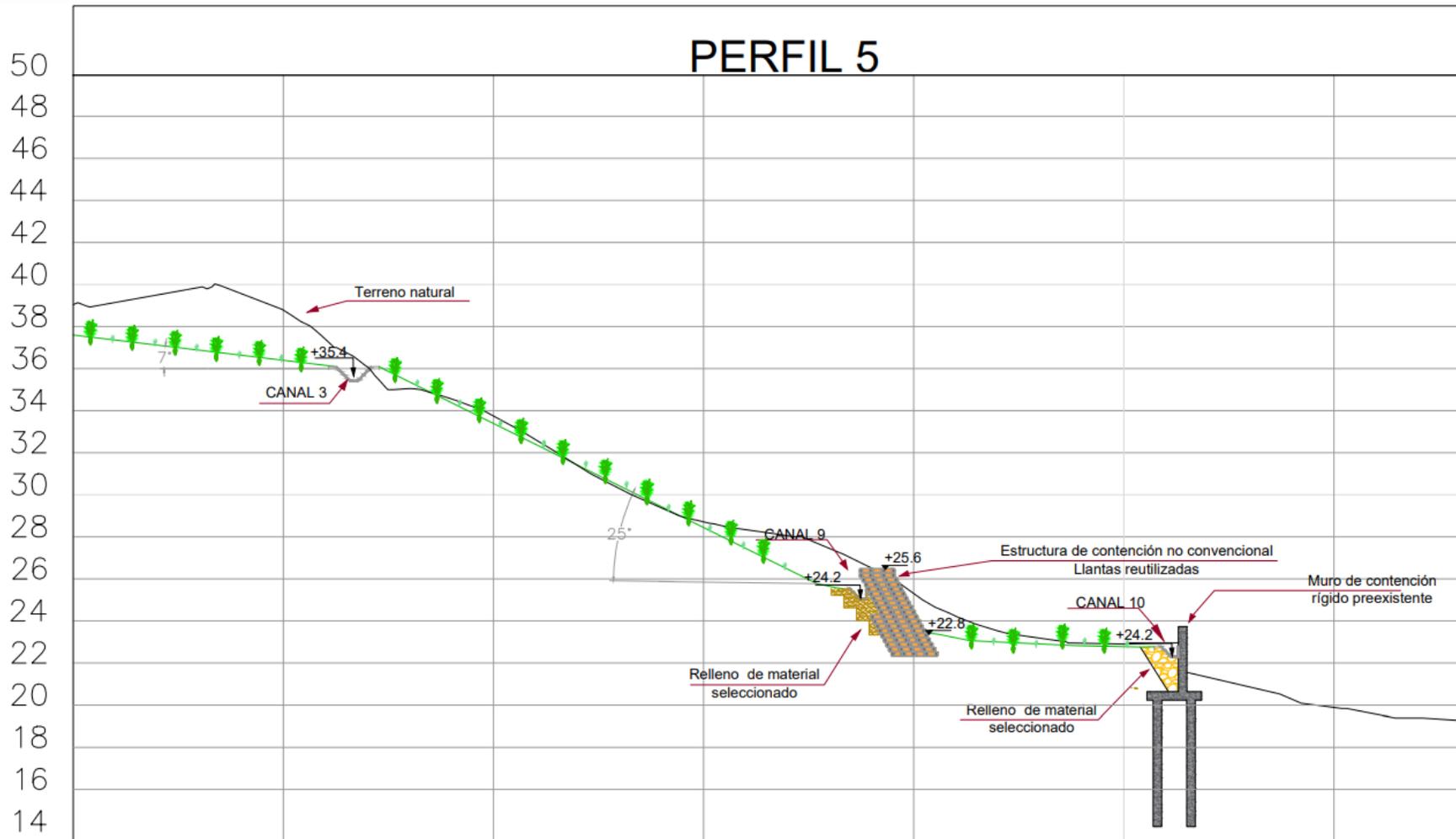
Ilustración 56. Perfiles Intervenido: Perfil 3 y 4 - Caso de estudio: Manzanares.



Fuente: Autores.



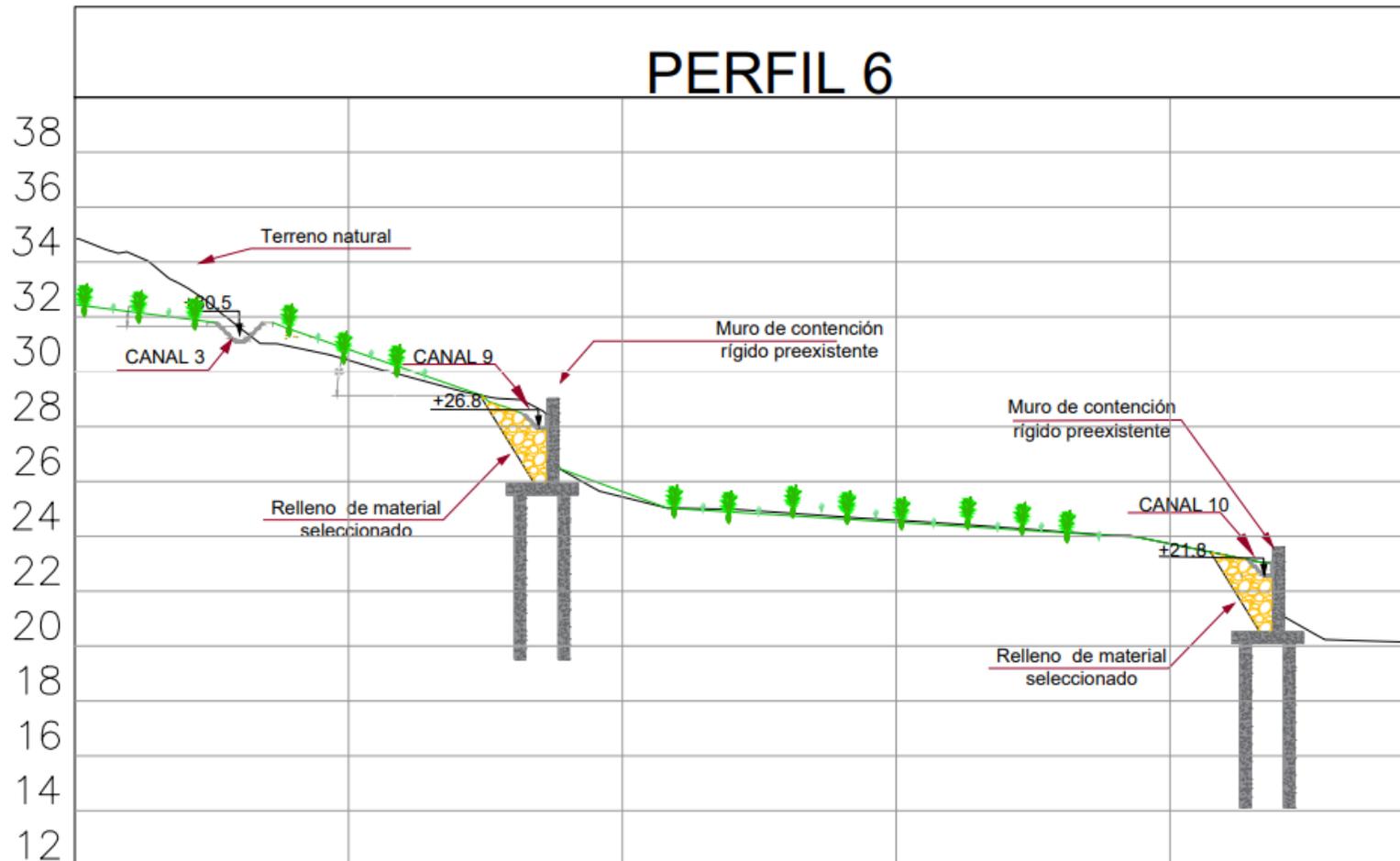
Ilustración 57. Perfiles Intervenidos: Perfil 5 - Caso de estudio: Manzanares.



Fuente: Autores.



Ilustración 58. Perfiles Intervenido: Perfil 6 - Caso de estudio: Manzanares.

