



I N N O
V A C I
Ó N

Documento técnico

ESTUDIOS DE DETALLE EN LA PARTE ALTA DE LA CABECERA MUNICIPAL DE JERICÓ

FECHA:
Marzo de 2022

INFORMACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

Nombre:	Estudios de detalle en la parte alta de la cabecera municipal de Jericó
Objeto:	Contrato para realizar los estudios de detalle que permitan diagnosticar las condiciones topográficas, geológicas, geotécnicas, hidrogeológicas e hidráulicas que influyen en los procesos de inestabilidad, históricos y actuales y la zonificación de la amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa y avenidas torrenciales en la parte alta de la cabecera municipal de Jericó, en los sectores conocidos como Las Nubes, Los Aguacates y La Comba, al suroccidente de la cabecera municipal de Jericó, Antioquia.
Fecha de inicio:	19 de octubre de 2021.
Contrato:	287-2021
Alcance geográfico:	Los estudios de detalle de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa y avenidas torrenciales con sus respectivas medidas de intervención se realizarán en la parte alta del suelo urbano del municipio de Jericó.



DOCUMENTO TÉCNICO ESTUDIOS DE DETALLE EN LA PARTE ALTA DE LA CABECERA MUNICIPAL DE JERICÓ

EQUIPO DE TRABAJO

Alcaldía de Jericó

David Alonso Toro Cadavid, Alcalde.

Carlos Andrés López Holguín, Secretario de Planeación y Desarrollo Territorial

Santiago Giraldo Posada, Geólogo Contratista y apoyo a la Gestión del Riesgo de Desastres

IV Ingeniería – Interventoría

Andrés Arévalo Quintero, Director de interventoría

Christian Camilo Herrera Uribe, Coordinador de interventoría

Sergio Arias Buitrago, Geólogo

Universidad EAFIT

Oscar Geovany Bedoya Sanmiguel, Director General.

Geólogo, Universidad EAFIT

Master en Ciencia, Colorado State University (USA)

Marco Fidel Gamboa Ramírez, Coordinador Técnico.

Ingeniero Geólogo, Facultad de Minas, Medellín.

Especialista en Sistemas de Información Geográficos de la Universidad San Buenaventura Medellín.

MSc en Ciencias de la Tierra, Universidad EAFIT.

Héctor Camilo Pérez Contreras, Apoyo coordinación.

Geólogo, Universidad EAFIT

Luisa Fernanda López, Geóloga.

Especialista en mecánica de suelos y cimentaciones, Universidad EAFIT

Nelson Gaona Losada, Geotecnista

Ingeniero Geólogo, Facultad de Minas, Medellín

Especialista en mecánica de suelos y cimentaciones, Universidad EAFIT

Marcos Julián Osorio, Hidrogeólogo

Ingeniero Geólogo, Facultad de Minas, Medellín

MSc en Ingeniería y recursos minerales

Claudia Patricia Munera, Hidróloga

Ingeniera civil, Universidad Nacional de Colombia

MSc en Recursos Hidráulicos, Universidad Nacional de Colombia

Oscar Rafael Guerrero, Ingeniero estructural

Ingeniero civil, Universidad Nacional de Colombia

Juan Manuel Bedoya, Ingeniero estructural

Ingeniero civil, Escuela de Ingeniería de Antioquia

Especialista en análisis y diseño de estructuras, Universidad de Antioquia

Diana Carolina Ramírez, Ingeniera de vulnerabilidad

Ingeniera civil, Universidad Nacional de Colombia

Marisol González Gómez, Ingeniera de vulnerabilidad

Ingeniera civil, Universidad Cooperativa de Colombia

Juan David Ángel Giraldo, Ingeniero Civil

MSc en Sistemas de Información Geográfica – SIG. UNIGIS América Latina, Universidad de Salzburgo - Austria.

TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	26
2.	LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	27
3.	METODOLOGÍA	28
3.1	EVALUACIÓN DE LA AMENAZA	28
3.1.1	CARTOGRAFÍA ESCALA DE TRABAJO	28
3.1.2	AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA	28
3.2	AMENAZA POR AVENIDAS TORRENCIALES	54
3.2.1	HIDROLOGÍA	55
3.2.2	HIDRÁULICA	77
3.2.3	DIAGNÓSTICO DE CRECIENTES.....	78
3.3	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD	90
3.3.1	VULNERABILIDAD EN LAS CONSTRUCCIONES	90
3.3.2	VULNERABILIDAD EN LAS LÍNEAS VITALES.....	104
3.3.3	VULNERABILIDAD EN LAS PERSONAS	114
3.4	CÁLCULO Y ZONIFICACIÓN DE LA VULNERABILIDAD	115
3.5	EVALUACIÓN DEL RIESGO	116
3.5.1	RIESGO POR ELEMENTOS EXPUESTOS	116
3.5.2	RIESGO POR POLÍGONO.....	117
3.6	RECOMENDACIONES.....	120
3.6.1	PROPUESTAS DE MANEJO GENERALES.....	120
3.6.2	PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN	120
3.6.3	DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS.....	121
3.6.4	DISEÑO GEOTÉCNICO DE OBRAS PUNTUALES	121
3.6.5	DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS PUNTUALES	121
4.	TOPOGRAFIA	122
5.	REVISIÓN DE INFORMACIÓN SECUNDARIA	123
6.	CARACTERÍSTICAS GENERALES	133
6.1	GEOLOGÍA REGIONAL.....	133
6.2	TECTÓNICA REGIONAL	136
6.3	GEOMORFOLOGÍA REGIONAL	136
7.	CONDICIONES GEOLÓGICAS LOCALES DEL ÁREA DE ESTUDIO	140
7.1	DEFINICIÓN DE LA UNIDAD MORFODINÁMICA INDEPENDIENTE (UMI)	140
7.2	FOTOINTERPRETACIÓN	141
7.3	GEOLOGÍA LOCAL Y FORMACIONES SUPERFICIALES	144
7.3.1	DERIVADOS DE ROCA IN SITU	145
7.3.2	DEPÓSITOS DE VERTIENTE	151
7.3.3	DEPÓSITO ALUVIAES.....	154
7.3.4	DEPÓSITOS ANTRÓPICOS.....	156
7.4	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL LOCAL	157

7.4.1	ORIENTACIÓN Y BUZAMIENTO	158
7.4.2	ESPACIAMIENTO	160
7.4.3	PERSISTENCIA	161
7.4.4	APERTURA.....	161
7.4.5	RUGOSIDAD	162
7.4.6	RELLENO	163
7.4.7	METEORIZACIÓN.....	164
7.4.8	AGUA - FILTRACIONES	165
7.4.9	RESISTENCIA DE LAS PAREDES	166
7.5	MORFOMETRÍA	166
7.6	RELIEVE RELATIVO	171
7.7	GEOMORFOLOGÍA LOCAL	174
7.7.1	PLANICIE DE ORIGEN VOLCÁNICO COMBIA (PVC)	175
7.8	MORFODINÁMICA.....	187
8.	EVALUACIÓN GEOTÉCNICA	194
8.1	EXPLORACIÓN DE CAMPO	194
8.1.1	EXPLORACIÓN DIRECTA	194
8.1.2	EXPLORACIÓN INDIRECTA.....	198
8.2	RESULTADOS Y ANALISIS DE LABORATORIO	254
8.3	ANALISIS GEOTECNICO	259
8.3.1	ESTRATIGRAFIA GENERAL Y DEFINICION DE PARAMETROS GEOMECANICOS	259
8.3.2	NIVEL FREATICO	265
8.4	INSTRUMENTACIÓN	266
8.4.1	Monitoreo potenciales movimientos en masa.....	267
8.5	DEFINICION DE MODELOS GEOLÓGICO-GEOTECNICOS	270
8.5.1	ANALISIS DE ESTABILIDAD CONDICION ACTUAL	276
9.	HIDROGEOLOGÍA.....	306
9.1	ÁREA DE ESTUDIO	306
9.2	DELIMITACIÓN DE ZONAS POTENCIALES DE RECARGA POR GEOFORMAS	307
9.3	CARACTERIZACIÓN HIDROGEOLÓGICA DE PUNTOS DE AGUA SUBTERRÁNEA	309
9.3.1	TEMPERATURA (T)	314
9.3.2	CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA (CE)	314
9.3.3	SÓLIDOS DISUELTOS TOTALES (SDT).....	315
9.3.4	POTENCIAL DE HIDRÓGENO (pH).....	316
9.3.5	POTENCIAL DE ÓXIDO REDUCCIÓN (Eh) Y OXÍGENO DISUELTO (OD)	317
9.4	EVALUACIÓN HIDRÁULICA	319
9.4.1	ENSAYOS SLUG TEST	320
9.4.2	VALORES TEÓRICOS DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA.....	333
9.5	MODELO HIDROGEOLÓGICO CONCEPTUAL	334
9.5.1	UNIDADES HIDROGEOLÓGICAS LOCALES	336
9.5.2	DINÁMICA CONCEPTUAL FLUJO SUBTERRÁNEO	341
9.6	MODELO NUMÉRICO DE AGUAS SUBTERRÁNEAS	343
10.	AMENAZAS POR MOVIMIENTOS EN MASA	363
10.1	AMENAZA POR ESTABILIDAD	363

10.2	AMENAZA POR RUNOUT	367
10.3	AMENAZA TOTAL	370
11.	HIDROLOGÍA	372
11.1	ESTADO ACTUAL DEL RECURSO HÍDRICO	373
11.2	INFORMACIÓN DISPONIBLE	388
11.2.1	INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA	388
11.2.2	INFORMACIÓN HIDROCLIMÁTICA	388
11.2.3	USOS DEL SUELO	389
11.3	PROCESAMIENTO DEL MODELO DEL TERRENO Y MORFOMETRÍA	390
11.3.1	TRAZADO AUTOMÁTICO DE CUENCAS A PARTIR DE MODELO DIGITALES DE ELEVACIÓN (MDE)	390
11.3.2	PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LAS CUENCAS DE ESTUDIO	391
11.3.3	TORRENTE DE DISEÑO	393
11.3.4	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	393
11.3.5	INTENSIDAD DE LLUVIA DE DISEÑO	397
11.3.6	DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LA LLUVIA	399
11.4	PÉRDIDAS HIDROLÓGICAS	400
11.5	CAUDALES DE DISEÑO	404
11.5.1	MODELO DE SNYDER	405
11.5.2	MODELO DE WILLIAMS & HANN	409
11.5.3	MÉTODO RACIONAL	411
11.5.4	CAUDALES DE DISEÑO	413
11.5.5	CÁLCULO DE LOS CAUDALES PARA TR 300 Y 500 AÑOS	416
12.	ANÁLISIS HIDRÁULICO	425
12.1	PARÁMETROS DE LA MODELACIÓN	425
12.2	DOMINIO Y DISCRETIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	427
12.3	RUGOSIDAD	427
12.4	CONDICIONES DE FRONTERA	429
12.5	ANÁLISIS DE RESULTADOS	430
12.6	EVALUACIÓN CAPACIDAD HIDRÁULICA DE LAS OBRAS EXISTENTES	438
12.7	ZONIFICACIÓN DE LA AMENAZA POR INUNDACIONES	441
13.	MODELAMIENTO DE AVENIDAS TORRENCIALES	444
13.1	APORTE DE SÓLIDOS POR EROSIÓN DE LADERAS	444
13.1.1	FACTOR LS	445
13.1.2	FACTOR K	447
13.1.3	FACTOR R	449
13.1.4	FACTOR C	450
13.1.5	RESULTADOS	451
13.2	APORTE DE SÓLIDOS POR MOVIMIENTOS EN MASA	453
13.3	APORTE DE SÓLIDOS POR SOCAVACIÓN	454
13.3.1	MODELACIÓN DE LA SOCAVACIÓN	454
13.3.2	CONDICIONES INICIALES	457
13.4	TOTAL DE SEDIMENTOS APORTADOS AL MODELO HIDRÁULICO	460
13.5	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	460

13.6	CONDICIONES DE FRONTERA	460
13.7	RESULTADOS	460
13.8	ZONIFICACIÓN DE AMENAZAS POR AVENIDAS TORRENCIALES.....	467
14.	VULNERABILIDAD	471
14.1	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES POR MOVIMIENTO EN MASA	474
14.1.1	<i>CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES.....</i>	<i>474</i>
14.2	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS LÍNEAS VITALES POR MOVIMIENTO EN MASA	475
14.2.1	<i>CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – ENERGÍA.....</i>	<i>476</i>
14.2.2	<i>CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – VÍAS.....</i>	<i>477</i>
14.2.3	<i>CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – ALCANTARILLADO</i>	<i>478</i>
14.3	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES POR INUNDACION.....	479
14.3.1	<i>CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES.....</i>	<i>480</i>
14.4	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS LÍNEAS VITALES POR INUNDACION.....	481
14.4.1	<i>CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – ENERGÍA.....</i>	<i>482</i>
14.4.2	<i>CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – VÍAS.....</i>	<i>483</i>
14.4.3	<i>CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – ALCANTARILLADO.....</i>	<i>484</i>
14.5	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES POR AVENIDAS TORRENCIALES.....	485
14.5.1	<i>CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES.....</i>	<i>485</i>
14.6	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS LÍNEAS VITALES POR AVENIDAS TORRENCIALES.....	486
14.6.1	<i>CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – ENERGÍA.....</i>	<i>487</i>
14.6.2	<i>CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – VÍAS.....</i>	<i>488</i>
14.6.3	<i>CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – ALCANTARILLADO.....</i>	<i>489</i>
15.	ZONIFICACIÓN DE RIESGO	490
15.1	ANÁLISIS DE RIESGO	490
15.1.1	<i>RIESGO POR POLÍGONO</i>	<i>490</i>
15.1.2	<i>RIESGO DE ELEMENTOS EXPUESTOS</i>	<i>492</i>
15.1.3	<i>ANÁLISIS DE RIESGO POR MOVIMIENTO EN MASA.....</i>	<i>492</i>
15.1.4	<i>ANÁLISIS DE RIESGO POR AVENIDAS TORRENCIALES.....</i>	<i>496</i>
15.1.5	<i>ANÁLISIS DE RIESGO POR INUNDACIÓN.....</i>	<i>500</i>
16.	MEDIDAS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES PARA LA MITIGACIÓN DEL RIESGO.....	505
16.1	HIDROGEOLOGÍA	505
16.2	GEOTECNIA	506
16.2.1	<i>SUBZONA ANTIGUO HOTEL MIRADOR.....</i>	<i>508</i>
16.2.1.2	<i>ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONDICIÓN PROYECTADA PERFIL 3</i>	<i>528</i>
16.2.2	<i>SUBZONA ESCARPE CERRO LAS NUBES Y ZONA CENTRO ORIENTAL</i>	<i>531</i>
16.2.3	<i>PROPUESTA OBRAS DE ESTABILIZACION</i>	<i>538</i>
16.2.4	<i>DIMENSIONAMIENTO GEOTÉCNICO DADOS DE REACCION</i>	<i>543</i>
16.2.5	<i>PLAN DE SEGUIMIENTO Y MONITOREO</i>	<i>545</i>
16.2.6	<i>MONITOREO POTENCIALES MOVIMIENTOS EN MASA.....</i>	<i>546</i>
16.3	PRIORIZACION OBRAS DE ESTABILIZACIÓN	550
16.4	HIDROLÓGÍA E HIDRÁULICO	551
16.4.1	<i>CANALES.....</i>	<i>551</i>
16.4.2	<i>VERIFICACIÓN DE LOS ESCALONES DE DISIPACIÓN Q. LA COMBA</i>	<i>553</i>
16.4.3	<i>CUNETAS</i>	<i>559</i>