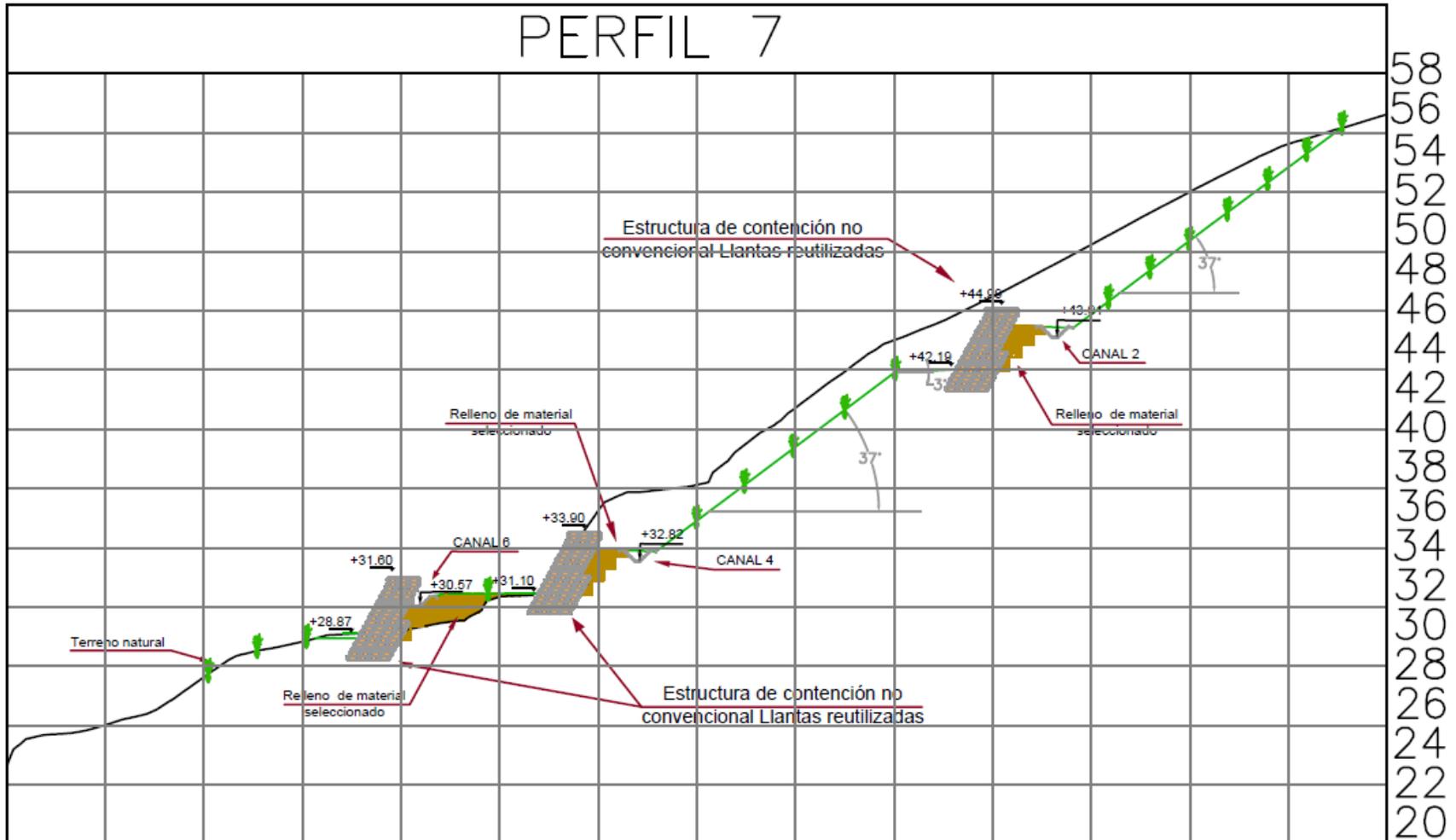


Fuente: Autores.

Finalmente se presentan los cuatro perfiles intervenidos en el caso de estudio de la Loma del Peyé.



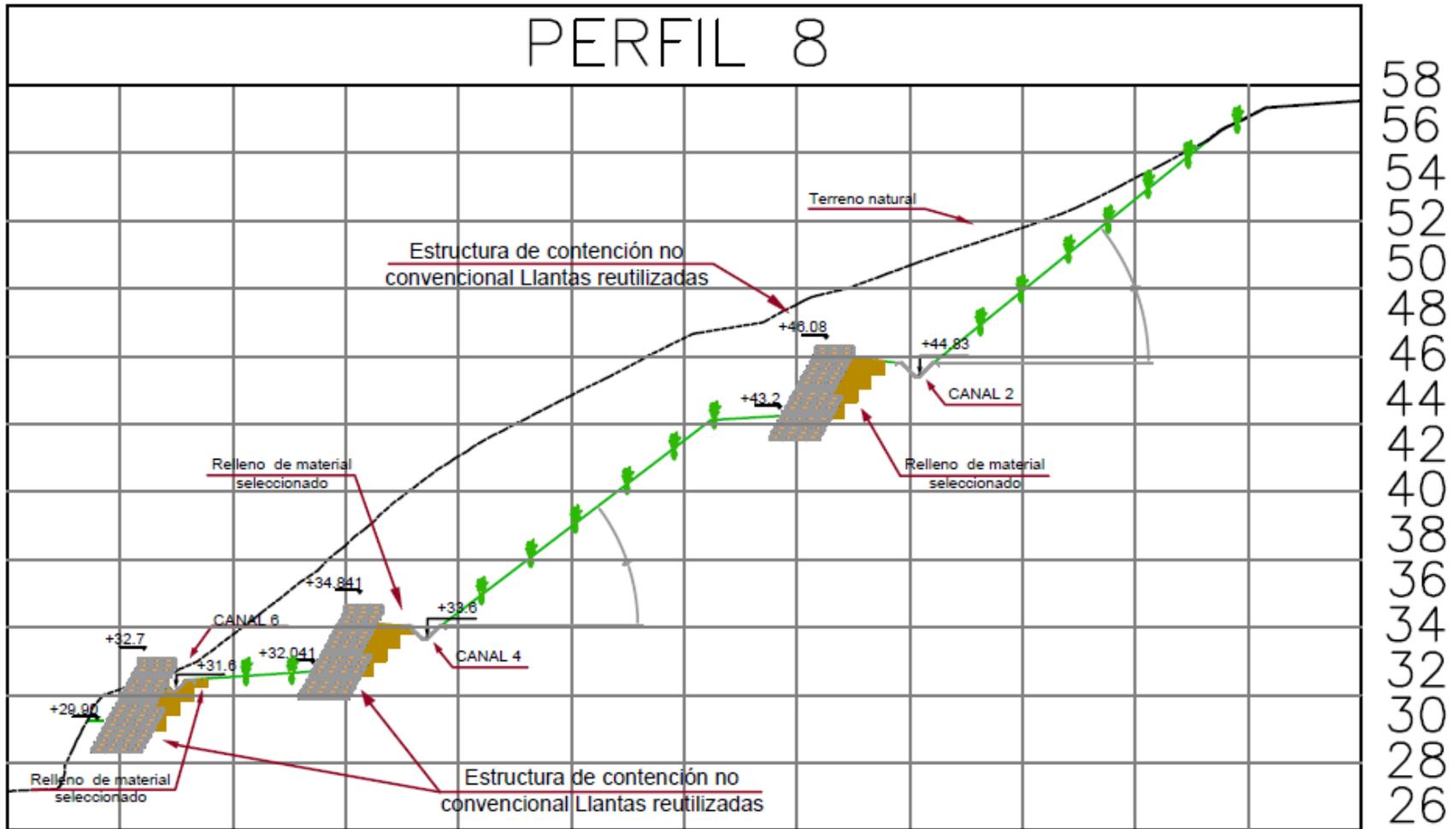
Ilustración 59. Perfiles Intervenidos: Perfil 7 - Caso de estudio: Loma del Peyé.



Fuente: Autores.



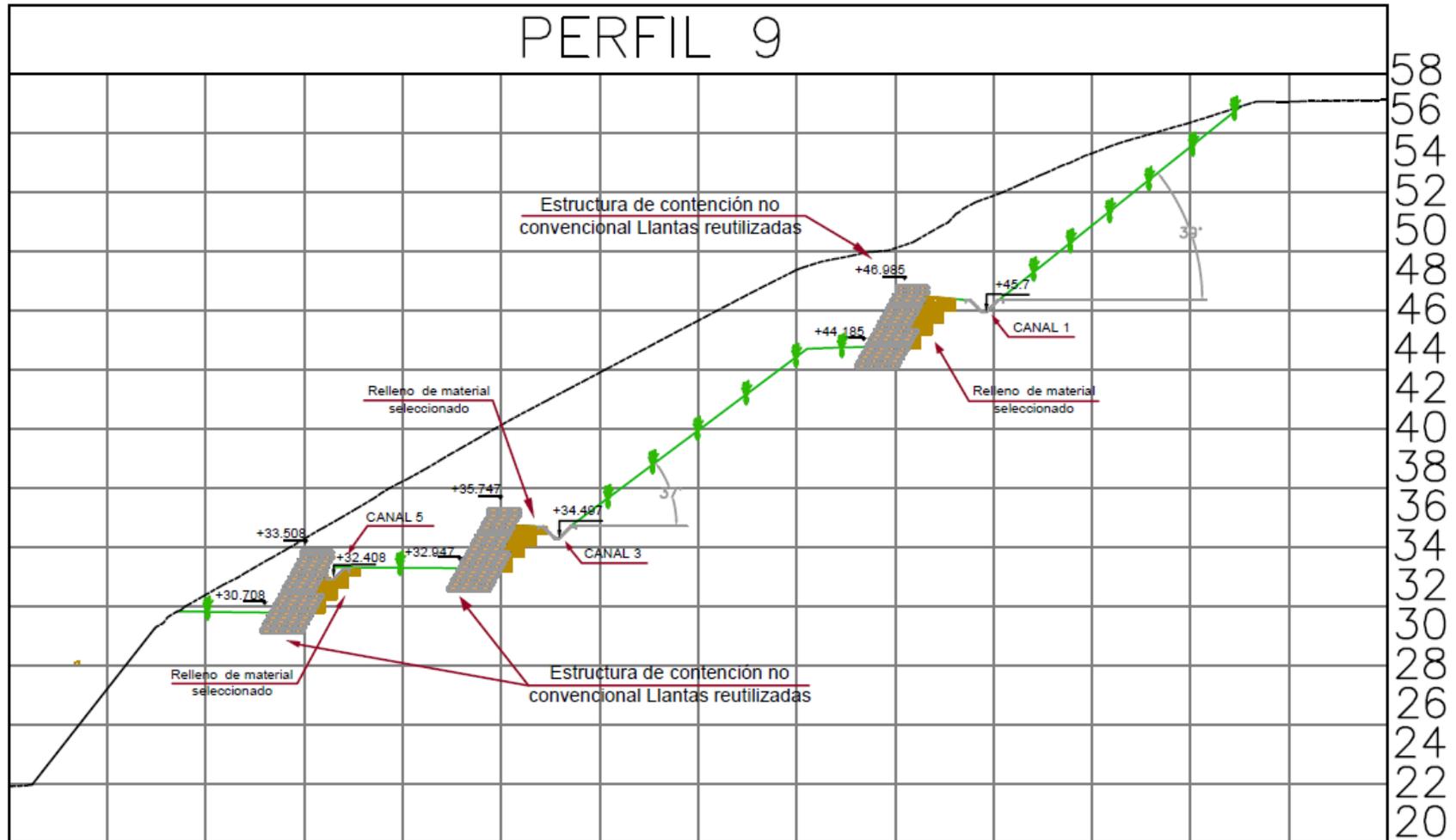
Ilustración 60. Intervenidos: Perfil 8 - Caso de estudio: Loma del Peyé



Fuente: Autores.



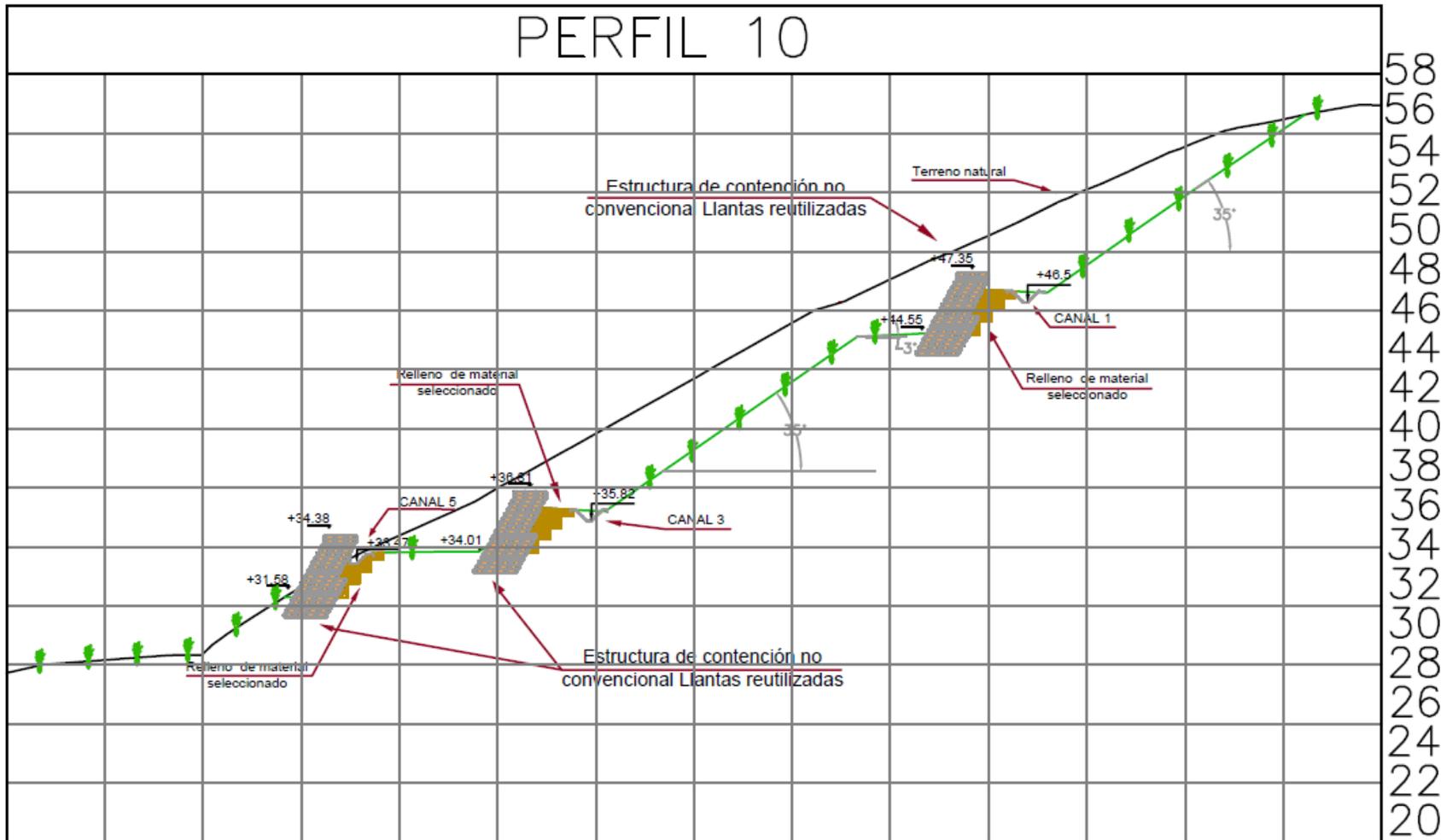
Ilustración 61. Intervenedos: Perfil 9 - Caso de estudio: Loma del Peyé



Fuente: Autores.



Ilustración 62. Intervenido: Perfil 10 - Caso de estudio: Loma del Peyé



Fuente: Autores.



7.6. Presupuesto

Para el análisis económico de la alternativa no convencional definida con muros de llantas, se planteó un presupuesto por metro lineal de muro, esto con el fin de obtener una idea con respecto a los costos en materiales necesarios para la implementación de estas estructuras.

En la construcción de muros de llantas, no se requiere la utilización de maquinaria de construcción, sin embargo, se debe tener en cuenta la herramienta menor necesaria para su implementación, las cuales se definen a continuación

Tabla 28. Presupuesto de herramienta menor.

Herramientas	Unidades	Precio unitario	Precio total	Referencia
Hilo	1	\$ 6,000	\$ 6,000	Homecenter
Aplomada de punta	1	\$ 41,900	\$ 41,900	Homecenter
Pala de punta	3	\$ 44,900	\$ 134,700	Homecenter
Pala ancha	2	\$ 44,900	\$ 89,800	Homecenter
Nivel manual	2	\$ 20,000	\$ 40,000	Homecenter
Balde	3	\$ 5,100	\$ 15,300	Homecenter
Carreta	2	\$ 99,900	\$ 199,800	Homecenter
Estacas	5	\$ 9,900	\$ 49,500	Cype Ingenieros S.A
Taladro	1	\$ 55,000	\$ 55,000	Homecenter
Cinta métrica	1	\$ 9,000	\$ 9,000	Homecenter
Pisón manual	3	\$ 70,000	\$ 210,000	Mercado libre

Fuente: Autores.

Se realizó un prorrateo de las herramientas menores, estimando una vida útil de 100 ml de muro, así:

$$\text{Costo herramienta menor} = \frac{851000}{1000} = 8,551 \text{ \$/ml}$$

Seguidamente se procedió al análisis de los distintos materiales implementados en la estructura de contención, entre los cuales se tienen las llantas utilizadas, el suelo de relleno y la conexión entre llantas realizada con Nylon.

El material base del muro se presenta como llantas reutilizadas, por ende, es necesario conocer la cantidad de neumáticos que se necesitan en un metro lineal de muro. Debido a que en el caso de estudio se hizo uso de llantas de 60 cm de diámetros, se realizó el siguiente presupuesto con base en neumáticos R15 que cumplen estas características.

Teniendo en cuenta que el muro diseñado tiene dos niveles en altura, para desarrollar este análisis se dividió el muro en dos secciones, como se muestra en la figura a continuación:

Ilustración 63. Secciones definidas para análisis de costo.

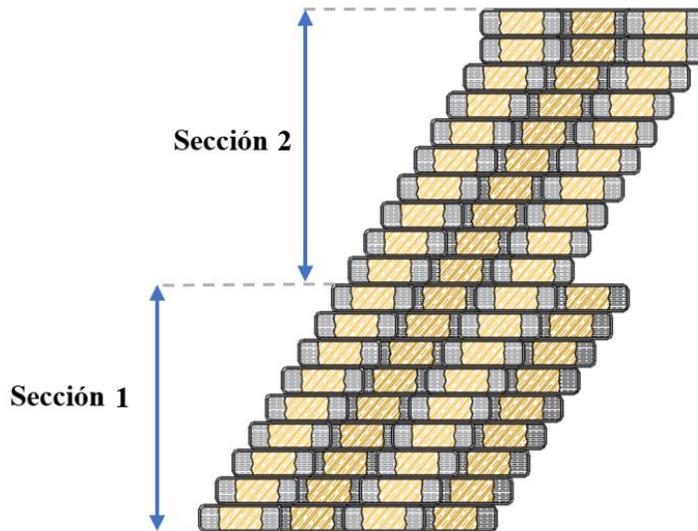
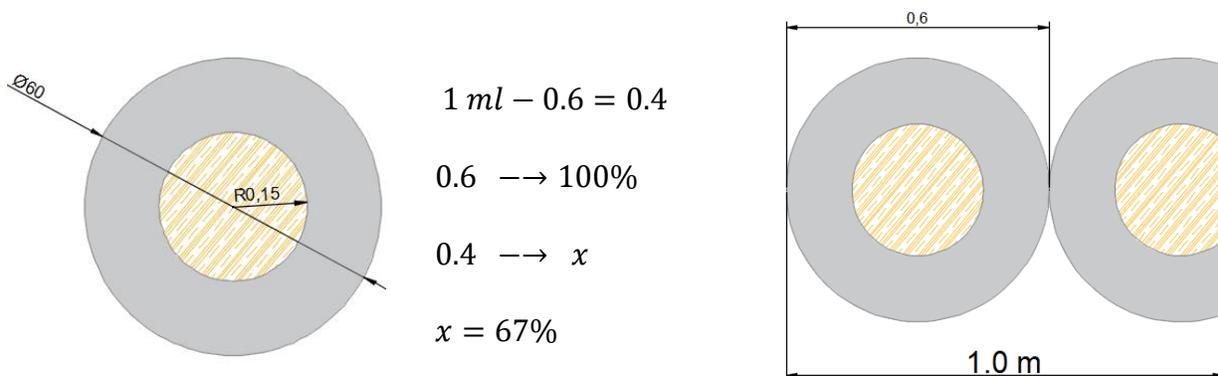


Tabla 29. Características de secciones definidas.

Sección	Sección 1	Sección 2
# de niveles	9	10
Altura relativa	1.8	2
# de filas por nivel	4	3

Fuente: Autores.

Para conocer cuántos neumáticos se necesitan en la construcción de una sola hilera de muro, se realizó a cabo el siguiente cálculo:





Por tanto, en la construcción de una fila muro se requiere de una llanta completa y el 67% de la segunda llanta, es decir, se requieren 1.67 llantas. Aplicando lo anterior a las secciones 1, 2 se obtuvo la cantidad total de llantas por nivel, de la siguiente manera:

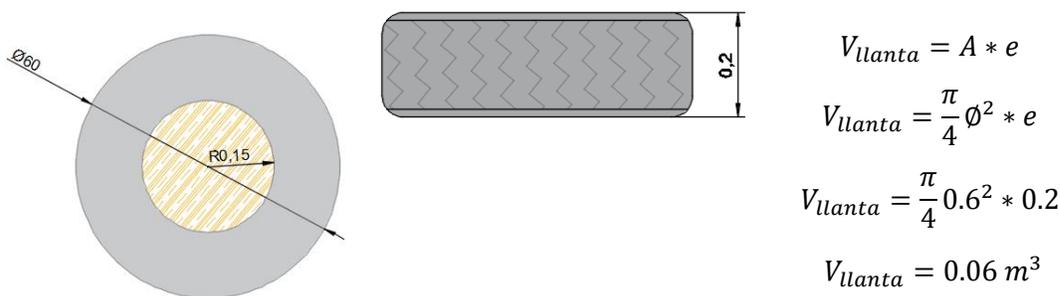
$$\#Neumaticos/ml = 1,67 * \#de\ filas * \#de\ niveles$$

Tabla 30. Cálculo de número de neumáticos por metro lineal de muro

Sección	# de llantas por fila/m	# de filas	# de niveles	# Neumáticos/ml
Sección 1	1,67	4	9	61
Sección 2	1,67	3	10	50

Fuente: Autores.