16.4.4	CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN	560
16.5	VULNERABILIDAD	565
16.5.1	SERVICIOS PÚBLICOS DOMICILIARIOS	565
16.5.2	LÍNEAS VITALES – ENERGÍA Y ALUMBRADO PÚBLICO	565
16.5.3	MEJORAMIENTO SALUDABLE	565
16.5.4	MEJORAMIENTO LOCATIVO	565
16.6	AMENAZAS Y RIESGOS.....	566
16.7	PRESUPUESTO DE OBRAS	568
17.	CONCLUSIONES	570
17.1	GEOLOGÍA Y GEOTECNIA	570
17.2	HIDROGEOLOGÍA	571
17.3	AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA	573
17.4	HIDROLÓGÍA E HIDRÁULICO	573
18.	BIBLIOGRAFÍA	575

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Localización general del área de estudio.	27
Figura 2. Muestreador estándar o cuchara partida para el ensayo SPT.....	36
Figura 3. Muestreador de pared delgada (Shelby) utilizado para muestras inalteradas.	37
Figura 4. Representación de los términos utilizados para calcular la profundidad del nivel freático asociada a un periodo de retorno de 20 años (SGC, 2015).	45
Figura 5. Metodología de trabajo que se desarrollará para la definición del componente hidrogeológico. Fuente: elaboración propia.	48
Figura 6. Arriba, arreglos de electrodos Schlumberger, Abajo pseudo-sección usando el arreglo Schlumberger (Tomado y modificado de Loke, 2000).	49
Figura 7. Esquema del concepto del cálculo de propagación (Tomado de Jaboyedoff, y otros 2012)	52
Figura 8. Esquema con los parámetros del modelo de Guimaraes (Ilustración tomada de Martínez-Carvajal, Guimarães-Silva, García-Aristizábal, Aristizábal-Giraldo, & Larios-Benavides, 2018)	53
Figura 9. Esquema de avenida torrencial (Fuente: Suárez, 2001).....	55
Figura 10. Relación entre n y B (Parte 1 y 2, de izquierda a derecha)	59
Figura 11. Esquema hidrograma unitario de Williams y Hann.	60
Figura 12. Esquemización del hidrograma unitario de Snyder.	63
Figura 13. Hidrograma unitario adimensional de SCS.....	64
Figura 14. Cálculo del coeficiente de atenuación de almacenamiento	68
Figura 15. Procedimiento para la modelación hidrológica propuesto para la producción de sedimentos a nivel de unidades de modelación (SGC, 2021)	87
Figura 16. Procedimiento para la estimación de sólidos por deslizamientos, caídas de rocas y flujos (SGC, 2021).	89
Figura 17. Zona de exposición de los elementos ante un deslizamiento (SGC, 2015).	92
Figura 18. Modelo de fragilidad propuesto para personas en estructuras (SGC, 2015).	115
Figura 19. Diagrama de fuerzas bloque deslizante (SGC, 2015).	119
Figura 20. Tipo de daños de acuerdo a valores de velocidad y profundidad del flujo. (Universidad Nacional de Colombia et al., 2003).	120
Figura 21. Levantamiento topográfico en el área de estudio.	122
Figura 22. Mapa geológico regional. Fuente: tomado y modificado de revisión EOT (2019).	134
Figura 23. Mapa de unidades de relieve. Fuente: Corantioquia (2002).	137
Figura 24. Unidad geomorfológica regional. Fuente: Tomado de SGC (2014).	139
Figura 25. Definición de la UMI para el área de estudio.	141
Figura 26. Análisis de fotografía aérea del año 2000 para la zona de estudio	143
Figura 27. Análisis de fotografía aérea del año 2015 para la zona de estudio	143
Figura 28. Análisis de fotografía aérea del año 2020 para la zona de estudio	144
Figura 29. Mapa geológico local y de formaciones superficiales.....	145
Figura 30. Afloramiento suelo residual nivel IB, talud superior de sendero de acceso al sector de la gruta de la virgen.	146

Figura 31. Materiales correspondientes a suelo residual. horizonte IB identificado en las perforaciones P6 y P11.....	147
Figura 32. Afloramiento suelo residual nivel IC, en terrazas del sector de Los Aguacates	148
Figura 33. Afloramiento suelo residual nivel IC, en terrazas del costado occidental.....	148
Figura 34. Afloramiento suelo residual nivel IC, asociado a taludes de sendero de acceso desde la gruta de la virgen.....	149
Figura 35. Materiales correspondientes a suelo residual. horizonte IC identificado en las perforaciones P5 y P6.....	149
Figura 36. Afloramiento roca alterada sobre zona de escarpe	150
Figura 37. Afloramiento roca alterada en zona de la gruta de la virgen.....	150
Figura 38. Materiales correspondientes a roca fracturada identificada en las perforaciones P1 y P9	151
Figura 39. Afloramiento depósitos de vertiente, talud superior de parqueadero	152
Figura 40. Afloramiento de depósitos de vertiente en terrazas de la zona central.....	152
Figura 41. Afloramiento de depósitos de vertiente, margen occidental de quebrada La Comba ..	153
Figura 42. Materiales asociados a flujos de lodos identificados en las perforaciones P1 y P2	153
Figura 43. Materiales asociados a flujos de lodos identificados en las perforaciones P7 y P9	154
Figura 44. Materiales asociados a flujos de lodos y escombros identificados en la perforación P13.	154
Figura 45. Acumulación de depósitos aluvio – torrenciales asociados a la quebrada La Peña. ..	155
Figura 46. Características de depósito aluvio- torrencial reciente asociado a la quebrada La Peña	155
Figura 47. Acumulación de depósitos aluvio – torrenciales asociados a la quebrada La Comba	156
Figura 48. Afloramiento de lleno antrópico sobre talud del sector de Los Aguacates.....	156
Figura 49. Localización de puntos de toma de datos estructurales	158
Figura 50. Diagrama de polos con todos los datos obtenidos en el levantamiento de discontinuidades.....	159
Figura 51. Diagrama de rosas con todos los datos obtenidos en el levantamiento de discontinuidades.....	159
Figura 52. Análisis de la característica de espaciamiento de las discontinuidades.	160
Figura 53. Análisis de la característica de continuidad de las discontinuidades.	161
Figura 54. Análisis de la característica de abertura de las discontinuidades.	162
Figura 55. Esquema para calificar la rugosidad de una discontinuidad (Hoek, 1981).....	163
Figura 56. Análisis de la característica de la rugosidad de las discontinuidades.....	163
Figura 57. Análisis de la característica del relleno en las discontinuidades.....	164
Figura 58. Análisis de la característica meteorización en las discontinuidades.	165
Figura 59. Análisis de la característica de agua en las discontinuidades.	165
Figura 60. Análisis de la característica de resistencia de las paredes de las discontinuidades ...	166
Figura 61. Mapa de morfometría del área de estudio.....	168
Figura 62. Rango de pendientes de 0 – 10% asociado a intervenciones antrópicas	169
Figura 63. Rango de pendientes de 10 - 25% hacia la parte media	169
Figura 64. Rango de pendientes de 25 - 40% hacia la parte media asociado a laderas de aspecto irregular	170
Figura 65. Rango de pendientes de 40 - 60% hacia a taludes generados en construcción de obras de mitigación	171

Figura 66. Rango de pendientes superiores al 60%.....	171
Figura 67. Mapa de variable de relieve relativo para la zona de estudio	173
Figura 68. Mapa de unidades geomorfológicas locales para la zona de estudio	175
Figura 69. Panorámica unidad de ladera recta larga y abrupto asociado a ladera suroriental de la zona donde se localiza la estación de cable	176
Figura 70. Panorámica unidad de lomo de laderas rectas muy largas abruptas y tope agudo, hacia el norte de la zona de estudio	177
Figura 71. Panorámica unidad de ladera cóncava moderada y muy inclinada al norte de la zona de estudio.....	177
Figura 72. Panorámica unidad de ladera recta corta y escarpada, talud inferior de sendero de acceso a la zona norte del área de estudio.....	178
Figura 73. Panorámica unidad de lomo de laderas irregulares cortas muy inclinadas y tope plano, zona aledaña sendero de acceso a la zona norte del área de estudio	178
Figura 74. Panorámica unidad de ladera recta larga y escarpada asociado al escarpe que se presenta en la zona central del área de estudio.....	179
Figura 75. Panorámica unidad de ladera en depósitos colinada larga y muy abrupta sobre costado oriental de la quebrada La Peña	179
Figura 76. Panorámica unidad de Ladera en depósitos irregular larga y muy abrupta, vertiente occidental de la quebrada La Peña.....	180
Figura 77. Panorámica unidad de ladera en depósito cóncava larga y escarpada, margen occidental de la quebrada La Comba	180
Figura 78. Panorámica unidad de terrazas antrópicas, costado occidental del área de estudio ..	181
Figura 79. Panorámica unidad de ladera convexa corta y abrupta, talud superior de cancha de fútbol	182
Figura 80. Panorámica unidad de ladera en depósito irregular moderada e inclinada zona aledaña a la quebrada La Peña.....	182
Figura 81. Panorámica unidad de ladera colinada larga y muy inclinada, localizada entre los dos ramales de la quebrada La Peña	183
Figura 82. Panorámica unidad de ladera en depósitos colinada larga y abrupta, hacia la zona central en zona aledaña a escaleras de acceso al sector.....	183
Figura 83. Panorámica unidad de ladera corta recta y escarpada, ramal oriental de la quebrada La Peña	184
Figura 84. Panorámica unidad de ladera en depósito cóncava corta e inclinada, sector aledaño a quebrada La Comba	184
Figura 85. Panorámica unidad de lomo de laderas convexas cortas inclinadas y tope subredondeado, donde se localiza la planta de tratamiento.....	185
Figura 86. Panorámica unidad de ladera en depósito cóncava larga y abrupta, asociado a barrio La Comba.....	185
Figura 87. Panorámica unidad de terrazas antrópicas	186
Figura 88. Panorámica unidad de explanaciones.....	186
Figura 89. Panorámica unidad de talud recto corto y muy abrupto, sector Los Aguacates y La Comba, al suroccidente de la cabecera municipal de Jericó, Antioquia.	187
Figura 90. Mapa de procesos morfodinámicos	188
Figura 91. Movimientos en masa planares identificados hacia la zona del escarpe.	189
Figura 92. Movimiento en masa estabilizado en la parte alta de sector Los Aguacates.	189

Figura 93. Procesos erosivos sobre taludes intervenidos en el sector Los Aguacates.....	190
Figura 94. Escarpe de movimiento en masa activo identificado en el sector de Los Aguacates..	190
Figura 95. Escarpe identificado en la corona y el flanco occidental del movimiento en masa.	191
Figura 96. Evidencias que sugieren continuidad del escarpe en el flanco oriental.	191
Figura 97. Agrietamiento y deformaciones identificadas el interior del movimiento en masa sobre zonas intervenidas.....	192
Figura 98. Movimiento en masa activo reportado desde el año 2019.....	192
Figura 99. Zona irregular que sugiere la conformación de un antiguo movimiento en masa	193
Figura 100. Escarpes erosivos asociados a actividades ganaderas.....	193
Figura 101. Localización de sondeos exploratorios.....	196
Figura 102. A) Ejecución sondeo P-1, B) Ejecución sondeo P-2, C) Ejecución sondeo P- 4.	197
Figura 103. A) Ejecución sondeo P-5, B) Ejecución sondeo P-12, C) Ejecución sondeo P- 13. ...	198
Figura 104. A la izquierda, arreglos de electrodos Schlumberger; A la derecha, pseudo-sección usando el arreglo Schlumberger (Tomado y modificado de Loke, 2004).....	200
Figura 105. Ubicación de las tomografías en el área del proyecto (color naranja).	201
Figura 106. Equipo de Tomografías Eléctricas LGM 4point light 10W.....	202
Figura 107. Sensor multi-electrodo LGM para tomografías eléctricas.	203
Figura 108. Extensión y adquisición de datos de TRE 1.	204
Figura 109. Perfil obtenido luego de la inversión de las resistividades reales-tomografía 1.	204
Figura 110. Interpretación de la tomografía 1.	205
Figura 111. Extensión y adquisición de datos de TRE 2.	206
Figura 112. Perfil obtenido luego de la inversión de las resistividades reales-tomografía 2.	206
Figura 113. Interpretación de la tomografía 2.	207
Figura 114. Extensión y adquisición de datos de TRE 3.	208
Figura 115. Perfil obtenido luego de la inversión de las resistividades reales-tomografía 3.	208
Figura 116. Interpretación de la tomografía 3.	209
Figura 117. Extensión y adquisición de datos de TRE 4.	210
Figura 118. Perfil obtenido luego de la inversión de las resistividades reales-tomografía 4.	210
Figura 119. Interpretación de la tomografía 4.	211
Figura 120. Extensión y adquisición de datos de TRE 5.	212
Figura 121. Perfil obtenido luego de la inversión de las resistividades reales-tomografía 5.	212
Figura 122. Interpretación de la tomografía 5.	213
Figura 123. Extensión y adquisición de datos de TRE 6.	213
Figura 124. Perfil obtenido luego de la inversión de las resistividades reales-tomografía 6.	214
Figura 125. Interpretación de la tomografía 6.	214
Figura 126. Extensión y adquisición de datos de TRE 7.	215
Figura 127. Perfil obtenido luego de la inversión de las resistividades reales-tomografía 7.	215
Figura 128. Interpretación de la tomografía 7.	216
Figura 129. Ubicación líneas de exploración indirecta. Fuente: Elaboración propia.	218
Figura 130. Registro fotográfico Línea sísmica 1.	219
Figura 131. Registro fotográfico Línea sísmica 2.	220
Figura 132. Registro fotográfico Línea sísmica 3.	220
Figura 133. Registro fotográfico Línea sísmica 4.	221
Figura 134. Registro fotográfico Línea sísmica 5.	221
Figura 135. Representación Gráfica de las Dimensiones de Movimiento en Masa.	222