Para el relleno de los neumáticos con material de suelo del sitio compactado, se necesita calcular el volumen requerido por metro lineal, por tanto, el cálculo de la cantidad de material está determinado por el volumen de la llanta a ocupar, tal como se muestra a continuación



Conociendo el número de neumáticos necesarios para cada sección, se calculó el volumen requerido de relleno, así:

$$V_{total\ de\ relleno/ml} = \#Neumaticos/ml * V_{llanta}$$

Tabla 31. Cálculo del volumen de relleno por metro lineal de muro.

Sección	# Neumáticos/ml	Volumen relleno/ml
Sección 1	61	3.66 m ³
Sección 2	50	3.00 m ³

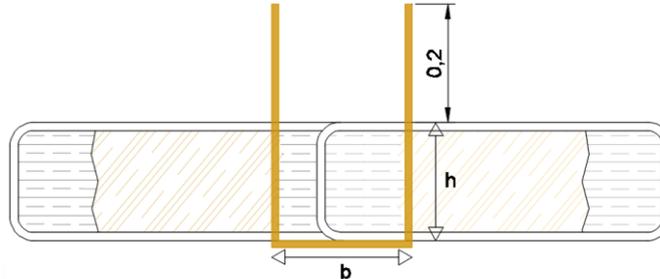
Fuente: Autores.

Por último, se realizó la estimación de la cantidad necesaria para el material de amarre, que para el caso de estudio se definió como soga de Nylon con ½” de diámetro.

Como se observa en la figura, para conocer la longitud total de el amarre entre dos llantas fue necesario conocer la distancia entre los diámetros internos opuestos de los neumáticos (b) y la

altura de la llanta (h), la cual para el diseño propuesto fue de 0,2 m, por último, se estimó que la longitud libre para finalizar el amarre sería de 0,2 m.

Ilustración 64. Detalle de amarre entre llantas.



Fuente: Autores.

Para conocer la b de cada amarre fue necesario tener en cuenta el arreglo de las llantas en planta y el número de amarres entre cada una de ellas. Para facilitar el cálculo se identificaron los amarres con la misma medida de base (b), y se clasificaron con una codificación de color.

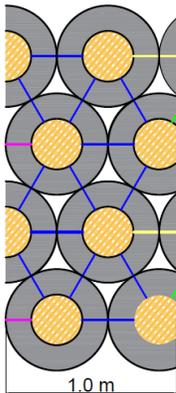


Tabla 32. Cálculo de Nylon por nivel - Sección 1.

Sección 1					
Amarre	Color	#	b [m]	Nylon/amarre	Nylon/ nivel
A1	Azul	13	0,30 m	1.1 m	14.3 m
A2	Fucsia	2	0.15 m	0.55 m	1.1 m
A3	Amarillo	2	0.24 m	0.64 m	1.28 m
A4	Verde	2	0.05 m	0.45 m	0.9 m

Fuente: Autores.

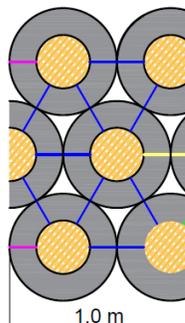


Tabla 33. Cálculo de Nylon por nivel - Sección 2.

Sección 2					
Amarre	Color	#	b [m]	Nylon/amarre	Nylon/ nivel
A1	Azul	9	0,30 m	1.1 m	9.9
A2	Fucsia	2	0.15 m	0.55 m	1.1 m
A3	Amarillo	1	0.24 m	0.64 m	0.64 m
A4	Verde	1	0.05 m	0.45 m	0.45 m

Fuente: Autores.

La longitud de Nylon por sección por metro lineal se calculó multiplicando la sumatoria de la longitud de nylon/nivel de cada amarre y el número de niveles por sección, así:



$$\text{Nylon/ml Sección 1} = (14,3 + 1,1 + 1,28 + 0,9) * 9 = 158,22 \text{ m/ml}$$

$$\text{Nylon/ml Sección 2} = (9,9 + 1,1 + 0,64 + 0,45) * 10 = 120,9 \text{ m/ml}$$

El costo de dicha sogá, se presenta para 10 metros de material por un valor de \$43.900 según la empresa Homecenter, para esto, se calculó el valor unitario como:

$$\text{Costo sogá Nylon} = \frac{43900}{10} = 4390 \text{ \$/m}$$

Tabla 34. Resumen de cantidad de materiales para un metro lineal de muro.

Material	Neumáticos	Relleno	Nylon
Sección 1	61	3.66 m ³	158.22 m
Sección	50	3.00 m ³	120.90 m
Total	101/ml	6.66 m³/ml	279.12 m/ml

Fuente: Autores.

Por último, para la mano de obra se espera contar con el apoyo voluntariado de los habitantes de la comunidad, sin embargo, se consideró un oficial de apoyo para la correcta gestión de los aspectos constructivos.

DESCRIPCIÓN					
Muro de gravedad de 3,8 metros de altura con llantas recicladas de 60 cm de diámetro y 20 cm de espesor, rellenas con material de sitio compacto					
MAQUINARIA Y EQUIPOS					
Descripción	UND	Cantidad	Tarifa	Rendimiento	Valor Parcial
Herramienta menor	Globa 1	1	\$ 8.551	10	\$855,00
Subtotal					\$855,00
MATERIALES					
Descripción	UND	Cantidad	Tarifa	Valor Parcial	
Llantas recicladas	und	101	\$2.000,00	\$202.000,00	
Material de sitio	m3	6,66	-		
Soga Nylon 1/2" de diámetro	m	279,12	\$4.390,00	\$1.223.337,0	
subtotal					\$1.427.337,0
MANO DE OBRA					
Descripción	UND	Cantidad	Salario + Prestaciones	Rendimiento	Valor Parcial
Cuadrilla 1x0	dia	1	\$60.000,00	10	\$6.000,00
subtotal					\$6.000,00
Costo directo					\$1.434.192,00



Según el presupuesto planteado en los convenios interadministrativos para la construcción de obras rígidas en los sectores de estudio, se describió un costo por metro lineal de muro de concreto de 3000 psi y pilotes, del valor de \$4.000.000 para el año 2009. Al realizar la comparación con respecto a la alternativa no convencional, se puede comprobar que este tipo de muros resulta mucho más económico para su implementación. Cabe destacar que el costo mencionado en los informes se representa para el año mencionado, en la actualidad se debe suponer un costo mucho mayor por aumento en la inflación de los precios, sin embargo, como el presupuesto para muro de llantas relaciona costos estipulados en el año 2020, se hace más notorio la economía que presenta el muro de contención frente a estructuras rígidas



8. CONCLUSIONES

Según lo expuesto a lo largo del trabajo de investigación se pudo concluir que se cumplieron con los objetivos propuestos, esto se debe a que el presente documento pretendía realizar una evaluación técnico-económica de alternativas de protección y contención de taludes en zonas críticas de la región de Cartagena, objetivo que se logró satisfactoriamente.

De la investigación realizada se puede destacar que existen estructuras con gran viabilidad técnica y de bajo costo dispuestas para ser implementadas en la estabilización de taludes, la anterior afirmación se puede ver reflejada en muros de gravedad a base de llantas de desecho, los cuales lograron unos adecuados factores de seguridad al momento de analizar su comportamiento como solución en las zonas de estudio.

En cuanto a la definición y caracterización de esta estructura se pudo establecer que la obra cuenta con características que la hacen competente frente a otras, respecto a su funcionalidad. En la recopilación bibliográfica realizada se denota que la implementación de esta medida se adentra más al campo experimental y que por lo tanto se cuenta con pocos registros científicos respecto a esta técnica de contención. Sin embargo, para la información recolectada, los datos establecidos para las propiedades del material presentaban gran similitud entre ellos, y gracias a esto, fue posible adaptar la información recolectada al presente estudio. De la misma manera las técnicas constructivas realizadas tanto a nivel nacional e internacional también fueron efectuadas similarmente permitiendo una estandarización técnica de la información.

El estudio realizado tuvo como base una evaluación a partir de modelaciones con software especializados en el análisis de los comportamientos en las laderas y de las estructuras de solución planteada. Por lo tanto, para la ejecución del proyecto de investigación fue posible simular las condiciones existentes en la zona mediante la digitación de los parámetros que influenciaban en los cálculos de factores de seguridad, de modo que reflejaran de manera cuantitativa el grado de amenaza presente y el futuro comportamiento de las laderas una vez implementadas las soluciones propuestas.

Para lograr la estabilización en el caso de Nueva Granada se ubicó un muro de llantas en la parte baja de la ladera dando continuidad a la estructura de contención rígida existente. Como mecanismo de protección y para evitar la reactivación de procesos erosivos especialmente del



material calcáreo presente en la corona del talud, se planteó reperfilarse con un sistema de terrazas y proteger el talud con métodos de bioingeniería. En cuanto al manejo del agua superficial, se optó por un sistema de canales revestidos en sacos rellenos de material suelo y cemento, de esta forma se proporciona una alternativa para mantener la condición, y reducir los costos. A partir de un canal de descarga escalonado preexistente ubicado en el centro de la ladera, se desplegaron canales de recolección en forma de espina de pescado capaces de transportar el flujo hacia el canal disipador principal.

En cuanto al caso de estudio de Manzanares, se emplearon dos muros de contención no convencionales localizados en la parte baja de la ladera, adecuándose a la necesidad de estabilizar la zona de fallas más crítica, e igualmente dándole continuidad a los dos muros de concreto previamente construidos en la zona, así mismo, se propuso un sistema de terrazas de tres metros de ancho completamente cubierto con fajas vivas tipo vetiver como manera de contrarrestar la erosión en las zonas media y alta de la ladera y que a su vez sirvieran de conexión entre las nuevas y antiguas estructuras de contención. Se planteó un sistema de canales transversales flexibles colocados en el interior de cada berma e integrados a dos canales rígidos existentes, uno de los cuales, por su ubicación y características disipadoras se utilizó como canal de descarga. Finalmente, para lograr completamente el traslado del agua de escorrentía fuera del talud se completó un tercer canal rígido con un canal disipador revestido en sacos de suelo cemento.

En el caso Loma del Peyé - sector oriental, se estabilizó la falda del talud perimetral a la Institución Educativa Pies Descalzos, para ello se ubicaron tres estructuras de contención a lo largo de todo el perfil teniendo en cuenta el área disponible de trabajo. En el límite de la parte baja de la zona libre se ubicaron dos muros separados por una berma de seis metros de ancho con el objetivo de mejorar la estabilidad del sitio y a su vez prevenir el continuo emplazamiento de viviendas ilegales ladera arriba. Se trabajó con un sistema de terrazas de seis metros de ancho y taludes de pendiente de 37° . Para transportar el agua de escorrentía fuera del talud se ubicaron canales recolectores en cada berma que desembocaban en dos canales de descarga disipadores construidos también en sacos de suelo cemento y de esta manera se logró la estabilidad global del sector.

Dadas las condiciones de características reciclables y mano de obra no calificada de la alternativa propuesta, la presente investigación puede afirmar que los muros de contención a partir de llantas



recicladas cumplen funciones técnicas adecuadas a un costo muy por debajo del necesario para la implementación de estructuras rígidas.

A pesar de su gran funcionalidad, el proceso investigación sobre los muros de llantas de desecho permitió identificar las limitaciones que este tipo de estructura presenta. Se encontró que, dadas las dimensiones de la sección transversal de los muros de llanta, se generan restricciones en cuanto a los espacios en los que se puede o no intervenir con este tipo de obras.

En cuanto al control de erosión, las implementaciones de fajinas vivas resultaron en una medida económica, ecológica y de gran aporte para la parte preventiva y complementaria de estabilización de taludes, ya que aporta protección a los factores meteorológicos y ayuda a reforzar los parámetros de resistencia en estratos superficiales, al igual que brinda un aspecto estético al sector. Sin embargo, esta técnica se encuentra condicionada al crecimiento de las especies vegetales para cumplir su funcionalidad.

Con lo anterior, se puede afirmar que es posible la implementación de alternativas no convencionales dadas por contención en muro de llantas reciclables y protección a partir de fajinas vivas en los sectores de Nueva Granada, manzanares y la loma del Peyé, ubicadas en el casco urbano de la Ciudad de Cartagena.



9. RECOMENDACIONES

Durante el desarrollo de esta investigación se presentaron restricciones y limitaciones que nos permiten extender las siguientes recomendaciones

- Es necesario realizar un análisis hidráulico en las zonas de estudio, con el propósito de ubicar con mayor detalle las obras de drenaje y justificar las dimensiones propuestas.
- Para conocer las condiciones reales en la presión de aguas subterráneas, se recomienda realizar los estudios hidrogeológicos a partir de la instalación de piezómetros, que brinden una información más acertada de las condiciones existentes en la zona
- Debido a las propiedades del material altamente inflamables, se recomienda desarrollar un sistema económico para mitigar la acción de fuego y que sirva a su vez como función de revestimiento a las paredes externas del muro.
- Es importante tener en cuenta, que el peso específico planteado en el presente proyecto correspondió a recopilaciones bibliográficas del conjunto Neumático- suelo del sitio, refiriéndose este último a suelos de tipo arcillosos, característicos de la zona. Por lo tanto, para ubicaciones o tipos de suelo con propiedades diferentes, se hace necesario realizar pruebas de densidad con el relleno utilizado en dónde se presenta implementar el diseño del muro.
- Teniendo en cuenta que para considerar las cargas de las viviendas construidas sobre los taludes estudiados se trabajó con valores estimados, se recomienda realizar el respectivo estudio de localización, reseña y vulnerabilidad de los predios en cada zona de y de esta manera trabajar con datos más certeros y obtener mejores resultados.



10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bojorque Iñiguez, J. (2011). Métodos para el análisis de la estabilidad de pendientes. *MASKANA*, Vol. 2, No. 2, 3-19.
- Valiente Sanz, R., Sobrecases Martí, S., & Díaz Orrego, A. (2016). Estabilidad de Taludes: Conceptos Básicos, Parámetros de Diseño y Métodos de Cálculo. *Civilizate* (7), 50-54.
- Alcaldía Mayor de Cartagena Secretaría de Infraestructura Distrital. (2009). *Convenio No 6 - 002 - 266. Estudio y diseño de riesgos que determinen las obras de estabilización de la loma del marion en el sector comprendido entre los barrios Nueva Granada y Nueve de Abril en la Ciudad de Cartagena*. Cartagena de Indias.
- Alcaldía Mayor de Cartagena. Secretaría de infraestructura distrital & Universidad de Cartagena. (2011). *Evaluación geotécnica y diseños de las obras de estabilización de las laderas de la Loma del Marión, Sector Manzanares, en el barrio Nuevo Bosque, Casco Urbano de Cartagena*. Cartagena de Indias : Convenio Interadministrativo N° 6-208-0481.
- Antúñez, B. (2016). *Manual para la construcción y mantenimiento de muros de llantas*. Tegucigalpa: The university of Manchester.
- Antunéz, B. (2016). *Manual para la construcción y mantenimiento de muros de llantas en barrios populares de Tegucigalpa*. Tegucigalpa: Fondo Nórdico de Desarrollo.
- Asociacion Colombiana de Ingenieria Sisimica. (2010). *Reglamento Colombiano de Construccion Sismo Resistente NSR - 10*.
- Baroni, M., Pivoto Specht, L., & Barbosa Pinheiro, R. J. (2012). Construção de estruturas de contenção utilizando pneus inservíveis: análise numérica e caso de obra. *Rem: Revista Escola de Minas*, 449-457.
- Baroni, M., Pivoto Specht, L., & Barbosa Pinheiro, R. J. (2012). Construction of earth retaining structures using scrap tires: numeric and case study. *Revista Escola de Minas*, vol. 66 núm 4, 49-457.
- Belmonte Maffra, C. R., Santos Sousa, R. d., Jaques Sutili, F., & Barbosa Pinheiro, R. J. (2019). Evaluation of Live Cuttings Effect on Slope Stability. *Floresta e Ambiente*, e20170738.
- Bishop, A. W. (1995). The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Geotechnique*. Vol 5., 7-17.
- Cabrera, C. (20 de Enero de 2017). Construyen el muro ecológico más grande de Guatemala. *Sociedad*, pág. 3.
- Canchari Vega , C. (2018). Diseño de muros de contención utilizando neumáticos reciclados en laderas de cerro del AA.HH. Ciudad de los Constructores, Distrito de San Juan de Lurigancho, Lima 2018. Lima, Ciudad de los Constructores, Distrito de San Juan de Lurigancho, Perú: Facultad de Ingeniería - Universidad Cesar Vallejo.
- CEPAL NU. (2014). *Manual Para La Evaluacion De Desastres*. Santiago de Chile: Naciones Unidas.



- Chow, V. (1994). *Hidrología aplicada*. McGRAW-HILL INTERAMERICANA.
- Cruden, D. (1996). Landslide Types and processes. *Landslides: Investigation and Mitigation*. Washington D. C: Special Report 247, National Academy Press.
- Das, B. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. Cengage Learning.
- De Almeida Barros, P. L. (2010). *Manual técnico de obras de contención*. Maccaferri do Brasil LTDA.
- Dr. Ordoñez C., A. (2009). Muros de contención. *Universidad Nacional Agrícola - Lima Perú*.
- Duncan, M. J. (1996). Soil Slope Stability Analysis. En M. J. Duncan, *Landslides: Investigation and Mitigation - Special Report 247* (págs. 337-371). Transportation Research Board.
- Duque Caro, H. (1984). *Estilo estructural, diapirismo y episodios de crecimiento del terreno Sinu-San Jacinto en el noroccidente de Colombia*. Bogotá: INGEOMINAS: Instituto Nacional de Investigaciones Geológico-Mineras.
- F. Sieira, A. C., Sayão, A., de Medeiros, L., & Gerscovich, D. (2001). Estabilización de Taludes con Muros de Neumáticos. V SIMPOSIO NACIONAL SOBRE TALUDES Y LADERAS INESTABLES, (págs. 1061-1070). Madrid.
- Griffiths, D. V., & Fenton, G. A. (2004). Probabilistic Slope Stability Analysis by Finite Elements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 507 -514.
- Harmsen, T. E. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ - Fondo editorial.
- Instituto de Investigación e Información Geocientífica, Minero Ambiental y Nuclear - INGEOMINAS. (2000). *Zonificación geotécnica, aptitud y uso del suelo en el casco urbano de Cartagena - Convenio interadministrativo 005/2000*. Cartagena: Alcaldía distrital de Cartagena.
- J. Martel, S., & Muller, J. (2000). A Two-dimensional Boundary Element Method for Calculating Elastic Gravitational Stresses in Slopes. *Pure applied geophys.* 157, 989–1007.
- Jimenez Badillo, E., & Rico Rodriguez, A. (1957). Estabilidad de Taludes. En E. Jimenez Badillo, *Mecánica de suelos II, Tomo 2 - Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos* (pág. 255). Mexico D.F.: Limusa Noriega Editores.
- Kerguelen Argumedo, A., García Mendive, I., & Sfriso, A. (2016). Slope stability analysis at Fenix open pit mine using stochastic finite. *XV CONGRESO COLOMBIANO DE GEOTECNIA & II CONFERENCIA INTERNACIONAL ESPECIALIZADA EN*. Cartagena: Sociedad Colombiana de Geotecnia.
- López, J. J., & López, C. A. (2004). El urbanismo de ladera: un reto ambiental, tecnológico y del ordenamiento territorial. *Revista Bitácora Urbano Territorial*, 1(8), 94-102.
- Melgarejo, E. (9 de Abril de 2019). Así se construyó el ecomuro con 25 mil llantas en un centro turístico que espera a miles de veraneantes en Olopa. *Piensa Libre*.
- Mergili, M., Marchant Santiafo, C., & Moreiras, S. (2015). Causas, características e impacto de los procesos de remoción en masa, en áreas contrastantes de la región Andina. *Cuadernos de Geografía: Revista Colombiana de Geografía*, 24(2), 113-131.