Figura 136. Esquema de Ejecución de Refracción Sísmica.	223
Figura 137. Movimiento de partículas VS dirección de propagación	224
Figura 138. Armado Esquemático del Equipo en Campo. Park, et al 1998.	225
Figura 139. Curva de Dispersión Esquemática (modo fundamental).....	226
Figura 140. Modelo de Perfil de Velocidad de Onda Cortante.....	227
Figura 141. Módulos elásticos que definen las relaciones lineales entre cada tipo de esfuerzo y su deformación resultante.	228
Figura 142. Variación conceptual del módulo de rigidez con respecto al nivel de deformaciones bajo cargas monotónicas estándares relacionados con ensayos in situ. 1	229
Figura 143. Espectro de energía ensayo MASW y ReMi.	231
Figura 144. Curva de dispersión experimental (Activo + pasivo).....	232
Figura 145. Perfil de velocidad de onda de corte 1D, LPS -1. Vs30 = 285 m/s.	233
Figura 146. Variación del promedio de velocidad en profundidad.	234
Figura 147. Modelo geológico interpretativo – 01.....	235
Figura 148. Espectro de energía ensayo MASW y ReMi.	236
Figura 149. Curva de dispersión experimental (Activo + pasivo).....	236
Figura 150. Perfil de velocidad de onda de corte 1D, LPS -2. Vs30 = 279 m/s.	237
Figura 151. Variación del promedio de velocidad en profundidad.	238
Figura 152. Modelo geológico interpretativo – 02.....	239
Figura 153. Espectro de energía ensayo MASW y ReMi.	240
Figura 154. Curva de dispersión experimental (Activo + pasivo).....	240
Figura 155. Perfil de velocidad de onda de corte 1D, LPS -3. Vs30 = 227 m/s.	241
Figura 156. Variación del promedio de velocidad en profundidad.	242
Figura 157. Modelo geológico interpretativo – 03.....	243
Figura 158. Espectro de energía ensayo MASW y ReMi.	244
Figura 159. Curva de dispersión experimental (Activo + pasivo).....	244
Figura 160. Perfil de velocidad de onda de corte 1D, LPS -4. Vs30 = 327 m/s.	245
Figura 161. Variación del promedio de velocidad en profundidad.	246
Figura 162. Modelo geológico interpretativo – 04.....	247
Figura 163. Espectro de energía ensayo MASW y ReMi.	248
Figura 164. Curva de dispersión experimental (Activo + pasivo).....	248
Figura 165. Perfil de velocidad de onda de corte 1D, LPS -5. Vs30 = 446 m/s.	249
Figura 166. Variación del promedio de velocidad en profundidad	250
Figura 167. Modelo geológico interpretativo – 05.....	251
Figura 168. Características de instrumentación instalada	268
Figura 169. Localización perfiles de análisis y sondeos exploratorios.....	271
Figura 170. Modelo geológico- geotécnico perfil 1 Jericó.....	272
Figura 171. Modelo geológico-geotécnico perfil 2 Jericó.....	273
Figura 172. Modelo geológico-geotécnico perfil 3 Jericó.....	274
Figura 173. Modelo geológico-geotécnico perfil 4 Jericó.....	275
Figura 174. Modelo geológico-geotécnico perfil 5 Jericó.....	276
Figura 175. Análisis de estabilidad perfil 1 condición actual estático.....	282
Figura 176. Análisis estabilidad perfil 1 condición actual pseudoestática.	283
Figura 177. Análisis estabilidad Perfil 2 situación actual, condición estática.	284
Figura 178. Análisis estabilidad Perfil 2 situación actual, condición pseudoestática.....	284

Figura 179. Análisis estabilidad Perfil 3 situación actual, condición estática.	285
Figura 180. Análisis estabilidad perfil 3 condición pseudoestática.	286
Figura 181. Localización zona inestable Antiguo Hotel El Mirador.	287
Figura 182. Análisis estabilidad perfil 1 condición estática. Falla predeterminada.....	289
Figura 183. Análisis estabilidad perfil 1 condición estática. Falla predeterminada con saturación de los terrenos.....	290
Figura 184. Análisis estabilidad perfil 1 condición pseudoestática. Falla predeterminada con saturación de los terrenos.....	291
Figura 185. Análisis estabilidad perfil 2 condición estática. Falla predeterminada.....	292
Figura 186. Análisis estabilidad perfil 2 condición pseudoestática, falla predeterminada.	292
Figura 187. Análisis estabilidad perfil 3 condición estática. Falla predeterminada.....	293
Figura 188. Análisis estabilidad perfil 3 condición pseudoestática, falla predeterminada.	294
Figura 189. Análisis estabilidad Perfil 4 situación actual, condición estática. Falla circular	295
Figura 190. Análisis estabilidad Perfil 4 situación actual, condición estática. Falla No circular ...	296
Figura 191. Análisis estabilidad perfil 4 condición pseudoestática. Falla No circular	297
Figura 192. Análisis estabilidad Perfil 4 situación proyectada. Deslizamientos profundos.....	298
Figura 193. Análisis estabilidad Perfil 4 situación proyectada. Deslizamientos superficiales.....	299
Figura 194. Análisis estabilidad Perfil 5 situación actual, condición estática. Falla Circular	300
Figura 195. Análisis estabilidad Perfil 5 situación actual, condición estática. Falla No circular....	301
Figura 196. Análisis estabilidad Perfil 5 situación actual, condición pseudoestática. Falla circular	302
Figura 197. Análisis estabilidad Perfil 5. Condición proyectada. Deslizamientos profundos. Falla circular.....	303
Figura 198. Análisis estabilidad Perfil 5 Condición proyectada. Deslizamientos superficiales. Falla circular.....	304
Figura 199. Definición de área de influencia para el componente hidrogeológico (polígono de color rojo).	307
Figura 200. Zonas potenciales de recarga por geomorfología.	309
Figura 201. Ubicación de los puntos de agua caracterizados. Fuente: elaboración propia.	312
Figura 202. Equipo multiparamétrico utilizado para la medición de los parámetros en campo. ...	313
Figura 203. Fotos de los puntos de agua inventariados.	313
Figura 204. Distribución de valores de temperatura. Fuente: elaboración propia	314
Figura 205. Distribución de valores de conductividad eléctrica. Fuente: elaboración propia.	315
Figura 206. Distribución de valores de sólidos disueltos totales. Fuente: elaboración propia.....	316
Figura 207. Distribución de valores de pH. Fuente: elaboración propia.	316
Figura 208. Cantidad relativa de carbono inorgánico en función del pH. Fuente: tomado de Schwarzenbach & Meier (1958).....	317
Figura 209. Distribución de valores de potencial de óxido reducción. Fuente: elaboración propia.	318
Figura 210. Distribución de valores de oxígeno disuelto. Fuente: elaboración propia.	319
Figura 211. Ubicación de los piezómetros en los que se realizaron los ensayos slug test.	322
Figura 212. Ejecución en campo de los ensayos SlugTest.	323
Figura 213. Esquema del piezómetro PZ5.	324
Figura 214. Gráfico de abatimiento vs tiempo para el slug test 2_Pz-5.....	324
Figura 215. Slug Test PZ5 interpretado por el método de Hvorslev.	325
Figura 216. Slug Test PZ5 interpretado por el método de Cooper-Bredehoeft-Papadopoulos.	326

Figura 217. Esquema del piezómetro PZ10.	327
Figura 218. Gráfico de abatimiento vs tiempo para el slug test 1_Pz-10.	327
Figura 219. Slug Test PZ10 interpretado por el método de Hvorslev.	328
Figura 220. Slug Test PZ10 interpretado por el método de Cooper-Bredehoeft-Papadopoulos. ...	329
Figura 221. Esquema del piezómetro PZ13.	330
Figura 222. Gráfico de abatimiento vs tiempo para el slug test 3_Pz-13.	330
Figura 223. Slug Test 3_PZ13 interpretado por el método de Hvorslev.	331
Figura 224. Slug Test PZ13 interpretado por el método de Cooper-Bredehoeft-Papadopoulos. ...	332
Figura 225. Insumos necesarios para la elaboración del MHC. Fuente: elaboración propia.	335
Figura 226. Unidades hidrogeológicas superficiales en la zona de estudio. Fuente: elaboración propia.	339
Figura 227. Perfil hidrogeológico conceptual de la zona de interés.	342
Figura 228. Protocolo de modelación hidrogeológica. Fuente: tomado y modificado de Anderson et al. (1992).	344
Figura 229. Malla de modelamiento numérico.	347
Figura 230. Perfil A-A' malla de modelación, sin exageración vertical.	348
Figura 231. Vista en 3D de la zona de modelación, sin exageración vertical.	348
Figura 232. Representación esquemática de la condición de frontera de flujo nulo.	349
Figura 233. Error medio cuadrado (arriba) y error medio cuadrado normalizado (abajo) para los escenarios con convergencia.	354
Figura 234. Ajuste final de los escenarios modelados.	355
Figura 235. Dirección preferencial de flujo de agua subterránea.	356
Figura 236. Niveles de agua simulados.	357
Figura 237. Perfil A-A' y B-B' - niveles de agua simulados.	358
Figura 238. Variación de los niveles simulados para los tres escenarios de recarga.	362
Figura 239. Zonificación de amenaza por estabilidad.	364
Figura 240. Factores de seguridad variables entre 1.2 y 1.5 identificados en la zona media del perfil 4.	367
Figura 241. Modelo de runout con la metodología de Flow R, representando la energía cinética de la masa desplazada.	368
Figura 242. Probabilidad máxima de viaje de la masa con el modelo de Flow R.	369
Figura 243. Zonificación final de amenazas por movimientos en masa.	370
Figura 244. Drenajes objeto de estudio.	373
Figura 245. Red hídrica según cartografía Cartoantioquia.	374
Figura 246. Puntos de campo evaluados en el lote de estudio.	375
Figura 247. Obras de conformación del talud y manejo de las aguas lluvias – P1.	376
Figura 248. Obra de cruce existente sobre la quebrada Valladares – P2.	376
Figura 249. Obras para el manejo de las aguas lluvias en el proceso de estabilización de los taludes – P3.	377
Figura 250. Camino de flujo de agua asociada a escurrimiento del talud - P4.	377
Figura 251. Drenaje existente asociado al escurrimiento de la ladera - P5.	378
Figura 252. Conformación del cauce de la Q. La Comba en la zona de confluencia al sistema de alcantarillado – P6.	378
Figura 253. Obra de amortiguación de creciente de la Q. La Comba en la entrada al sistema de alcantarillado - P6.	379

Figura 254. Q. La Comba conducida en el sistema de alcantarillado – P7.....	379
Figura 255. Conformación del cauce de la Q. La Peña bifurcación margen derecha – P8.	380
Figura 256. Obra de captación de agua Q. La Peña bifurcación margen izquierda – P9.....	381
Figura 257. Continuidad del cauce del ramal derecho de la Q. La Peña – P10.....	381
Figura 258. Continuidad del cauce del ramal izquierdo de la Q. La Peña – P11.	382
Figura 259. Conformación del cauce principal de la Q. La Peña aguas abajo de la zona de bifurcación – P12.	382
Figura 260. Procesos de incisión al interior del cauce de la Q. La Peña – P13.....	383
Figura 261. Canal reconformado en piedra pegada Q. La Peña – P14.	383
Figura 262. Continuidad del canal en piedra sobre la Q. La Peña – P15.	384
Figura 263. Conformación del cauce afluente de la Q. La Peña – P16.	384
Figura 264. Aguas abajo cauce del ramal derecho de la Q. La Peña – P17.....	385
Figura 265. Zona de confluencia de ramales de la quebrada La Peña – P18.	386
Figura 266. Zona de confluencia entre la quebrada La Peña y canal aguas lluvias – P19.	386
Figura 267. Canal aguas lluvias – P20.....	387
Figura 268. Obra de amortiguación de creciente de la Q. La Peña en la entrada al sistema de alcantarillado – P21.	387
Figura 269. Polígonos de Thiessen zona de estudio.....	389
Figura 270. Modelo digital del terreno en las cuencas de estudio	391
Figura 271. Gráficas tiempos de concentración de las cuencas de estudio	397
Figura 272. Curva IDF estación Pueblorrico (26170150)	398
Figura 273. Diagrama para la distribución temporal de las lluvias según Huff, 1967 (Chow, 1994)	400
Figura 274. Coberturas del suelo de las cuencas de estudio	404
Figura 275. Esquema del hidrograma unitario de Snyder	407
Figura 276. Esquema del hidrograma unitario adimensional del SCS.....	408
Figura 277. Relación entre los parámetros B y n del hidrograma unitario adimensional de Williams & Hann	411
Figura 278. Esquema del hidrograma unitario adimensional de Williams & Hann.....	411
Figura 279. Gráfico caudales de creciente de las quebradas de estudio	415
Figura 280. Extrapolación de caudales máximos para las quebradas de estudio	417
Figura 281. Vertientes evaluadas para el cálculo de índices morfométricos.	423
Figura 282. Malla construida para el modelo hidráulico	426
Figura 283. Coberturas existentes en la zona de estudio – Coeficiente de Manning.....	429
Figura 284. Esquema de las condiciones de frontera iniciales	430
Figura 285. Perfiles longitudinales del flujo en los cauces de estudio – Q100.....	432
Figura 286. Localización en planta secciones transversales quebradas de estudio	432
Figura 287. Secciones transversales en los cauces de estudio – Q100.....	434
Figura 288. Mancha de inundación Tr=100 años – Condición actual	436
Figura 289. Profundidades del agua Tr=100 años – Condición actual	437
Figura 290. Velocidades del agua Tr=100 años – Condición actual.....	438
Figura 291. Obra hidráulica existente Q. La Comba	439
Figura 292. Capacidad hidráulica obra en canal rectangular de 1.0 m de alto por 0.9 m de ancho	439
Figura 293. Capacidad hidráulica tubería de 36” de diámetro	440