- Miller, G. (2010). Civil Engineering Applications of Whole Scrap Tires. *Texas A&M University Kingsville*, 2-24.
- Montero Olarte, J. (2017). *Clasificación de movimientos en masa y su distribución en diferentes terrenos geológicos de Colombia*. Servicio Geológico Colombiano.
- Morgenstern, N., & Price, V. (1965). The Analisis of Stability of General Slip Surfaces. *Geotechnique Vol 15*, 79-93.
- O'Hare, G. R. (2005). . The landslide hazard and human vulnerability in La Paz City, Bolivia. *The Geographical Journal*, 171(3), 239-258.
- Obras Urbanas. (2018). Comparación de metodologías para la estimación de riesgos de movimientos de masas. *Obras Urbanas N° 71*, 56-86. Obtenido de Obras Urbanas.
- Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo. (2014). *Fortalecimiento de las capacidades institucionales para la gestion de riesgo y el mejoramiento de los medios de vida de la comunidad vulnerable frente a fenomenos de remocion en masa, asentada en el sector denominado Loma del Peyé*. Cartagena de Indias.
- Rodriguez Gonzales, O. E. (2016). *Estandarización de técnicas de diseño y construcción de muros de tierra reforzada con llantas de desecho*. Medellin: Universidad Nacional de Colombia.
- Rodriguez, O. (2016). Estandarización de técnicas de diseño y construcción de muros de tierra reforzada con llantas de desecho. Medellin, Antioquia, Colombia: Universidad Nacional de Colombia - Tesis de Maestria.
- Sánchez Molina, D., & Gonzáles Drigo, J. R. (2011). *Cálculo de elementos estructurales Volumen 5 de Enginyeries industrials*. Universitat Politècnica de Catalunya. Iniciativa Digital Politècnica.
- Sogas de Nylon y polipropileno. (2018). *Datos tecnicos de sogas de Nylon y polipropileno*. Lima: MP.
- Spencer, E. (1967). A Method of analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces. *Géotechnique Volume 17 Issue 1*, 11-26.
- Stead, D., Eberhardt, E., & Coggan, J. (2006). Developments in the characterization of complex rock slopedeformation and failure using numerical modelling techniques. *Engineering Geology 83* , 217–235.
- Suarez Diaz , J. (2001). *Control de erosión en zonas tropicales*. Ediciones Universidad Industrial De Santander.
- Suarez Diaz, J. (1998). *Deslizamiento y Estabilidad de Taludes en zonas tropicales*. Bucaramanga: Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos. .
- Suarez Diaz, J. (2009). *Deslizamiento Volumen II, Tecnicas de Remediacion*. Universidad Industrial de Santander.
- Suarez, J. (1998). Análisis de Estabilidad. En J. Suarez, *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales* (págs. 127-172). Bucaramanga - Colombia: Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos.



Suarez, J. (1998). Mecanismos de falla. En J. Suarez, *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales* (págs. 37-74). Bucaramanga - Colombia: Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos .

Suarez, J. (1998). Nomenclatura y Clasificación de los Movimientos. En J. Suarez, *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales* (pág. 3). Bucaramanga - Colombia: Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos.

UNDRO. (1979). *Natural Disasters and Vulnerability Analysis*. Geneva: Report of Experts Group.

Varnes, D. J. (1958). Landslides and processes. En D. J. Varnes, *Special report 29: Landslides and engineering* (págs. 20-47). Washington, D.C.: HRB, National Research.

World Economic Forum. (2018). *Informe de riesgos mundiales 2018 - 13va edición* . Ginebra.



11. ANEXOS

Tabla 35. Anexo - Resumen ensayo de penetración estándar, Caso de estudio: Nueva Granada - 2009.

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR										
Sondeo	Muestra	Profundidad		Wn	Análisis de Consistencia			GRADACIÓN		γ
N°	N°	[m]		[%]	LL [%]	LP [%]	IP [%]	N° 4 [%]	N° 200 [%]	[ton/m ³]
S-1	2	2	2,5	32,8	54	25	29	100	93,1	1,91
	5	5,5	6	38,7	64	26	38	100	96,0	1,87
S-2	1	1	2,5	25,8	49	23	26	100	90,0	-
	3	4	6	29,9	57	25	32	100	95,5	1,89
S-3	1	1	2,5	36,4	56	25	31	100	95,4	1,90
	3	4,5	5,5	29,2	47	22	25	100	90,6	1,94
S-4	1	1	2	30,7	55	25	30	100	93,5	-
	2	2	3,5	31,6	66	26	40	100	93,5	1,87
S-5	1	1	2,5	20,5	42	24	18	100	79,3	-
S-6	1	1	2,5	21,7	52	25	27	96,8	90,0	1,94
S-7	1	1	2,5	17,6	47	23	24	89,8	82,2	-
	4	5	6	27,4	44	23	21	100	78,5	-
S-8	1	1	2,5	22,7	53	25	28	100	94,5	1,96
	3	4	5	23,6	48	23	25	100	90,0	1,98
S-9	1	1,5	2,5	30,9	59	26	33	100	95,7	1,88
	3	3,5	5	27,7	52	25	27	100	94,7	1,95
S-10	1	0,6	2,5	29,5	56	25	31	100	95,8	1,91
	3	4,5	6	29,9	70	27	43	100	97,6	1,80
S-11	1	0	1,3	19,5	43	24	19	100	83,2	-
	3	2,5	5,5	34,6	53	25	28	100	96,7	-
S-12	1	2	2,5	26,6	57	25	32	100	95,0	1,89
	2	2,5	4,5	28,4	51	25	26	100	90,1	1,97
	3	4,5	7	32,8	55	25	30	100	96,0	1,90
S-13	1	0	1	15,2	40	24	16	100	79,0	-
	3	3	5	16,3	38	23	15	91,2	79,0	-
S-14	1	0	1,5	17,6	37	22	15	84,1	74,8	-
	2	1,5	4	29,7	42	24	18	90,4	78,6	-
S-15	1	1	2,5	20,5	58	25	33	100	97,2	-
	2	2,5	5	22,2	47	22	25	100	93,5	-
S-16	1	0	0,8	17,1	38	22	16	88,2	79,8	-
	2	3	4	20,3	53	25	15,0	100	92,1	-

Fuente: (Alcaldía Mayor de Cartagena Secretaría de Infraestructura Distrital, 2009)



Tabla 36. Anexo - Resumen ensayo de Apiques, Caso de estudio: Nueva Granada - 2009.

APIQUES											
Perforación	M	Profundidad		Wn	Análisis de Consistencia			Corte Directo		GRADACIÓN	
N°	N°	[m]		[%]	LL [%]	LP [%]	IP [%]	ϕ [°]	C [Kg / cm ²]	N° 4 [%]	N° 200 [%]
Ap-1	1	0,5	1,5	21,8	41	23	18	-	-	89,5	84,1
Ap-2	1	0	1,8	13,9	38	23	15	-	-	82,9	78,3
Ap-3	1	0	0,3	21,8	51	25	26	-	-	97,1	90,0
	2	0,3	1,5	17,8	38	22	16	-	-	82,5	75,2
Ap-4	1	0	1,5	29,7	53	25	28	28,0	0,206	100	94,7
	2	1,5	2,5	24,7	38	21	17	-	-	100	77,8
Ap-5	2	1,5	2,5	24,7	39	23	16	-	-	83,7	75,6
Ap-6	1	0	0,6	30,7	52	25	27	-	-	100	95,7
	2	0,6	2,1	32,8	58	25	33	27,0	0,406	100	96,6
Ap-7	2	0,4	1,8	15,6	45	21	24	-	-	92,1	78,9
Ap-8	1	0	0,4	13,8	43	24	19	-	-	81,3	75,5
	2	0,4	1,8	17,6	47	22	25	-	-	93,9	86,9
Ap-9	1	0	0,6	34,6	59	26	33	-	-	100	94,9
	2	0,6	2	31,9	64	27	37	-	-	100	95,2
Ap-10	1	0	1,8	21,5	60	26	34	-	-	100	96,9
Ap-11	1	0,4	1,9	19,8	49	23	26	-	-	95,9	88,2
Ap-12	1	0	1,7	16,8	42	24	18	-	-	84,6	79,3
Ap-13	2	0,5	2	36,6	48	23	25	-	-	84,6	79,3
Ap-14	1	0	0,4	19,5	54	25	29	-	-	100	94,4
	2	0,4	2	34,8	56	25	31	-	-	100	96,9
Ap-15	2	0,8	2,5	26,7	53	25	28	29,0	0,285	100	91,3
Ap-16	1	0	1,3	16,3	41	24	17	-	-	85,7	75,8
Ap-17	1	0	1,9	38,9	63	26	37	28,0	0,252	100	96,5
Ap-18	2	0,9	1,8	20,5	55	25	30	-	-	100	96,0
Ap-19	2	0,3	1,4	14,7	43	22	21	-	-	88,5	75,8
Ap-20	2	0,2	1,3	17,6	38	24	15	-	-	85,0	77,2

Fuente: (Alcaldía Mayor de Cartagena Secretaría de Infraestructura Distrital, 2009)

Tabla 37. Anexo - Resumen ensayo de penetración estándar, Caso de estudio: Nueva Granada - 2018.

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR										
Perforación	Muestra	Profundidad		Wn	Análisis de Consistencia			Gs	gw	Cohesión
N°	N°	[m]		[%]	LL [%]	LP [%]	IP [%]		[ton/m ³]	
Sondeo-1	2	2,5	3	25	52	25	27	2,555	1,98	2,38
	4	4,5	5	25,5	52	26	26	2,562	2	1,3
Sondeo-2	1	1	2	30,5	69	29	40	2,408	--	--



	3	3,5	4	32,2	75	35	40	2,637	1,97	2,27
Sondeo-3	2	2,5	3	16,9	42	22	20	2,543	1,93	1,37
	4	4,5	5	18	42	20	22	--	--	--
Sondeo-4	1	1	2	25,3	54	25	29	2,439	1,98	1,19
	3	3,5	4	26,6	53	25	28	--	1,88	1,11
Sondeo-5	2	2,5	3	20,6	58	25	33	2,58	2,09	1,53

Fuente: Universidad de Cartagena.