Figura 294. Obra hidráulica existente Q. La Peña.....	440
Figura 295. Capacidad hidráulica tubería de 36” de diámetro	441
Figura 296. Zonificación de amenazas por inundaciones.....	443
Figura 297. Metodología para la aplicación de la USLE en la zona de estudio	445
Figura 298. Factor LS	447
Figura 299. Factor K.....	448
Figura 300. Factor R.....	449
Figura 301. Factor C.....	451
Figura 302. Erosión en las cuencas de estudio mediante la aplicación de la USLE	452
Figura 303. Esquema de sección con perfil de socavación	456
Figura 304. Curva granulométrica del sedimento de fondo	457
Figura 305. Zonas de socavación	459
Figura 306. Perfiles longitudinales del flujo en los cauces de estudio – Escenario torrencial	462
Figura 307. Localización en planta secciones transversales quebradas de estudio	462
Figura 308. Secciones transversales en los cauces de estudio – Escenario torrencial	464
Figura 309. Mancha de inundación – Escenario torrencial.....	465
Figura 310. Profundidades del agua – Escenario torrencial (Tr 100 y Tr 300).....	466
Figura 311. Velocidades del agua – Escenario torrencial.....	467
Figura 312. Zonificación de amenazas por avenidas torrenciales	470
Figura 313. Zona de afectación por movimiento en masa.....	471
Figura 314. Distribución espacial de las tipologías de las construcciones en el Municipio de Jericó.	472
Figura 315. Tipología estructura ligera (E) en el municipio de Jericó.	473
Figura 316. Tipología estructura confinamiento deficiente e híbridas (D) en el municipio de Jericó.	473
Figura 317. Distribución espacial de la vulnerabilidad de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el municipio de Jericó.	475
Figura 318. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificada en el municipio de Jericó.	477
Figura 319. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el municipio de Jericó.....	478
Figura 320. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el municipio de Jericó.	479
Figura 321. Distribución espacial de la vulnerabilidad de las construcciones por inundación, identificada en el municipio de Jericó.....	481
Figura 322. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital energía por inundación, identificada en el municipio de Jericó.....	483
Figura 323. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital vías por inundación, identificadas en el municipio de Jericó.....	484
Figura 324. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital alcantarillado por inundación, identificada en el municipio de Jericó.....	484
Figura 325. Distribución espacial de la vulnerabilidad de las construcciones por avenida torrencial, identificada en el municipio de Jericó.....	486
Figura 326. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital energía por avenida torrencial, identificada en el municipio de Jericó.....	487

Figura 327. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital vías por avenida torrencial, identificadas en el municipio de Jerico.....	488
Figura 328. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital alcantarillado por avenida torrencial, identificada en el municipio de Jerico.	489
Figura 329. Zonificación de riesgo por polígono para el área de estudio.	491
Figura 330. Distribución espacial del riesgo de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el municipio de Jericó.....	493
Figura 331. Distribución espacial del riesgo de la línea vital energía por movimiento en masa, identificada en el municipio de Jericó.....	494
Figura 332. Distribución espacial del riesgo de la línea vital vías por movimiento en masa, identificada en el municipio de Jericó.....	495
Figura 333. Distribución espacial del riesgo de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el municipio de Jericó.....	496
Figura 334. Distribución espacial del riesgo de las construcciones por avenidas torrenciales, identificada en el municipio de Jericó.....	497
Figura 335. Distribución espacial del riesgo de la línea vital energía por avenidas torrenciales, identificada en el municipio de Jericó.....	498
Figura 336. Distribución espacial del riesgo de la línea vital vías por avenidas torrenciales, identificada en el municipio de Jericó.....	499
Figura 337. Distribución espacial del riesgo de la línea vital alcantarillado por avenidas torrenciales, identificada en el municipio de Jericó.....	500
Figura 338. Distribución espacial del riesgo de las construcciones por inundación, identificada en el municipio de Jericó.	501
Figura 339. Distribución espacial del riesgo de la línea vital energía por inundación, identificada en el municipio de Jericó.	502
Figura 340. Distribución espacial del riesgo de la línea vital vía por inundación, identificada en el municipio de Jericó.	503
Figura 341. Distribución espacial del riesgo de la línea vital alcantarillado por inundación, identificada en el municipio de Jericó.....	504
Figura 342. Localización de las 3 subzonas en las que se dividen las recomendaciones para el área de estudio.....	507
Figura 343. Localización de las zonas de anclajes correspondientes a la alternativa 1.....	509
Figura 344. Localización de las zonas de anclajes (Alternativa 1) en el perfil No 1 analizado.....	510
Figura 345. Localización de las pantallas de pilas (alternativa 2).	511
Figura 346. Localización en perfil de las pantallas de pilas (alternativa 2).	512
Figura 347. Análisis de estabilidad Alternativa 1 sin drenaje.....	513
Figura 348. Análisis de estabilidad Alternativa 1 con drenaje.....	514
Figura 349. Análisis de estabilidad Alternativa 2 sin drenaje.....	515
Figura 350. Análisis de estabilidad Alternativa 2 con drenaje.....	516
Figura 351. Análisis de estabilidad Falla general Alternativa 1, condición estática.....	517
Figura 352. Análisis de estabilidad Falla general Alternativa 2. Condición estática.....	518
Figura 353. Análisis de estabilidad Falla general Alternativa 1 ajustada.	519
Figura 354. Análisis de estabilidad Falla general Alternativa 2 ajustada.	520
Figura 355. Análisis de estabilidad Falla general Alternativa 2 (3 pantallas de pilas), condición estática.	521

Figura 356. Análisis de estabilidad Falla general Alternativa 2 (3 pantallas de pilas) Condición pseudoestática.	522
Figura 357. Vista en planta zonas de anclaje.....	524
Figura 358. Análisis estabilidad perfil 1. Alternativa final condición estática.....	525
Figura 359. Análisis estabilidad perfil 1. Alternativa final condición pseudoestática.	526
Figura 360. Análisis estabilidad perfil 2. Alternativa final, condición estática.....	527
Figura 361. Análisis estabilidad perfil 2. Alternativa Final, condición pseudoestática.	528
Figura 362. Análisis estabilidad perfil 3. Alternativa Final , condición estática.....	529
Figura 363. Análisis estabilidad perfil 3. Alternativa Final, Falla general, condición estática.	530
Figura 364. Análisis estabilidad perfil 3. Alternativa Final, Falla general, condición pseudoestática.	531
Figura 365. Localización de drenes subhorizontales sector parte alta Cerro las Nubes.....	533
Figura 366. Análisis estabilidad perfil 4. Alternativa final condición estática.....	534
Figura 367. Análisis estabilidad perfil 4. Alternativa final, condición pseudoestática.	535
Figura 368. Análisis estabilidad perfil 5. Alternativa final condición estática.....	536
Figura 369. Análisis estabilidad perfil 5. Alternativa final condición pseudoestática.	537
Figura 370. Propuesta de intervención talud superior.	540
Figura 371. Localización de sistema de subdrenaje zona centro oriental.....	542
Figura 372. Mecanismo de rotura de Prandtl.	543
Figura 373. Modelo geotécnico establecido para el cálculo de la capacidad de soporte y asentamientos en dados de reacción.....	545
Figura 374. Características de instrumentación instalada.....	546
Figura 375. Vista en planta alineamiento Q. La Comba.....	552
Figura 376. Verificación capacidad hidráulica de la obra – Q. La Comba.....	553
Figura 377. Sección típica canal – Q. La Comba.....	553
Figura 378. Esquema EXCEL para definir los parámetros básicos de la estructura escalonada.....	554
Figura 379. Resultados del cálculo del alcance máximo del chorro.....	555
Figura 380. Umbral de resultados del cálculo del perfil de flujo para cada escalón.....	556
Figura 381. Vista en planta alineamiento Q. Sin Nombre.....	558
Figura 382. Verificación capacidad hidráulica de la obra – Q. Sin Nombre.....	559
Figura 383. Sección típica canal – Q. Sin Nombre.....	559
Figura 384. Sección típica cunetas.	560
Figura 385. Verificación capacidad hidráulica de las cunetas.....	560
Figura 386. Perfiles del flujo para las condiciones futuras.....	562
Figura 387. Perfil del terreno y de socavación teórico estimando por el método.....	563
Figura 388. Llave antisocavación requerida para la obra de descarga del canal cuneta sobre la quebrada Valladares.....	564
Figura 389. Escenario de riesgo con las obras proyectadas.	568

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Caracterización de las unidades de suelo y roca con énfasis en geología para ingeniería (Tomado de SGC, 2015).....	30
Tabla 2. Perfil de meteorización de una unidad de roca de acuerdo con Deere & Patton (1971) ..	31

Tabla 3. Definición de rangos de inclinación de ladera	32
Tabla 4. Definición de rangos de longitud de la ladera.....	33
Tabla 5. Definición de rangos de pendientes	34
Tabla 6. Correlaciones utilizadas para la definición de parámetros geomecánicos.	40
Tabla 7. Número de Curva para los diferentes tipos de cobertura (Chow, 1994)	42
Tabla 8. Valores para el cálculo de los coeficientes de rugosidad de manning (Chow et al., 1994).	81
Tabla 9. Zonas o escenarios de exposición.	92
Tabla 10. Fragilidad por tipo de Estructura.	95
Tabla 11. Fragilidad por altura para movimientos en masa.	95
Tabla 12. Fragilidad por altura para inundaciones y avenidas torrenciales.	96
Tabla 13. Fragilidad por conservación (Du et al., 2013).	96
Tabla 14. Fragilidad por edad	97
Tabla 15. Operador acueducto.	97
Tabla 16. Material acueducto.	98
Tabla 17. Conexión.....	98
Tabla 18. Estado alcantarillado.	99
Tabla 19. Tipo de descarga.	99
Tabla 20. Material alcantarillado.	99
Tabla 21. Tipo de descarga.	99
Tabla 22. Relación deformación y umbral tolerable.	100
Tabla 23. Umbrales tolerables de deformación (límites de asentamiento Diferencial NSR- 10). .	101
Tabla 24. Parámetro de intensidad por presión de impacto. Relación presión deslizamiento/presión límite estructura (Due et al.,2013).	102
Tabla 25. Presión de falla según tipología de estructura. (Due et al., 2013).....	103
Tabla 26. Parámetro de intensidad relación profundidad/altura de la estructura para movimientos en masa.....	103
Tabla 27. Parámetro de intensidad relación profundidad/altura de la estructura para inundaciones y avenidas torrenciales.....	104
Tabla 28. Parámetro de material de la vía.	105
Tabla 29. Parámetro de existencia de obras de drenaje en las vías	106
Tabla 30. Parámetro de daños en las vías.....	106
Tabla 31. Parámetro de operador de red del acueducto.	107
Tabla 32. Parámetro de estado del acueducto.....	107
Tabla 33. Parámetro de diámetro del acueducto.....	107
Tabla 34. Parámetro de diámetro del acueducto.....	108
Tabla 35. Parámetro de operador de red del alcantarillado.....	108
Tabla 36. Parámetro de estado del alcantarillado.	109
Tabla 37. Parámetro del material del alcantarillado.	109
Tabla 38. Parámetro de carga de las redes de energía.	110
Tabla 39. Parámetro de estado de las redes de energía.....	110
Tabla 40. Relación deformación/umbral tolerable (SGC, 2015).	111
Tabla 41. Relación altura deslizamiento/altura nominal poste (SGC, 2015).	112
Tabla 42. Parámetro de velocidad para la intensidad redes expuestas.....	113

Tabla 43. Parámetro de altura de la lámina de agua para el cálculo de la intensidad de redes de alcantarillado.	113
Tabla 44. Parámetro de para las redes de energía y vías.	114
Tabla 45. Regla de decisión para el riesgo individual. Modificado de Phoon (2008) citado por Alcaldía de Medellín (2015).	116
Tabla 46. Regla de decisión para el riesgo por polígono para movimientos en masa.	117
Tabla 47. Listado de estudios consultados. Fuente: elaboración propia.	123
Tabla 48. Unidades geomorfológicas encontradas a nivel regional en la zona de estudio asociadas a la unidad de relieve Planicie de origen volcánico Combia (Corantioquia et al., 2002).	137
Tabla 49. Listado de sensores remotos empleados para el análisis.	142
Tabla 50. Localización de estaciones de levantamiento de estructuras	157
Tabla 51. Descripción del espaciamiento de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski,1989).	160
Tabla 52. Descripción de la continuidad de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski,1989).	161
Tabla 53. Descripción de la abertura de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski,1989).	161
Tabla 54. Descripción de la meteorización de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski,1989).	164
Tabla 55. Descripción de la filtración de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski,1989).	165
Tabla 56. Descripción de la resistencia de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski,1989).	166
Tabla 57. Distribución de rangos de pendientes de la zona de estudio.	167
Tabla 58. Distribución de rangos de pendientes de la zona de estudio.	172
Tabla 59. Coordenadas de los sondeos de exploración realizados.	195
Tabla 60. Numero de sondeos exploratorios y longitud alcanzada.	197
Tabla 61. Coordenadas de inicio y fin de las tomografías realizadas.	200
Tabla 62. Datos en campo LS1, LS2, LS3 y LS4.	218
Tabla 63. Adquisición MASW y refracción sísmica.	229
Tabla 64. Adquisición ReMi	230
Tabla 65. Estimación de parámetros – Línea 1.	233
Tabla 66. Estimación de parámetros – Línea 2.	237
Tabla 67. Estimación de parámetros – Línea 3.	241
Tabla 68. Estimación de parámetros – Línea 4.	245
Tabla 69. Estimación de parámetros – Línea 5.	249
Tabla 70. Rango de periodos de vibración del suelo.	252
Tabla 71. Caracterización sísmica de los suelos, NEHRP 2003	252
Tabla 72. Clasificación del perfil de suelo según tabla A.24-1 NSR-10 2	253
Tabla 73. clasificación de los perfiles sísmicos del subsuelo a la luz de lo estipulado en la NSR-10 en su capítulo A- 2.4.1	253
Tabla 74. Tipos de ensayos y cantidad de muestras analizadas.	254
Tabla 75. Resultados de laboratorio Polígono Jericó.	255
Tabla 76. Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del Depósito de vertiente (Qfl).	262
Tabla 77. Parámetros geomecánicos del Depósito de vertiente (Qfl)	263