Tabla 38. Anexo - Resumen ensayo de penetración estándar, Caso de estudio: Manzanares 2011.

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR												
Perforación	Muestra	Profundidad		Wn	Análisis de consistencia			N° 4	N° 200	S.U.C.S.	gw	g sat
		[m]	[m]		[%]	LL	LP					
SPT-1	2	2,0	3,0	36,2	34,0	21	13	89,6	64,20	CL	-	-
	4	5,0	5,5	33,5	40,0	24	16	96,9	74,3	CL	-	-
SPT-2	2	2,0	3,0	32,6	54,0	25	29	100	95,2	CH	1,46	1,93
SPT-3	1	1,0	2,0	39,7	56,0	25	31	100	95,8	CH	-	-
	5	4,5	5,5	23,8	57,0	25	32	100	96,8	CH	1,53	1,89
SPT-4	4	3,5	4,0	31,6	-	100	16,7	-	-	SM	-	-
SPT-5	1	0,0	2,0	34,8	53,0	25	28	100	90,00	CH	-	-
SPT-6	4	4,0	5,0	22,4	42,0	24	18	100	79,6	CL	1,65	2,02
SPT-7	2	2,0	4,0	35,1	51,0	25	26	93,4	89,1	CH	1,47	1,99
	4	5,5	7,0	31,9	55,0	25	30	100	96,8	CH	1,44	1,9
SPT-8	2	2,0	4,0	37,4	52,0	25	27	90,1	87,1	CH	-	-
	4	5,5	7,0	34,6	52,0	25	27	92,3	90,7	CH	1,42	1,91
SPT-9	3	4,0	6,0	27,9	49,0	23	26	100	90,4	CL	1,57	2,01
SPT-10	1	1,0	2,0	35,3	51,0	25	26	100	94,5	CH	1,46	1,97
	4	4,0	6,0	27,7	56,0	25	31	100	95,4	CH	1,47	1,88
SPT-11	2	3,0	5,0	31,9	59,0	25	34	100	96,4	CH	1,42	1,87
SPT-12	2	3,0	3,5	36,6	55,0	25	30	94,4	90,2	CH	1,39	1,9
	4	5,0	6,5	29,4	54,0	25	29	100	95,7	CH	1,51	1,95
SPT-13	2	1,0	3,0	32,5	58,0	25	33	100	98,4	CH	1,42	1,88
	4	5,5	7,0	30,5	57,0	25	32	100	96,6	CH	1,45	1,89
SPT-14	1	1,0	3,0	33,3	51,0	25	26	88,8	86,5	CH	1,43	1,98
	2	3,0	3,5	26,7	39,0	24	15	79,8	70,4	CL	-	-
SPT-15	1	1,0	2,0	38,7	49,0	23	26	84,5	80,8	CL	-	-
	3	3,5	4,0	37,9	55,0	25	30	100	95,3	CH	1,37	1,89
SPT-16	1	1,5	4,0	30,2	52,0	25	27	100	95,1	CH	1,52	1,98



Estudio de viabilidad técnica de alternativas no convencionales para obras de protección y contención de taludes en sitios críticos del casco urbano de la ciudad de Cartagena



	2	4,0	6,0	31,8	29,0	23	6	100	24,8	SM	1,44	1,90
SPT-17	1	1,0	2,5	25,6	56,0	25	31	100	96,9	CH	1,47	1,85
	2	3,5	4,5	24,8	59,0	26	33	100	94,8	CH	1,47	1,83
	3	4,5	6,0	26,4	57,0	25	32	100	95,2	CH	1,42	1,80
SPT-18	1	1,0	2,5	26,6	54,0	25	29	100	97,4	CH	1,55	1,96
	2	2,5	4,0	25,8	58,0	25	33	100	97,2	CH	1,60	2,01
SPT-19	1	1,5	2,5	38,9	56,0	25	31	100	94,5	CH	1,34	1,86
	2	2,5	3,5	32,6	38,0	23	15	100	83,4	CL	-	-
	3	3,5	5,0	33,5	26,0	21	5	-	40,3	SC-SM	-	-
SPT-20	1	0,0	1,0	31,4	45,0	21	24	88,6	84,6	CH	1,49	1,96
	2	1,0	2,5	38,7	53,0	25	28	100	96,9	CL	1,36	1,88
	3	4,5	6,0	34,4	49,0	23	26	100	92,7	CH	1,47	1,98
SPT-21	1	1,0	2,5	37,7	48,0	23	25	91,9	85,4	CL	1,45	1,99
	2	2,5	4,0	36,4	46,0	22	24	86,9	83,2	CL	1,45	1,98
	3	4,5	6,0	33,3	31,0	24	7	100	37,8	SM	1,47	1,96
SPT-22	1	1,0	3,0	33,5	51,0	25	26	92,3	89	CH	1,48	1,98
	2	3,5	6,0	35,9	57,0	25	32	100	93,4	CH	1,46	1,98

Fuente: (Alcaldía Mayor de Cartagena. Secretaría de infraestructura distrital & Universidad de Cartagena, 2011)

Tabla 39. Anexo: Resumen ensayo de Apiques, Caso de estudio: Manzanares - 2011.

APIQUES											
Perforación N°	Profundidad		Wn [%]				Gs	N° 4	N° 200	gw [ton/m ³]	Cohesión [ton/m ²]
	[m]	[m]		LL	LP	IP		[%]	[%]		
AP-1	1,0	1,2	39,47	54,22	25,03	29,19	2,74	96,10	90,00	1,90	6,92
AP-2	0,3	1,6	32,80	51,07	24,02	27,04	2,74	93,16	89,16	1,95	2,70
AP-3	0,9	1,2	24,84	49,13	23,14	25,99	2,71	95,73	85,07	2,01	4,03
AP-4	1,1	1,3	38,70	56,19	25,08	31,11	2,75	100,00	95,40	1,90	6,45
AP-5	1,0	1,2	43,27	51,31	24,11	27,19	2,73	91,69	88,80	2,02	1,44
AP-6	0,7	1,2	34,23	53,29	24,12	29,17	2,73	100,00	90,00	1,97	4,33
AP-7	1,0	1,2	35,32	48,20	23,10	25,09	2,72	91,47	85,20	2,03	5,88
AP-8	1,1	1,3	41,24	54,22	25,03	29,19	2,74	100,00	96,10	1,92	1,39
AP-9	0,5	1,3	39,30	39,00	23,00	16,00	2,71	89,50	74,10	1,92	1,58
AP-10	0,6	1,4	33,20	34,00	21,00	13,00	2,70	97,90	44,10	1,92	0,80

Fuente: (Alcaldía Mayor de Cartagena. Secretaría de infraestructura distrital & Universidad de Cartagena, 2011)



Tabla 40. Anexo - Resumen ensayo de penetración estándar, Caso de estudio: Manzanares 2018.

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR											
Perforación	Muestra	Profundidad		Wn	Análisis de consistencia			N° 4	N° 200	gw	cu
N°	N°	[m]		[%]	LL	LP	IP	[%]	[%]	[ton/m ³]	[ton/m ²]
SPT-1	2	2,5	3,0	29,9	60,0	25	35	100	97,60	1,98	17,7
	4	4,5	5,0	30,2	61,0	29	32	100	99,5	--	
SPT-2	2	2,5	3,0	30,8	59,0	31	28	99	95,3	1,99	7,9
	4	4,5	5,0	31,2	59,0	30	29	100	99	1,93	12,6
SPT-3	2	2,5	3,0	22,9	41,0	18	23	91,6	77,8	1,98	5,0
SPT-4	2	1,5	2,0	20,2	40,0	19	21	82	73,8	--	
	4	3,5	4,0	21,4	55,0	26	29	100	98,10	2,02	20,5
SPT-5	3	2,5	3,0	19,8	44,0	22	22	86,5	69,6	--	

Fuente: Universidad de Cartagena.



Estudio de viabilidad técnica de alternativas no convencionales para obras de protección y contención de taludes en sitios críticos del casco urbano de la ciudad de Cartagena



Tabla 41. Anexo - Resumen Sondeos, Caso de estudio: Loma del Peyé 2014.

PROYECTO: Fortalecimiento de las capacidades institucionales para la gestión del riesgo y el mejoramiento de los medios de vida de la comunidad vulnerable frente a fenómenos de remoción en masa, asentada en el sector denominado Lomas del Peyé, casco urbano de Cartagena, departamento de Bolívar																				
LOCALIZACIÓN: Loma del Peyé																				
Sondeo N°	Muestra N°	Profundidad (m)	Wn (%)	Análisis de Consistencia			LC	N	γ_t (ton/m ³)	γ_d (ton/m ³)	Gs	Φ (grados)	fr (grados)	C (Ton/m ²)	K (cm/seg)	E (MN/m ²)	Gradación		AASHTO	S.U.C.S.
				LL (%)	LP (%)	IP (%)											N° 4 (%)	N° 200 (%)		
SPT-01	2	1,50-2,00	21,08	24	15	9		6	1,91	1,57		-	-	2,40		7	100,0	72,6	A-4	CL
	3	2,5-3,00	18,48	27	15	11		10	1,99	1,68		-	-	4,00		12	91,5	51,3	A-6	CL
	5	4,50-5,00	16,30	24	15	10		15	2,05	1,77	2,87	-	-	6,00		18	98,8	59,4	A-4	CL
	6	5,50-6,00	14,56	25	14	11		16	2,06	1,80	2,54	-	-	6,40		19	96,0	63,0	A-6	CL
	10	9,5-10,0	18,00	26	15	11		47	2,24	1,89				18,80		55	95,7	62,4		CL
SPT-02	2	1,50-2,00	25,18	38	18	20		3	1,80	1,43	2,90	-	-	1,20		4	100,0	84,8	A-6	CL
	4	3,50-4,00	25,65	41	22	20		9	1,97	1,57	2,76	-	-	3,60		11	100,0	98,1	A-7-6	CL
	6	5,50-6,00	25,32	34	19	15		18	2,08	1,66	2,63	-	-	7,20		21	99,7	65,5	A.6	CL
	8	7,50-8,00	22,12	23	15	8		28	2,15	1,76	2,40			11,20		33	99,6	62,2		CL
SPT-03	2	1,50-2,00	17,02	27	15			5	1,88	1,60		-	-	2,00	4,07E-05	6	100,0	65,1	A6	CL
	4	3,50-4,00	18,16	26	16	10		15	2,05	1,74	2,85	-	-	6,00		18	58,8	30,2	A4	CL