Tabla 78. Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del material suelo residual IB.....	263
Tabla 79. Parámetros geomecánicos del estrato Suelo Residual IB.	264
Tabla 80. Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del material Suelo Residual IC.....	264
Tabla 81. Parámetros geomecánicos del estrato Suelo Residual IC.	265
Tabla 82. Profundidad del nivel freático	266
Tabla 83. Tabla de localización de instrumentación instalada.....	268
Tabla 84. Factores de seguridad para el análisis de estabilidad (Tomado de Tabla H.2.4-1. NSR-10 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos).....	277
Tabla 85. Valores de Kst/amax (Tomado NSR-10)	278
Tabla 86. Variación Nivel freático en sondeos exploratorios.	297
Tabla 87. Factores de seguridad y amenaza condición actual	304
Tabla 88. Factores de seguridad y amenaza condición proyectada.....	305
Tabla 89. Clasificación de los rangos de pendiente según la importancia en su contribución a la recarga.	308
Tabla 90. Listado de los puntos de agua inventariados. Sistema de coordenadas MAGNA Colombia origen Nacional. Fuente: elaboración propia.....	310
Tabla 91. Niveles estáticos medidos en las dos campañas de campo.	311
Tabla 92. Ubicación y características de los piezómetros. Sistema de coordenadas MAGNA Colombia origen Nacional.....	322
Tabla 93. Conductividad hidráulica estimada en los tres piezómetros mediante las pruebas Slug Test.	332
Tabla 94. Rangos de permeabilidad según varios autores para las unidades geológicas de la zona de estudio. Fuente: elaboración propia a partir de los autores citados.....	333
Tabla 95. Descripción de los sondeos ejecutados.	337
Tabla 96. Unidades hidrogeológicas preliminares para la zona de estudio. Fuente: elaboración propia.	338
Tabla 97. Puntos de observación en el área de estudio.....	351
Tabla 98. Rangos de variación de permeabilidad para cada una de las capas del modelo.....	351
Tabla 99. Sensibilidad del modelo a la variación del orden de magnitud de la permeabilidad....	355
Tabla 100. Variación en los escenarios de recarga.....	359
Tabla 101. Sitios de análisis hidrológico - Coordenadas planas Magna Colombia origen Único .	372
Tabla 102. Generalidades de la estación de precipitación utilizada	388
Tabla 103. Parámetros morfométricos de las cuencas de estudio (1/2)	392
Tabla 104. Parámetros morfométricos de las cuencas de estudio (2/2)	392
Tabla 105. Funciones para la estimación del tiempo de concentración.....	393
Tabla 106. Tiempo de concentración para las cuencas de estudio (min) (1/2)	395
Tabla 107. Tiempo de concentración para las cuencas de estudio (min) (2/2)	395
Tabla 108. Parámetro empírico del ajuste para IDF de Wilches.....	398
Tabla 109. Intensidad de diseño y precipitación total de la lluvia para las cuencas de análisis ...	399
Tabla 110. Distribución temporal de la lluvia según Huff, 1967 (Chow, 1994).....	400
Tabla 111. Número de curva para los diferentes tipos de coberturas.....	402
Tabla 112. Porcentajes de cobertura del suelo de las cuencas de estudio (1/2)	403
Tabla 113. Porcentajes de cobertura del suelo de las cuencas de estudio (2/2)	403
Tabla 114. Coeficiente de escorrentía	412
Tabla 115. Resumen caudal (m ³ /s) estimados por diferentes métodos – P1 - Q. Sin Nombre ...	413

Tabla 116. Resumen caudal (m ³ /s) estimados por diferentes métodos – P2 - Afluente Q. La Comba	413
Tabla 117. Resumen caudal (m ³ /s) estimados por diferentes métodos – P3 - Q. La Comba.....	413
Tabla 118. Resumen caudal (m ³ /s) estimados por diferentes métodos – P4 - Afluente Q. La Peña	414
Tabla 119. Resumen caudal (m ³ /s) estimados por diferentes métodos – P5 - Q. La Peña Tramo 1	414
Tabla 120. Resumen caudal (m ³ /s) estimados por diferentes métodos – P6 - Q. La Peña Tramo 2	414
Tabla 121. Ecuaciones de regresión para caudales máximos en zona estudiada.....	418
Tabla 122. Caudales de diseño para las cuencas de interés, extrapolados a periodos de retorno superiores.....	418
Tabla 123. Parámetros morfométricos para cálculo de índices	423
Tabla 124. Clasificación de las cuencas	424
Tabla 125. Coeficientes de rugosidades asignados por tipo de cobertura.....	428
Tabla 126. Resultados de la modelación de los escenarios de caudales máximos.....	435
Tabla 127. Valores factor de erodabilidad K, en las cuencas de estudio.....	448
Tabla 128. Valores factor de C, en las cuencas de estudio.....	451
Tabla 129. Cálculo de sedimentos por erosión laminar en la cuenca.....	453
Tabla 130. Volumen de aporte de sedimentos por movimientos en masa.....	454
Tabla 131. Diámetros característicos sedimento de fondo.....	457
Tabla 132. Formula usada para el transporte de sedimentos del río de estudio.....	458
Tabla 133. Volumen de sedimentos por socavación	459
Tabla 134. Total de aporte de sedimentos al modelo hidráulico de torrencialidad.....	460
Tabla 135. Resultados de la modelación de los escenarios de avenida torrencial	464
Tabla 136. Tabla de decisión para la definición de la amenaza por avenida torrencial	468
Tabla 137. Regla de decisión para el riesgo individual. Modificado de Phoon (2008) citado por Alcaldía de Medellín (2015).	492
Tabla 138. Factores de seguridad y amenaza condiciones proyectadas	538
Tabla 139. Tabla de localización de instrumentación instalada.....	547
Tabla 140. Velocidad de movimientos en masa. Tomado de Suarez, 1998	549
Tabla 141. Programa de monitoreo y recomendaciones a implementar.....	549
Tabla 142. Parámetros básicos para el cálculo de flujo por escalones.	555
Tabla 143. Resultados del cálculo de la socavación en el tramo de interés (método de Lischtvan y Lebediev).....	564
Tabla 144. Factores de seguridad y amenaza condición actual	570
Tabla 145. Factores de seguridad y amenaza condición proyectada.....	571

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Registro de perforación.

Anexo 2: Resultados de muestras de laboratorio.

Anexo 3: Fichas de vulnerabilidad y registro fotográfico.

Anexo 4: Descripción de fragilidad e intensidad.

Anexo 5: Calculo de ensayo de Slug Test.

Anexo 6: Cálculos de hidrología e hidráulica.

Anexo 7: RunOut

Anexo 8: Monitoreo de inclinómetros.

Anexo 9: Planos de diseños estructurales e hidráulicos

Anexo 10: Presupuesto obras

1. INTRODUCCIÓN

Durante la segunda temporada de lluvias del año 2019, específicamente entre los días 4 y 6 de noviembre de 2019 se presentaron múltiples eventos de movimientos en masa en las laderas del Cerro Las Nubes, y los sectores de Los Aguacates y La Comba, del municipio de Jericó (Ant). Estos hechos ocasionaron flujos de lodo y tierra, que se encausaron por los principales drenajes de la zona, generando daños y pérdidas en bienes, infraestructura y servicios, principalmente en los sectores ubicados al occidente de la zona urbana del municipio.

Los eventos anteriormente referenciados generaron la necesidad de analizar en detalle las condiciones de amenaza por movimiento en masa y avenidas torrenciales, al igual que la vulnerabilidad de los elementos expuestos, dando lugar a la suscripción de un convenio interadministrativo entre el Municipio de Jericó y el DAGRAN, con el propósito de ejecutar los estudios y diseños geológicos, geotécnicos, hidrológicos e hidráulicos, a partir de los cuales se determinarían las obras de estabilización y las medidas de manejo requeridas para la estabilización de la zona.

En el marco del contrato No. 287-2021 suscrito entre a Universidad Eafit y el Municipio de Jericó, el cual tiene por objeto la “Prestación de servicios para realizar los estudios de detalle que permitan diagnosticar las condiciones topográficas, geológicas, geotécnicas, hidrogeológicas e hidráulicas que influyen en los procesos de inestabilidad, históricos y actuales y la zonificación de la amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa y avenidas torrenciales en la parte alta de la cabecera municipal de Jericó, en los sectores conocidos como Las Nubes, Los Aguacates y La Comba, al suroccidente de la cabecera municipal de Jericó, Antioquia”, se presenta el informe final el cual desarrolla los componentes de geología, geomorfología, morfodinámica, hidrología e hidráulica, geotecnia, hidrogeología, vulnerabilidad, riesgo, entre otros.

Es importante señalar, que además de los diseños y recomendaciones para la mitigación del riesgo en esta parte alta de la cabecera municipal, el municipio ha quedado con una instrumentación, representada en piezómetros e inclinómetros que permitirán realizar un seguimiento a la problemática mientras se gestionan los recursos para la construcción de las obras de mitigación.

2. LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La zona de estudio se localiza al suroccidente de la cabecera municipal de Jericó (Antioquia), en los sectores conocidos como Cerro Las Nubes, y sectores de Los Aguacates y La Comba.

El estudio contempla la evaluación de la amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa y avenidas torrenciales de la zona de estudio (Figura 1).

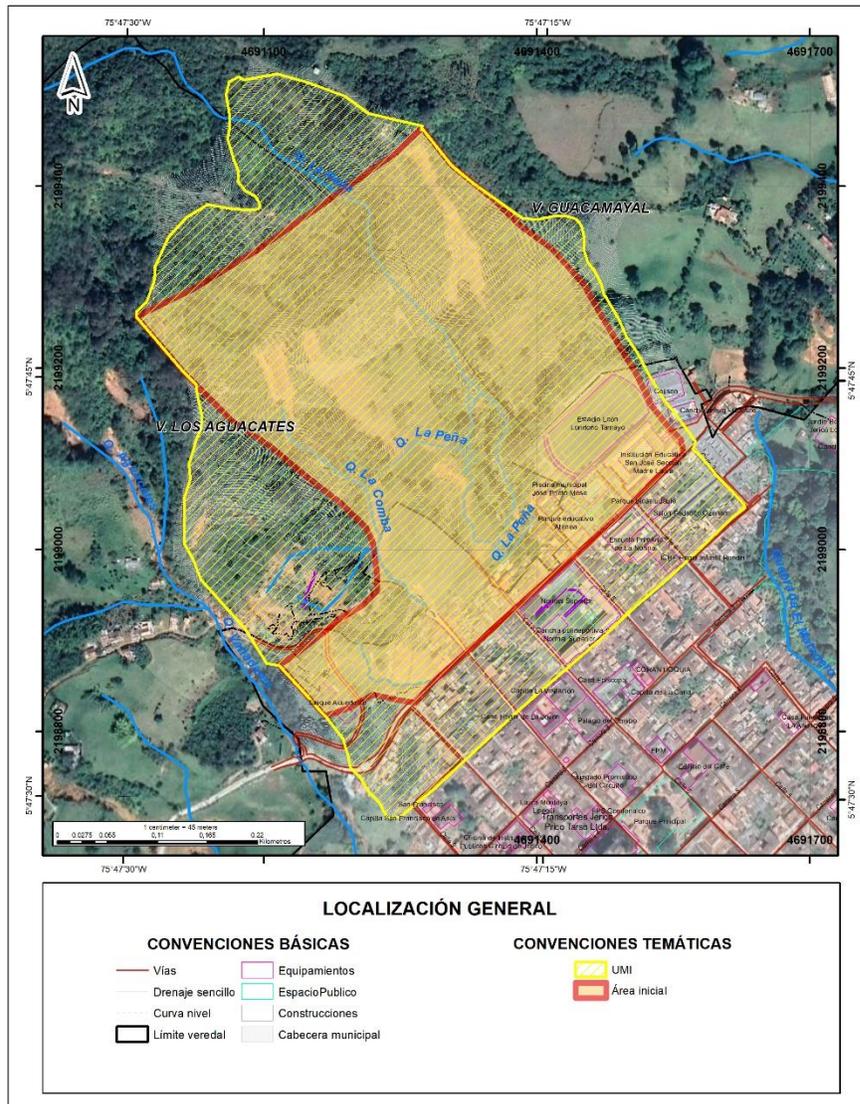


Figura 1. Localización general del área de estudio.

3. METODOLOGÍA

3.1 EVALUACIÓN DE LA AMENAZA

Se entiende por amenaza al peligro latente de que un evento físico, sea de origen natural, causado o inducido por la acción humana de manera accidental, se presente con una severidad suficiente para causar pérdida de vidas, lesiones u otros impactos en la salud, así como también daños y pérdidas en los bienes, la infraestructura, los medios de sustento, la prestación de servicios y los recursos ambientales (Ley 1523 de 2012). Se destaca que los fenómenos a analizar corresponden a las amenazas de tipo natural asociadas principalmente a movimientos en masa, inundaciones y avenidas torrenciales.

3.1.1 CARTOGRAFÍA ESCALA DE TRABAJO

De acuerdo con el decreto nacional 1077 de 2015 y con el decreto municipal 1626 de 2015, para la evaluación de la amenaza por movimientos en masa se va a utilizar la escala 1:2.000, específicamente se va a contar con levantamientos topográficos puntuales. Para la amenaza por avenidas torrenciales, se va a trabajar a una escala 1:500, para lo cual se van a realizar levantamientos topográficos específicos de los tramos afectados por esta problemática; sin embargo, la escala de presentación será 1:2.000.

3.1.2 AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA

Un movimiento en masa se refiere al término que incluye todos aquellos movimientos ladera abajo de una masa de roca, de detritos o de tierras por efecto de la gravedad (Cruden, 1991). Este tipo de procesos se asocian a las zonas denominadas como susceptibles a los movimientos en masa; entendiéndose dicha susceptibilidad como la propensión del terreno a desarrollar un proceso natural, definido a partir de las propiedades intrínsecas caracterizadas bajo unidades de parámetro y unidades de terreno como: la litología, el grado de meteorización, la densidad de fracturamiento, la morfometría, la morfogénesis, la densidad de drenaje, los suelos y sus propiedades hidrofísicas y las coberturas de la tierra.

Por otro lado, la amenaza por movimientos en masa se define como la probabilidad de que se presenten movimientos de una masa importante de material litológico, con una cierta intensidad, en un sitio específico y en un período de tiempo determinado, produciendo efectos adversos en las personas, los bienes, servicios y/o el medio ambiente.

El propósito de este capítulo consiste en la definición de la metodología empleada para generar los mapas de zonificación de amenazas por fenómenos de remoción en masa mediante la utilización de métodos determinísticos y cuyos procesos principales consisten en los siguientes: generación de mapas temáticos, exploración del subsuelo, estratigrafía,

análisis de estabilidad, evaluación de la amenaza.

A continuación, se explican cada uno de estos procesos:

3.1.2.1 Visitas de reconocimiento.

Con el objeto de realizar un reconocimiento del sector o polígono a estudiar se programa una visita de reconocimiento con la interventoría, los funcionarios de planeación municipal y el equipo de la Universidad, geólogo, hidrogeólogo, hidrólogo y geotecnista.

En estas visitas se discute la delimitación de la unidad morfodinámica independiente UMI, la ubicación de las perforaciones y sus cantidades, se dan recomendaciones sobre el polígono en función de sus características particulares y se plantean acciones generales a ejecutarse por parte de la Universidad.

3.1.2.2 Generación de mapas temáticos

Durante este proceso se recopila la información cartográfica disponible sobre cada uno de los mapas temáticos o mapas índices a emplear en el desarrollo de esta metodología, los cuales en este caso corresponden a geología y formaciones superficiales, geomorfología, pendiente y procesos morfodinámicos.

A continuación, se describe el proceso metodológico para la obtención de cada una de las variables requeridas para dicho análisis:

- **Definición de la UMI**

Teniendo en cuenta que la unidad morfodinámica independiente (UMI) se define como aquella porción de terreno cuya estabilidad no depende del comportamiento de las zonas vecinas y complementariamente el caso inverso, es necesario delimitar dichas unidades o unidad para efectos de definir la interacción de ésta con los terrenos colindantes. La delimitación de estas unidades morfodinámicas se fundamenta en la combinación de aspectos geológicos, geomorfológicos e hidráulicos (Acuerdo Metropolitano 009 de 2012).

La unidad o unidades morfodinámicas pueden, por lo general, ocupar áreas de terreno mayor que el polígono de planificación, por lo cual será necesario evaluar las condiciones geológicas y geomorfológicas de toda la unidad para determinar las afectaciones por fuera del polígono estudiado cuya influencia repercute negativamente en la estabilidad del mismo.

Estas UMI serán delimitadas por el grupo de profesionales del proyecto de las áreas de geología, geomorfología, geotecnia, hidrología e hidráulica a la escala de trabajo.

- Geología y formaciones superficiales

Una formación geológica superficial corresponde al conjunto de materiales que conforman la superficie de un terreno como son: roca fresca, roca meteorizada, suelo y depósitos no consolidados (Hermelín, 1987). Las formaciones superficiales y geológicas, dependiendo de su origen, son afectadas por diferentes procesos morfodinámicos, por lo que su caracterización y cartografía constituye una variable básica para la zonificación de amenazas. Para la descripción de la geología y las formaciones superficiales, los mapas geomorfológicos se convierten en una herramienta fundamental debido a que las geoformas o unidades geomorfológicas están asociadas a formaciones superficiales caracterizadas por un perfil de suelo particular que se diferencian según el tipo material, las condiciones climáticas, la cobertura vegetal y el índice de relieve relativo. Sin embargo, una misma unidad geomorfológica puede contener una o varias unidades litológicas o formaciones superficiales y viceversa.

Para el desarrollo de esta variable es necesaria la realización de un mapa preliminar, para el cual se utiliza como insumo base la cartografía geológica existente a escala 1:100.000 del Servicio Geológico Colombiano, la cual es actualizada y redelimitada con base en la información obtenida del análisis de sensores remotos y la interpretación de fotografías aéreas donde es posible identificar unidades principalmente cuaternarias y estructuras geológicas.

Durante el trabajo de campo, y con el objetivo de obtener información de detalle del suelo y subsuelo para la zonificación de amenazas en el área de estudio, se realizará la caracterización y mapeo de las unidades geológicas y formaciones superficiales a escala 1:2.000 a partir del mapa preliminar, de acuerdo con la disponibilidad de afloramientos y los sondeos exploratorios, teniendo en cuenta los parámetros establecidos en la Tabla 1. La clasificación de las unidades de suelo y definición del grado de meteorización de la roca se basará en el perfil de meteorización de Deere & Patton (1971), considerando la génesis y la descomposición física y química de los materiales, y se clasificarán en unidades básicas de rocas, depósitos y suelos de acuerdo con los aspectos establecidos (Tabla 2).

Tabla 1. Caracterización de las unidades de suelo y roca con énfasis en geología para ingeniería (Tomado de SGC, 2015)

Material Geológico	Propiedades (Descripción de campo)
Masa rocosa	Rasgos estructurales
	Discontinuidades
	Grado de meteorización
	Color
	Textura - Fábrica

Material Geológico	Propiedades (Descripción de campo)		
	Tamaño y forma del grano		
Material de suelo	Clastos	Tipo	Redondez
		Color	Orientación
		Forma	Grado de meteorización
	Matriz	Color	Granulometría
	Suelos finos	Color	Textura
	Suelos gruesos	Color	Redondez de los granos
		Textura	Orientación de los granos
		Forma de los granos	

Tabla 2. Perfil de meteorización de una unidad de roca de acuerdo con Deere & Patton (1971)

Denominación	Símbolo	Descripción
I Suelo residual	I A Horizonte A	Es la zona de eluviación, la infiltración de agua transportada hacia abajo los materiales en suspensión. Es generalmente rica en materia orgánica
	I B Horizonte B	Es la zona donde se depositan los materiales sólidos provenientes del horizonte A. Los minerales por lo general son tamaño arcilla. Está tan alterado que hay muy poca evidencia del material parental y ninguna estructura rocosa.
	I C Horizonte C	Conserva las estructuras originales de la roca parental, pero el material es suelo. Las estructuras heredadas incluyen diaclasas, fallas y minerales con orientaciones idénticas a la de la masa rocosa y constituyen planos de debilidad en la masa de suelo. Los materiales predominantes son limo arcillosos y arenas limosas con apariencia de roca dura, pero consistencia de suelo. El contenido de bloques de roca es menor del 10% de su volumen.
II Roca meteorizada	II A Suelo residual	Es la zona de transición de saprolito a roca meteorizada. Contiene núcleos de roca que conforman entre el 10% y el 95% del volumen. La meteorización ocurre a lo largo de las diaclasas y fallas existentes. El suelo que rodea los bloques de roca es por lo general arena con algún contenido de limos.

Denominación	Símbolo	Descripción
	II B Roca parcialmente meteorizada	Es roca con algo de decoloración y alteración a lo largo de las discontinuidades.
III Roca sana	III Roca sana	Es la roca no meteorizada, ningún material se encuentra alterado y las diaclasas presentan muy pocas o ninguna oxidación. Esta roca puede ser en algunos casos intensamente fracturada.

Adicionalmente, en los afloramientos disponibles se evaluarán las discontinuidades o grado de fracturamiento de acuerdo con las metodologías establecidas por los diferentes índices de calidad de la roca.

- **Geomorfología**

Para el desarrollo de esta temática se requiere la realización de mapas geomorfológicos a escala 1:2.000 para la zona de estudio.

La construcción de los mapas geomorfológicos está dividida en dos etapas. La primera corresponde a la generación de un mapa preliminar donde se delimitan los elementos geomorfológicos usando la información básica disponible como información secundaria, análisis de sensores remotos y fotografías aéreas, mapas topográficos, mapa de pendientes y un modelo de elevación digital (MED).

Los elementos geomorfológicos corresponden al máximo nivel de detalle de una unidad geomorfológica, definida por los rasgos de relieve, morfometría detallada del terreno y por los micro relieves asociados con una característica litológica con base en análisis detallados (Carvajal, 2012). Para la caracterización de la morfología de los elementos geomorfológicos, se utilizan los siguientes atributos:

Inclinación de la ladera: es el ángulo que forma una ladera o terreno respecto a un plano horizontal. La inclinación de la ladera está relacionada con el tipo de material que conforma la unidad morfológica y con la susceptibilidad de dicha unidad a la formación de movimientos en masa. Para la zona de estudio se utilizan los rangos de pendientes que se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 3. Definición de rangos de inclinación de ladera

Descripción	Porcentaje (%)
Muy suave	0 – 3
Suave	3 – 10
Inclinada	10 – 25
Muy	25 – 40

Descripción	Porcentaje (%)
inclinada	
Abrupta	40 – 60
Muy abrupta	60 – 100
Escarpada	>100

Los rangos de pendientes definidos para caracterizar los elementos geomorfológicos (laderas) corresponden a los utilizados por el municipio de Medellín para los mapas de aptitud geológica para el uso urbano y denotan restricciones a la ocupación del suelo.

Longitud de la ladera: es un indicador de la homogeneidad del material constitutivo de las geoformas; puede determinar una mayor superficie para el desarrollo de los procesos morfodinámicos. Para la zona de estudio se utilizan los rangos de longitudes que se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 4. Definición de rangos de longitud de la ladera

Descripción	Rango (m)
Muy Corta	0 – 20
Corta	20 – 40
Moderada	40 - 70
Larga	70 – 100
Muy larga	>100

Forma de la ladera: refleja la homogeneidad en la resistencia de los materiales, y la presencia o control de estructuras geológicas. También condiciona los tipos de movimientos en masa que pueden desarrollarse en una ladera. Es común relacionar movimientos rotacionales a pendientes cóncavas y convexas y movimientos planares a pendientes rectas controladas estructuralmente o movimientos complejos a pendientes irregulares. La forma de la ladera se clasifica como rectas, cóncavas, convexas e irregulares.

El mapa preliminar es la base para la ejecución de la segunda etapa, que consiste en el trabajo de campo para la verificación y ajuste de los productos obtenidos en la etapa anterior, que se traduce en el mapa final estandarizado que presenta los elementos geomorfológicos a escala 1:2000. La caracterización de los elementos se realiza a partir de recorridos de campo, donde se define la morfología asociada a cada una de ellas, la cual está relacionada con los aspectos de la geometría e incluye fundamentalmente los gradientes topográficos y las formas relativas.

- **Morfometría**

Existen un importante conjunto de variables morfométricas que se utilizan para la caracterización geomorfológica de un terreno, como la curvatura, la rugosidad, el relieve relativo, el aspecto, entre otras, sin embargo, es necesario anotar que para estudios de

amenaza por movimientos en masa a escalas detalladas no es común su utilización. La variable morfométrica que se usa a diferentes escalas es la pendiente.

En este caso corresponde a la pendiente determinada pixel a pixel, dando una idea de la homogeneidad o no de una superficie y es esta precisamente la diferencia con la “inclinación de la ladera”, la cual es la pendiente promedio o característica de la ladera, la que se utiliza para la caracterización geomorfológica.

La pendiente se refiere al ángulo que forma la superficie del terreno con respecto a un plano horizontal. Por lo tanto, el grado de inclinación del terreno que puede variar entre 0° y 90°, tiene una estrecha relación con el tipo de material que constituye una unidad y por consiguiente con la susceptibilidad a los procesos de remoción de masa. La definición del mapa de pendientes se realiza en porcentajes, que representa la tangente del ángulo de inclinación, teniendo en cuenta los siguientes rangos (Tabla 5).

Tabla 5. Definición de rangos de pendientes

Rango de pendientes	Clasificación
0 – 3%	Muy suave
3 – 10%	Suave
10 – 25%	Inclinada
25 – 40%	Muy inclinada
40 – 60%	Abrupta
60 – 100%	Muy abrupta
>100%	Escarpada

- **Inventario de movimientos en masa**

Para la generación del mapa de amenaza por movimientos en masa, la cartografía de los procesos morfodinámicos ocurridos en el área de estudio representa uno de los insumos básicos con el fin de identificar las condiciones dinámicas, la continuidad y recurrencia de eventos y su distribución dentro de cada zona.

Para el desarrollo de esta variable es igualmente necesaria la realización de un mapa preliminar, en donde se incluyen los procesos morfodinámicos identificados a partir del análisis de fuentes secundarias como bases de datos del SIMMA, Desinventar, Planeación Municipal y demás estudios que se hayan realizado en la zona. Adicionalmente, se incluyen los procesos identificados durante la etapa de análisis de sensores remotos, teniendo como referente que la cartografía de estos se realiza en forma de polígono de acuerdo con la disponibilidad y confiabilidad de dicha información.

Este mapa preliminar es verificado, ajustado y redefinido de acuerdo con las condiciones actuales durante el trabajo de campo. Con este propósito, se realiza un inventario de movimientos en masa levantando información clave de las condiciones morfológicas del

movimiento en masa cartografiado. Estas variables se resumen en la localización del evento, tipo de evento, grado de actividad y fuente de la información.

El producto final debe ser la distribución espacial de los movimientos, representados por áreas afectadas o polígonos.

3.1.2.3 Exploración del subsuelo y ensayos de laboratorio

La exploración del subsuelo se realizará a partir de métodos directos e indirectos. Los primeros corresponden a la ejecución de perforaciones de las cuales se obtienen muestras que permiten conocer su composición, textura, resistencia a partir de su análisis en laboratorio.

Los métodos indirectos permiten obtener información de parámetros físicos de los materiales sin tener contacto con ellos. En este estudio se utilizará el método geofísico de refracción sísmica MASW.

La localización de la exploración directa e indirecta se fundamenta en criterios geológico-geotécnicos, geomorfológicos, logísticos y contractuales, dentro de los cuales se pueden mencionar los siguientes:

1. Se pretende que la exploración permita identificar y definir adecuadamente las características de los materiales representativos del sector, de tal manera que se incluya la mayor cantidad de formaciones geológicas.
2. Adicionalmente, la ubicación se ajustará con base en los procesos detectados, tanto activos como inactivos, dado que estos sectores corresponden a zonas con mayor probabilidad de formación de inestabilidades o repetición de las mismas.
3. De igual manera, la ubicación de la exploración estará condicionada por aquellas zonas de mayor pendiente que, al igual que en el numeral anterior, se pretenden caracterizar las consideradas como de mayor criticidad para la generación de movimientos en masa.
4. La ubicación final de los sondeos dependerá de los aspectos logísticos dentro de los cuales se tienen: la facilidad de acceder a los sitios, la disponibilidad de espacios para la ejecución de los mismos, la no afectación de redes de servicios públicos, la obtención de permisos por parte de propietarios y comunidad en general y el suministro de agua para las labores de perforación.
5. En lo posible, los perfiles deberán alinear los sondeos proyectados buscando que los mismos sean colineales y se tracen preferencialmente perpendiculares a las curvas de nivel.

- Exploración directa

El programa de exploración del subsuelo para conocer las condiciones geotécnicas se realizará de acuerdo con la extensión del sector y a las problemáticas detectadas, las cuales

alcanzarán profundidades que permitan generar el modelo geológico – geotécnico para la evaluación de la estabilidad y determinación de la amenaza por movimientos en masa.

Esta metodología de exploración consiste en la ejecución de perforaciones de pequeños diámetros (entre 65 y 100 mm) que, aunque no permiten la visión "in situ" del terreno, facilitan la recuperación de testigos o muestras del substrato perforado, así como realizar determinados ensayos en su interior.

En los sondeos exploratorios se ejecutará el ensayo de penetración estándar (SPT) a intervalos de 1.0 m en los materiales de suelo, donde esto sea posible. Esta prueba permite determinar características físicas y mecánicas de los suelos a través de la obtención de muestras remoldeadas. El ensayo de penetración estándar evalúa de manera indirecta la compacidad o consistencia de los suelos en profundidad y consiste, según la norma ASTM D – 1586, en dejar caer un martillo de 63,5 Kg. de peso sobre una barra de perforación desde una altura de 76,2 cm. En este ensayo se obtiene el número de golpes necesarios para introducir el muestreador estándar "Spilt Spoon" 30 cm. en el suelo, dato que es definido como N (Numero de golpes). De acuerdo con las características del subsuelo y el detalle requerido en la caracterización del mismo, este ensayo se efectúa de manera continua o discontinua, generalmente cada metro de profundidad. A partir del número de golpes y del tipo de suelo, mediante el uso de correlaciones internacionalmente conocidas, es posible estimar las propiedades y parámetros geo-mecánicos del suelo.

- Ejecución de ensayos de campo y toma de muestras

Como se mencionó anteriormente, en los sondeos exploratorios se recuperarán muestras remoldeadas tomadas con muestreador estándar "Split Spoon" y adicionalmente se obtendrán muestras inalteradas con tubo de pared delgada "Shelby". Los materiales encontrados serán debidamente caracterizados para elaborar columnas estratigráficas utilizadas posteriormente para correlacionar la distribución espacial de los materiales.