Estudio de viabilidad técnica de alternativas no convencionales para obras de protección y contención de taludes en sitios críticos del casco urbano de la ciudad de Cartago



	6	5,50-6,00	19,06	26	17	9		33	2,18	1,83	2,76	-	-	13,20		39	75,2	35,8	A5	CL
	7	6,50-7,00	15,78	25	17	8		39	2,02	1,75	2,73	39		15,60		46	77,1	54,5	A-4	SC
SPT-04	2	1,50-2,00	21,15	25	11	14		21	2,11	1,74	2,55	-	-	8,40		25	83,8	64,3	A6	CL
	4	3,50-4,00	20,19	36	31	5		34	2,18	1,82	2,62	-	-	13,60		40	97,2	86,5	A-7-6	CH
SPT-05	2	1,50-2,00	6,20	28	23	5		18	2,08	1,96		-	-	7,20		21	85,3	57,1	A-4	ML-OL
	3	2,50-3,00	5,80	27	24	3		22	2,11	2,00		-	-	8,80		26	95,4	61,9	A-4	ML-OL
	6	5,5-6,00	5,28	33	21	12		40	2,21	2,10		-	-	16,00		47	99,5	65,0	A-6	CL
SPT-06	1	1,00-1,50	7,86					5	1,69	1,56		33	-	0,00	4,14E-04	0	98,1	22,6	A-3	SM
	2	1,50-2,00	6,09					9	2,23	2,10		43	-	0,00	4,14E-04	0	96,8	11,1	A-3	SP-SC
SPT-06.a	1	1,00-1,50	4,60					9	1,80	1,72		35	-	0,00		0	93,1	13,7	A-3	SM
	2	1,50-2,00	4,12					15	2,17	2,09	2,78	42	-	0,00	8,15E-04	0	99,8	8,0	A-3	SP-SC
SPT-07	2	1,50-2,00	18,36	43	17	26		4	1,84	1,56		-	-	1,60		5	85,1	61,6	A-7-6	CL
	3	2,50-3,00	20,90	51	21	30		12	2,02	1,67	2,73	-	-	4,80	6,49E-06		97,1	86,4	A-7-6	CH
	4	3,50-4,00	21,03	41	24	17		18	2,08	2,08		-	-	7,20			93,6	66,7	A-7-6	CL
SPT-08	2	1,50-2,00	16,25	34	21	13		2	1,73	1,49		-	-	0,80		2	100,0	77,9	A-6	CL
	3	2,50-3,00	13,54	49	22	26		5	1,88	1,65		-	-	2,00		6	89,0	79,0	A-7-6	CL
	5	4,50-5,00	21,02	40	23	17		10	1,99	1,64	2,82	-	-	4,00	2,62E-05			84,8	A-6	CL
SPT-09	2	1,50-2,00	8,23	20	16	4		9	1,97	1,82		-	-	3,60	2,66E-04			44,4	A-4	CL-ML



Estudio de viabilidad técnica de alternativas no convencionales para obras de protección y contención de taludes en sitios críticos del casco urbano de la ciudad de Cartagena



	3	2,50-3,00	9,84	35	23	12		9	1,69	1,53		33	-		1,33E-03			32,6	A-2-6	SM
SPT-09.a	2	1,50-2,00	13,64	23	16	7		7	1,93	1,70	2,71	-	-	2,80		8	100,0	57,5	A-4	CL-ML
	3	2,50-3,00	4,40	16	12	5		16	1,82	1,74	2,85	35	-	0,00	5,09E-05			45,3	A-4	SM-SC
SPT-10	2	1,50-2,00	20,76	45	23	21		6	1,91	1,58	2,73	-	-	2,40	3,56E-05		93,8	81,3	A-7-6	CL
	3	2,50-3,00	20,14	51	22	29		12	2,02	1,68	2,78	-	-	4,80	2,18E-05		100,0	96,9	A-7-6	CH
	5	4,50-5,00	27,75	52	26	26		15	2,05	1,61		-	-	6,00		18	97,0	89,8	A-7-6	CH
	7	6,50-7,00	22,69	41	16	24		2,07	2,09	1,70		-	-	0,83	1,14E-05		100,0	90,1	A-7-6	CL
	8	7,50-8,00	21,13	48	18	30		34	2,18	1,80		-	-	13,60			100,0	89,9	A-7-6	CL

Fuente: (Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, 2014)

Tabla 42. Anexo - Resumen Rotoperforaciones, Caso de estudio: Loma del Peyé 2014.

PROYECTO: Fortalecimiento de las capacidades institucionales para la gestión del riesgo y el mejoramiento de los medios de vida de la comunidad vulnerable frente a fenómenos de remoción en masa, asentada en el sector denominado Lomas del Peyé, casco urbano de Cartagena, departamento de Bolívar																		CLIENTE: PNUD					
LOCALIZACIÓN: Loma del Peyé																		FECHA: Octubre 2014					
Sondeo N°	Muestra N°	Profundidad (m)	Wn (%)	Análisis de Consistencia			LC (%)	IL (%)	Y _t (ton/m ³)	Y _d (ton/m ³)	G _s	Φ (grados)	φ _r (grados)	C (Ton/m ²)	K (cm/seg)	E (MN/m ²)	Gradación		AASHTO	S.U.C.S.	Descripción del Suelo		
				LL (%)	LP (%)	IP (%)											N° 4 (%)	N° 200 (%)					
PC-01	3	4.50-6.00	19,40	25	0	0	--	1,74	1,46	2,55	21	--	4,48	6,45E-04	13	100,0	20,8	A-2-4	SM		Arena Arcillosa		
PC-01	7	10.50-12.00	30,80	51	25	26	--	0,2	1,84	1,41	2,57	17	11	5,90	5,42E-06	17	100,0	91,6	A-7-6	CH		Arcilla Inorganica de Alta Plasticidad	
PC-01	12	18.00-19.50	30,30	40	19	21	--	0,5	1,76	1,35	2,50	21	12	5,72	3,57E-05	17	100,0	91,9	A-6	CL		Arcilla Inorganica de Plasticidad baja a media	
PC-01	16	24.00-25.50	31,10	24	0	0	--	1,82	1,39	2,58	19	--	10,03	6,46E-04	30	100,0	61,3	A-4	ML		Limo inorganico y arenas muy finas		
PC-02	2	3.50-4.50	25,50	45	19	26	16,2	0,3	2,00	1,59	2,74	--	--	5,32	--	16	95,7	88,2	A-7-6	CL		Arcilla inorganica de plasticidad media a baja	
PC-02	6	9.00-10.50	23,40	0	0	0	--	1,92	1,56	2,87	--	--	--	1,49E-05	--	100,0	8,1	A-3	SP-SM		Arena pobremente gradada		
PC-02	8	12.00-13.50	26,50	41	16	25	--	0,4	1,96	1,55	3,14	18	11	11,96	1,29E-05	35	100,0	90,9	A-7-6	CL		Arcilla inorganica de plasticidad baja a media	
PC-02	12	18.00-19.50	24,70	51	22	29	--	0,1	2,21	1,77	2,74	6	--	14,88	--	44	100,0	97,1	A-7-6	CH		Arcilla de alta plasticidad	
PC-02	17	25.50-27.00	24,90	22	0	0	--	--	--	3,05	--	--	--	1,81E-04	--	100,0	16,8	A-2-4	SM		Arenas Limosas		
PC-03	2	3.00-4.50	22,00	25	11	14	--	0,8	1,92	1,57	2,73	26	14	18,20	7,97E-05	54	100,0	66,9	A-6	CL		Arcillas Limosas Inorganicas	
PC-03	5	7.50-9.00	28,80	36	31	5	43,6	-0,4	1,92	1,49	3,06	32	--	3,68	3,48E-05	11	99,5	40,7	A-4	SM		Arenas Limosas	
PC-03	7	10.50-12.00	30,80	45	23	22	23,2	0,4	1,92	1,47	3,30	56	12	7,00	4,79E-07	21	100,0	94,8	A-7-6	CL		Arcilla Inorganica de Plasticidad baja a media	
PC-04	3	4.50-6.00	30,40	57	21	36	--	0,3	1,84	1,41	2,39	17	9	5,83	1,22E-05	17	100,0	90,0	A-7-6	CH		Arcilla Inorganica de Alta Plasticidad	
PC-04	6	9.00-10.50	30,00	58	25	33	15,0	0,2	1,88	1,45	2,42	8	--	8,37	5,40E-06	25	100,0	92,0	A-7-6	CH		Arcilla Inorganica de Alta Plasticidad	
PC-04	9	13.50-15.00	29,70	52	23	29	24,3	0,2	1,98	1,53	2,40	--	--	--	--	--	98,5	93,9	A-7-6	CH		Arcilla Inorganica de Alta Plasticidad	
PC-04	11	16.50-18.00	22,80	36	19	17	35,9	0,2	2,00	1,63	2,34	15	13	16,41	--	48	100,0	69,9	A-6	CL		Arcilla Inorganica de Plasticidad baja a media	
PC-04	18	27.00-28.50	--	--	--	--	27,0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
PC-05	3	4.50-6.00	25,40	49	26	23	--	0,0	1,92	1,53	2,81	18	12	6,99	9,08E-06	21	100,0	69,2	A-7-6	CL		Arcilla inorganica de plasticidad baja a media	
PC-05	6	9.00-10.50	19,80	35	23	12	--	-0,3	1,93	1,61	2,64	--	--	--	2,87E-05	--	78,9	50,5	A-6	CL		Arcilla limosa inorganica de baja plasticidad	
PC-05	9	13.50-15.00	25,20	28	26	2	--	-0,4	1,80	1,44	2,99	26	--	4,34	--	13	100,0	98,0	A-4	ML		Limo inorganico arcilloso de poca plasticidad	
PC-05	13	19.50-21.00	28,80	37	34	3	--	-1,7	1,82	1,41	2,94	25	--	7,49	--	22	100,0	56,6	A-4	ML		Limo inorganico arcilloso de poca plasticidad	

Fuente: (Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, 2014)