De cada ensayo de SPT realizado se recupera una muestra de 45 cm de longitud, que permite además de medir la resistencia a la penetración de la cuchara normal de muestreo (Split Spoon), deducir conceptos relativos a las propiedades cuantitativas del material, su génesis y clasificación estratigráfica (Figura 2).



Figura 2. Muestreador estándar o cuchara partida para el ensayo SPT

Las muestras recuperadas con la cuchara normal de muestreo (Split Spoon) se denominan muestras alteradas y serán almacenadas en bolsas plásticas; cuando el muestreador estándar es cambiado durante la ejecución de la perforación por un muestreador tipo tubo

de pared delgada (Shelby), es posible recuperar muestras inalteradas usadas en ensayos que permiten la determinación directa de parámetros de resistencia de los materiales. En la **Figura 3** se presenta un ejemplo del muestreador de pared delgada.



Figura 3. Muestreador de pared delgada (Shelby) utilizado para muestras inalteradas.

- **Exploración indirecta**

Las técnicas de geofísica aplicada están orientadas a distinguir o reconocer formaciones geológicas que se encuentran en profundidad mediante la medición de un parámetro físico asociado a ellas: la densidad, la velocidad de las ondas elásticas, la resistividad eléctrica, etc. Los métodos geofísicos deben ser considerados siempre como métodos complementarios de reconocimiento, debiendo estar siempre acompañados por sondeos (exploración directa) para refrendar, correlacionar y comparar los datos obtenidos mediante ambos tipos de exploración.

La prueba a utilizar en el presente estudio es la conocida como MASW 2D (Análisis multicanal de onda superficial) la cual sirve para determinar el perfil de velocidad de las ondas de corte V_s . Este método consiste en medir la velocidad de propagación de ondas de superficie tipo Rayleigh (VR), que para fines prácticos es igual (alrededor de 93%) a la velocidad de onda de corte. Cuando se golpea en la superficie de un depósito de suelo se generan ondas elásticas tanto de cuerpo (compresión y corte) como de superficie (principalmente tipo Rayleigh), 67% de la energía aplicada se propaga como ondas Rayleigh, 27% como ondas de corte y 7% como ondas de compresión (Woods, 1968).

- **Descripción del método de refracción MASW**

La técnica MASW (Análisis multicanal de onda superficial) utiliza tendido y equipo para registro similar al de la prueba de refracción sísmica, pero se analizan las ondas con una técnica que permite separar las ondas Rayleigh de otras ondas elásticas y finalmente determina la variación de velocidad de onda de corte (V_s) a profundidad. Para la realización de la prueba MASW se coloca un tendido superficial lineal con 12 o más geófonos equidistantes, el registro de la vibración se realiza con un sismógrafo digital, y se registran

las vibraciones inducidas mediante golpes generados en la superficie. A diferencia de la prueba tradicional de refracción sísmica, el MASW es capaz de detectar estratos blandos entre estratos con rigideces mayores, mientras que la refracción sísmica sólo puede detectar variación de rigideces progresivamente mayores.

- **Resultados y análisis de laboratorio**

Las muestras recuperadas en campo serán clasificadas visualmente en el momento de ejecución de los sondeos para posteriormente ser enviadas al laboratorio, donde el geólogo responsable del proyecto las revisará, evaluará, caracterizará y correlacionará con respecto a la información recuperada en campo, con la finalidad de definir las muestras representativas de cada unidad estratigráfica, a las cuales se les practicarán los ensayos de identificación de sus propiedades de estado (humedad natural – límites de consistencia – índice de plasticidad), y parámetros de resistencia (compresión simple o confinada y corte directo).

A las muestras alteradas se les realizarán ensayos de límites de plasticidad, granulometría y humedad natural, con el fin de obtener su clasificación con base en el sistema USCS.

3.1.2.4 Estratigrafía y definición de parámetros geomecánicos

De acuerdo con la información de campo obtenida de la exploración geotécnica, los recorridos de los geólogos y los análisis de laboratorio, se levanta la estratigrafía del sector y se les asignan a las unidades los parámetros geotécnicos. A continuación, se describen estas actividades.

- **Estratigrafía**

Concluida la etapa de exploración del subsuelo, la revisión y agrupación de muestras y los ensayos de laboratorio, se ajustarán y complementarán los perfiles topográficos representativos de la estructura del terreno por medio de la definición de columnas estratigráficas en cada sondeo y su posterior correlación de acuerdo con las observaciones en campo y el criterio de los profesionales involucrados.

La ubicación de los perfiles está condicionada a la ubicación de las perforaciones; los perfiles topográficos se levantan perpendiculares a las curvas de nivel alineando las perforaciones realizadas y se ejecutan siguiendo criterios similares a los empleados en la ubicación de las perforaciones, en zonas donde se presentan procesos morfodinámicos, donde hay una mayor presencia de formaciones geológicas representativas del sector, en zonas con cambios de pendiente.

- **Parámetros Geomecánicos**

Debido a la naturaleza heterogénea de los suelos, se encuentra un limitante a nivel práctico para definir con exactitud los parámetros de resistencia de cada material evaluado, por lo que aproximaciones, supuestos y correlaciones, junto con las pruebas directas son necesarias para caracterizar mecánicamente cada formación encontrada.

La definición de estos parámetros se hace a partir entonces de la información recolectada de los sondeos exploratorios, del análisis de las muestras extraídas en cada uno de ellos y de las pruebas en campo y laboratorio como la prueba SPT adelantada in-situ y los ensayos de caracterización como granulometrías, límites de Atterberg, humedad natural y corte directo, de acuerdo con los estratos identificados. Al analizar esta información en conjunto es posible conocer las propiedades del suelo de manera aproximada.

En la literatura especializada existen diversas correlaciones entre el valor de N , obtenido del ensayo SPT, y los parámetros de cohesión y ángulo de fricción, en este, a partir de unas ecuaciones, se determinan estos valores, los cuales son usados para el cálculo de la capacidad portante de los materiales. Los valores obtenidos a través de las correlaciones son analizados y ajustados por el personal técnico de acuerdo con su experiencia y conocimientos sobre la zona de objeto de estudio y los materiales que la conforman.

Inicialmente se evalúa el valor de golpes obtenidos del ensayo SPT, para el cual Bowles propone una ecuación para obtener un valor de N corregido que posteriormente permita una mejor aproximación a los valores de resistencia obtenidos a través de las correlaciones disponibles. Dicha ecuación tiene en cuenta correcciones por confinamiento, energía del martillo, longitud de las barras de perforación, por el tomamuestras y finalmente por el diámetro de la perforación.

La ecuación propuesta por Bowles (1998) para el valor de N corregido se la define de la siguiente manera:

$$N_s = N * C_n * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4$$

Donde:

N : N de Campo

C_n : Corrección por confinamiento.

η_1 : Corrección por energía del martillo.

η_2 : Corrección por longitud de barras de perforación

η_3 : Corrección por toma muestras.

η_4 : Corrección por diámetro de la perforación

Con el valor de N corregido a partir de lo anterior y los resultados de laboratorio obtenidos para cada estrato se ajustan los valores de cohesión y fricción que se definirá para cada material, siendo congruente con las observaciones realizadas en campo.

Para cada estrato se hará un análisis de los parámetros obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura, despreciando aquellos valores que no resulten representativos con base en la experiencia del equipo técnico que adelanta el presente estudio. Las correlaciones por utilizar se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 6. Correlaciones utilizadas para la definición de parámetros geomecánicos.

CORRELACIONES USADAS PARA DETERMINAR PARÁMETROS DE RESISTENCIA A PARTIR DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	
Kulhawy y Mayne (1990)	$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \left(\frac{\sigma_v}{Pa} \right)} \right)^{0.34}$
Wolff (1989)	$\phi = 27.1 + 0.3 \cdot N_{corr} - 0.00054 N_{corr}^2$
Hatanaka y Uchida (1996)	$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{corr} + 20}$ $\phi = \sqrt{20 \cdot N_{corr} + 17}$
Parra y Ramos (2006)	$\phi = 5.35 \ln(N) + 14.44$ $C_u = 0.22 \cdot \ln(N) - 0.4$
Müller (1970)	$\phi = 24 + 5.77 \ln(0.1667 N_{SPT})$
Peck	$\phi = 28.5 + 0.25 N_{145}$
Peck, Hanson y Thornburn	$\phi = 26.25 * \left(2 - e^{\left(-\frac{N_{145}}{62} \right)} \right)$
Kishida	$\phi = 15 + \sqrt{(20 * N_{145})}$
Schmertmann	$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{N_{60}}{43.3} \right)^{0.34}$
Japan National Railway	$\phi = 27 + 0.1875 * N_{145}$
Japan Road Bureau	$\phi = 15 + (9.375 * N_{145})^{0.5}$
Stroud (1974)	$C_u = K \cdot N [kN/m^2]$ $K \begin{cases} 3.5 kN/m^2 \\ 6.5 kN/m^2 \end{cases}$
Hara y otros (1971)	$C_u = 29 \cdot N^{0.72} [kN/m^2]$
Mesri (1989)	$C_u = 0.22 * \sigma_v$

Con la información anterior y con los resultados de los ensayos de laboratorio se procede a la definición de los parámetros para cada estrato, ajustándose además con los resultados de la modelación de la problemática que se presenta en campo y que se haya evidenciado durante los recorridos del equipo técnico. En cada uno de los casos se obtiene un valor promedio, mínimo y máximo de cohesión y ángulo de fricción para cada correlación utilizada, obteniendo a partir de su análisis los parámetros geomecánicos característicos para cada material.

3.1.2.5 Definición de los modelos geológico – geotécnicos

Con base en la determinación de la estratigrafía para cada perfil topográfico seleccionado por parte de los geólogos, se plasmarán las condiciones geomecánicas de los diferentes estratos que componen el área de estudio, incluyendo los parámetros anteriormente definidos, al igual que las condiciones de nivel freático.

3.1.2.6 Evaluación de la estabilidad

Realizada la evaluación interdisciplinaria del territorio, y con miras a identificar y delimitar la amenaza por movimientos en masa y las zonas homogéneas de aptitud de uso del suelo, se plantea la necesidad de involucrar análisis cuantitativos, en este caso relacionados con los factores de seguridad de la ladera, puesto que las caracterizaciones geológicas y geomorfológicas incluyen evaluaciones cualitativas que pueden llevar a imprecisiones.

Para el análisis de estabilidad se utilizará el software Slide v 6.0 basado en la teoría del equilibrio límite, el cual calcula por diferentes métodos (Morgenstern and Price, Spencer, Janbu, Bishop, etc) los factores de seguridad más críticos para diferentes superficies de falla en el talud.

Para efectos de determinar las características topográficas de los taludes a evaluar, se levantarán secciones topográficas, sobre las cuales se plasmarán las condiciones estratigráficas y geomecánicas de los diferentes estratos que componen cada uno de los sectores. La estratigrafía se obtendrá a partir de los sondeos, los afloramientos y los resultados de laboratorio, y los parámetros utilizados para el análisis de estabilidad se determinarán de acuerdo con las consideraciones expuestas en el numeral de parámetros geomecánicos.

Para evaluar la estabilidad de cada sector se considerarán tres situaciones: inicialmente se analiza el modelo para el caso estático, seguidamente se realiza el análisis bajo consideraciones normales y extremas de lluvia y, posterior a esto, se evalúa el comportamiento del terreno bajo sollicitaciones sísmicas, obteniendo los factores de seguridad de cada superficie de falla.

La condición sísmica se simulará considerando la actuación de fuerzas sísmicas que dependen del coeficiente de aceleración pico efectiva (A_a).

3.1.2.7 Profundidad y variación del nivel freático

Uno de los aspectos a considerar dentro de los factores detonantes en la variación de las propiedades geomecánicas de los suelos es la lluvia, por lo cual es importante considerar su efecto en los modelos de estabilidad.

- **Deslizamientos profundos**

Teniendo en cuenta las recomendaciones de la guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa, elaborada por el servicio

geológico colombiano, debido a que en los deslizamientos la posición del nivel freático es generalmente un condicionante de la inestabilidad, resulta clave calcular la profundidad de la tabla de agua, asociada a un cierto periodo de retorno, para el cual se considera que ocurrirá la falla. La experiencia sugiere utilizar un periodo de retorno de 20 años.

Para estimar la variación de la posición del nivel freático, asociado al periodo de retorno recomendado (20 años), esta misma guía presenta una metodología que busca estimar esta posición, a continuación, se presentan los pasos sugeridos para esto:

Identificar un valor promedio de número de curva (CN) de la unidad geotécnica por analizar, donde se muestran los valores para diferentes grupos hidrológicos de suelo y usos de estos para condiciones de humedad antecedente normal (AMC II), a partir de la tabla siguiente (Tabla 7).

Tabla 7. Número de Curva para los diferentes tipos de cobertura (Chow, 1994)

Descripción de usos del suelo	Grupo Hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Zona de parqueo pavimentada, Techada.	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentos con bordillos y alcantarillas	98	98	98	98
Afirmado	76	85	89	91
Suelo compactado	72	82	87	89
Cultivos (Cosecha agrícola) del suelo:				
Sin tratamientos de conservación (Sin terrazas)	72	81	88	91
Con tratamientos de conservación (Terrazas, Contornos)	62	71	78	81
Pastos o gama de suelos				
Pobre (< 50% cobertura de suelo por pastos muy continuos)	68	79	86	89
Buena (50-75% Cobertura del suelo por pastos poco continuos)	39	61	74	80
Prado (pasto, sin pastar y corto para follaje)	30	58	71	78
Rastrojo (bueno, >75% cobertura de suelo)	30	48	65	73
Bosques y selvas				
Pobre (árboles pequeños – rastrojo destruido después de quema o rozada)	45	66	77	83
Regular (rozado, pero sin quema, algunos rastrojos)	36	60	73	79
Bueno (sin rozado, cobertura de suelo rastrojo)	30	55	70	77
Espacios abiertos (pastos, parques, canchas de golf, cementerios, etc.)				

Descripción de usos del suelo	Grupo Hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Regular (cobertura de pastos 50-75% del área)	49	69	79	84
Bueno (cobertura de pastos >75% del área)	39	61	74	80
Zonas comerciales y de negocios (85% impermeable)	89	92	94	95
Zonas industriales (72% impermeable)	81	88	91	93
Áreas residenciales:				
Lotes de 505 m ² , cerca de 65% impermeable	77	85	90	92
Lotes de 1011 m ² , cerca de 38% impermeable	61	75	83	87
Lotes de 2023 m ² , cerca de 25% impermeable	54	70	80	85
Lotes de 4046 m ² , cerca de 20% impermeable	51	68	79	84

Teniendo en cuenta la siguiente clasificación hidrológica de los suelos:

- Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
- Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, suelos francoarenosos.
- Grupo C: Suelos francoarcillosos, francoarenosos poco profundos, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con alto contenido de arcillas.
- Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

- Calcular la retención potencial máxima S como:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Donde

S está en milímetros y CN corresponde al número de curva previamente seleccionado como representativo de la zona para la condición de humedad antecedente II. Se considera suficiente en este caso utilizar el número de curva para la condición II de humedad antecedente para todo el registro de precipitación. Como se recordará, el método del Soil Conservation Service considera números de curva para tres condiciones de humedad antecedente (I, II y III), que para las estaciones climáticas en las cuales hay crecimiento de vegetación se determinan según la precipitación acumulada de los cinco días previos al del análisis: inferior a 35 mm, entre 35 y 53 mm, o superior a 35 mm, respectivamente.

- Calcular, a partir de los registros de precipitación diaria (P), la precipitación infiltrada en 24 horas (Pi), a partir de la ecuación del método lluvia-escurrentía del SCS.
- Acumular los valores diarios de precipitación infiltrada para cada año calendario del registro y así obtener el valor de precipitación infiltrada total anual.
- Calcular la precipitación infiltrada media multianual (\bar{x}), su desviación estándar (σ) y su coeficiente de variación (CV).
- Anadir, para el análisis de amenaza, alrededor de la profundidad del nivel freático medio la variabilidad de la lluvia infiltrada en función de la desviación estándar, expresada en términos del coeficiente de variación por la media de la profundidad del nivel freático.
- En razón de que para el análisis básico de la amenaza a escala 1:5000 se requiere asumir la profundidad del nivel freático correspondiente a una lluvia con periodo de retorno de 20 años y teniendo en cuenta que aquí no se exige realizar modelación hidrogeológica alguna, deberá tomarse dicho valor de precipitación a partir de las curvas IDF para un periodo de retorno de 20 años y una duración de 24 horas; calcular la precipitación infiltrable correspondiente, asumiendo una condición antecedente de humedad (II), deducir esa altura de precipitación a la profundidad del nivel freático supuesta como media y restar 1,65 veces la desviación estándar (σ) del análisis de acumulados anuales de precipitación infiltrable. Este análisis se hace suponiendo una variación a largo plazo del nivel freático que sigue una distribución normal con un periodo de retorno de 20 años, así que la profundidad del nivel freático para dicho periodo se puede estimar con una ecuación e ilustrarse en una figura

$$P_{f20} = (P_f - 1.65 CV P_f) - (li20 * 24)$$

Donde

P_{f20} corresponde a la profundidad del nivel freático asociado a una lluvia de 20 años de periodo de retorno, en milímetros.

P_f corresponde a la profundidad media del nivel freático, en milímetros.

$CV P_f$ corresponde a la desviación estándar asignada a la variación del nivel freático, expresada en términos del coeficiente de variación de los acumulados anuales de precipitación infiltrada, en milímetros.

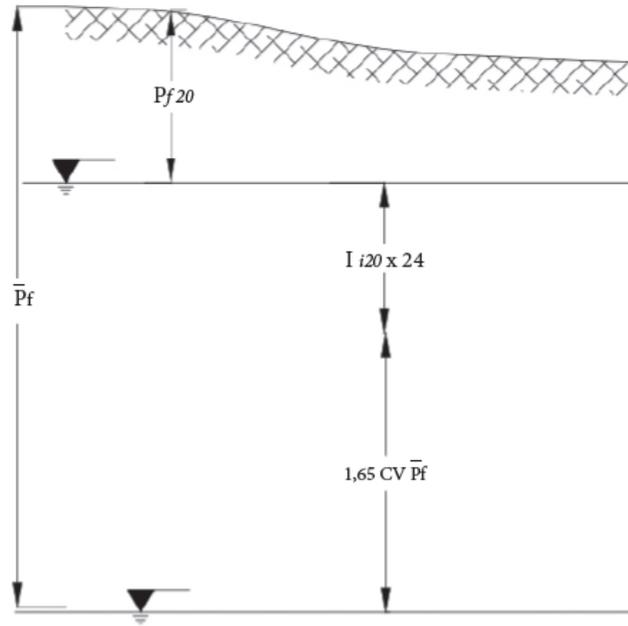


Figura 4. Representación de los términos utilizados para calcular la profundidad del nivel freático asociada a un periodo de retorno de 20 años (SGC, 2015).

- Se supone que la serie de acumulados anuales de lluvia infiltrable sigue una distribución normal por ser suma de eventos de precipitación individuales. El valor de 1,65 corresponde, entonces, al valor Z de la distribución normal estándar asociado a una probabilidad de excedencia anual de 0,05, correspondiente a un periodo de retorno de 20 años.
- I_{i20} : corresponde a la intensidad de la lluvia infiltrada diaria para un periodo de retorno de 20 años, de acuerdo con las curvas IDF estimadas para la localidad, también en milímetros por hora, siendo 24 el número de horas al día para calcular la precipitación correspondiente acumulada a diario.
- Para P_f , de acuerdo con la guía, en ausencia de información más precisa, se puede considerar igual a la profundidad medida en la exploración geotécnica de campo. En aquellos casos en que se encuentre a gran profundidad y no se logre medir, se asumirá de manera conservadora a la profundidad explorada.

- Efecto de la lluvia en deslizamientos superficiales

El procedimiento sugerido para analizar la incidencia de la lluvia sobre la estabilidad de la ladera en deslizamientos superficiales a partir de información pluviográfica es el siguiente:

- Contar con las curvas IDF para los periodos de retorno estipulados y con la posición del nivel freático identificado en la exploración de campo detallada.
- Calcular, de acuerdo con Pradel y Raad (1993), la intensidad mínima constante con una duración suficiente para que el suelo alcance la saturación hasta una profundidad del frente húmedo

$$I_{min} = \frac{\mu}{T_w} \left[Z_w - \Psi \ln \left(\frac{\Psi + Z_w}{\Psi} \right) \right] \left(\frac{Z_w + \Psi}{Z_w} \right)$$

Donde

μ corresponde a la saturación efectiva calculada como la diferencia entre el contenido volumétrico de agua antes y después del frente húmedo (que varía de 10 al 30 %).

Ψ corresponde a la cabeza de succión del frente húmedo, cuyos valores típicos van desde 80 cm para materiales gruesos hasta 140 cm para arcillas.

Z_w corresponde a la profundidad del frente húmedo. Dicha intensidad mínima se debe calcular para diferentes duraciones de tormenta y así configurar una curva Z_w vs. Duración para una profundidad de frente húmedo dado; de esta manera, se deben realizar curvas para distintas profundidades de frente húmedo.

Sobre la gráfica de las curvas IDF se traza la curva I_{min} , de tal modo que dentro de la gráfica se podrán identificar diferentes duraciones e intensidades de tormenta, asociadas a periodos de retorno, capaces de saturar el suelo a una profundidad Z_w .

- Ubicar, para una duración igual a la duración típica de la tormenta en la zona de análisis, la intersección entre la curva I_{min} (para cada profundidad de frente húmedo) y una curva IDF, y considerar el periodo de retorno de esta curva IDF como el periodo de recurrencia correspondiente de la profundidad del frente húmedo (Z_w).
- Calcular los periodos de retorno para las profundidades de frente húmedo consideradas y emplear estos periodos de retorno dentro del análisis de amenaza de deslizamientos superficiales a escala detallada.

Cuando no se cuenta con información pluviográfica, pero si con un registro de precipitación en 24 horas no menor de quince años, se deben emplear las curvas LDF obtenidas mediante la aplicación del método de Diaz-Granados o uno similar (indicado anteriormente), hasta una duración igual a 24 horas. La estimación de las LDF se hará para periodos de retorno de

2,33, 5, 10, 20, 50 y 100 años.

El procedimiento para el análisis de deslizamientos superficiales con información pluviométrica es el siguiente:

- Contar con las curvas LDF para los periodos de retorno estipulados y con la posición del nivel freático determinada en la exploración de campo.
- Estimar la profundidad de la lluvia P_{min} en 24 horas, según la ecuación de Pradel y Raad (1993), para profundidades de frente húmedo (Z_w) supuestos, y superponer estos resultados sobre las curvas LDF:

$$P_{min} = I_{min} * T_w = I_{min} * 24$$

Obtener los valores de precipitación diaria superior o igual al P_{min} en 24 horas y determinar su media, utilizando la totalidad del registro de precipitación. En el caso de que no se registren valores superiores, a P_{min} se deberá suponer este valor como el promedio.

- Ubicar, sobre las curvas LDF, el valor medio de la precipitación diaria del registro correspondiente a los datos seleccionados en el paso anterior, e identificar el periodo de retorno correspondiente según su posición relativa respecto a las curvas LDF.
- Asignar a la profundidad Z_w supuesta el periodo de retorno así obtenido, y emplear estos valores (Z_w y T) en el análisis de amenaza por deslizamientos superficiales a escala detallada.

- **Componente hidrogeológico**

Un modelo hidrogeológico conceptual es un esquema lógico, tanto a nivel cualitativo como cuantitativo, que trata de predecir el comportamiento del flujo del agua, determinar recursos explotables y prever posibles impactos ambientales sobre el sistema de aguas subterráneas. Su objetivo es ser una herramienta de diseño que represente el estado hidrogeológico de un área definida de una manera simplificada y que describa la posible distribución del agua subterránea incluyendo las zonas de recarga, almacenamiento, tránsito y descarga; éste tiene un valor predictivo muy útil al momento de manejar el recurso de agua subterránea y a medida que se disponga de nueva información de las investigaciones hidrogeológicas el modelo se irá refinando.

En la Figura 5 se presenta de manera esquemática la metodología de trabajo que se desarrollará para la caracterización del componente hidrogeológico del presente estudio.

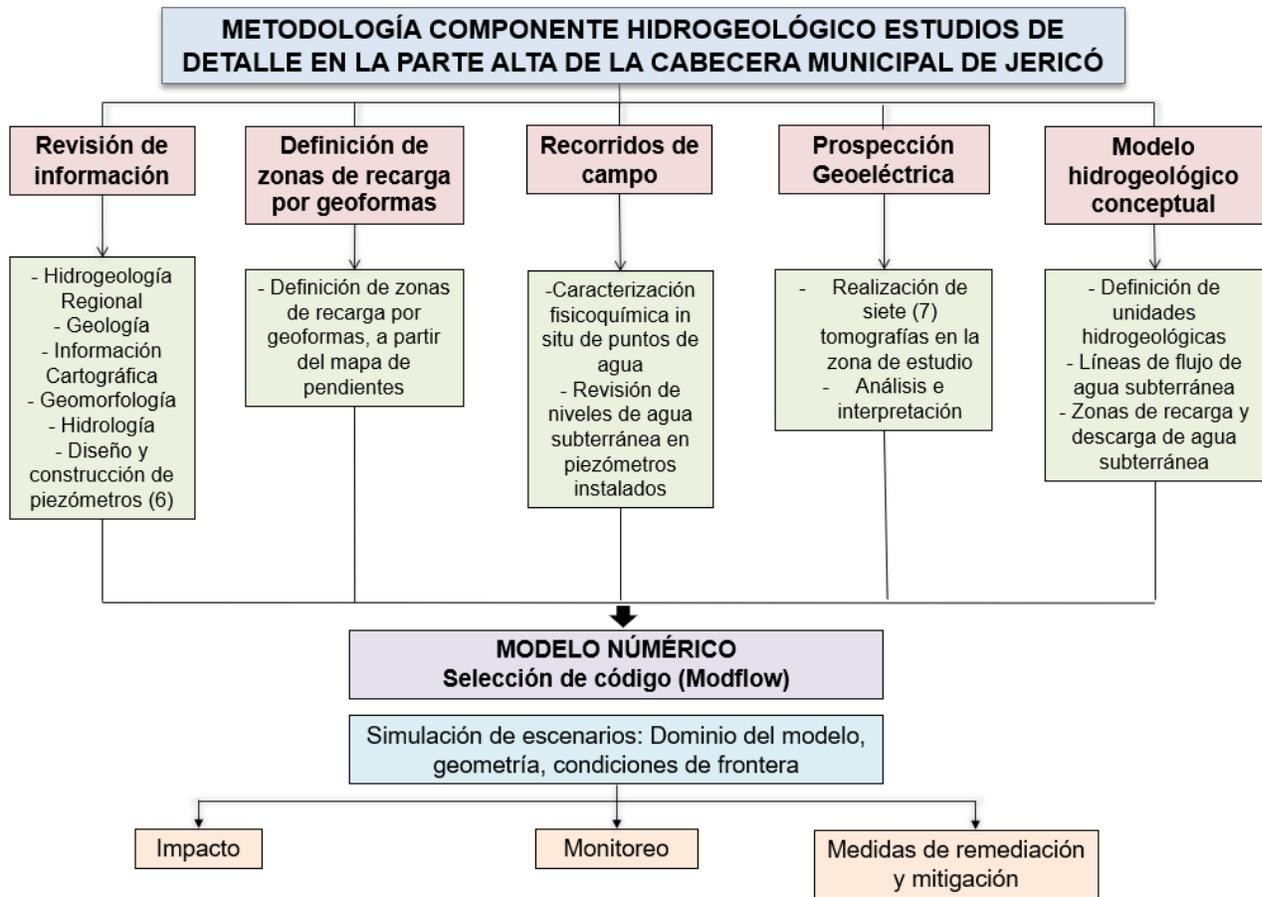


Figura 5. Metodología de trabajo que se desarrollará para la definición del componente hidrogeológico. Fuente: elaboración propia.

- **Geoeléctrica**

Los métodos geoeléctricos (Resistividad Eléctrica o DC) permiten conocer la distribución de la resistividad eléctrica en el subsuelo (Kirsch, 2006). La resistividad de las rocas es de especial interés para propósitos hidrogeológicos gracias a su similar sensibilidad con la propiedad conductividad hidráulica a factores como distribución y tamaño de poros, salinidad del flujo subterráneo, densidad de fracturamiento, conectividad de partículas y grado de saturación (Krishnamurthy et al., 2004; Chandra et al., 2008). Esta herramienta permite diferenciar entre rocas con contenido de agua salada y agua dulce, rocas arenosas o arcillosas, contactos entre medios fracturados y medios porosos, rocas saturadas y no saturadas, rocas frescas y sanas de rocas con algún grado de meteorización (Kirsch, 2006); todo lo anterior gracias al ajuste con información de campo como cartografía geológica, condiciones estructurales locales y regionales, inventario de puntos de agua, perforaciones, entre otros, los cuales permiten reducir la incertidumbre gracias al principio de equivalencia; de lo contrario, un mismo juego de resistividades puede llevar a múltiples interpretaciones.

En este proyecto, el uso de los sondeos geoelectricos busca un conocimiento del nivel freático y una aproximación a su distribución espacial que nos permita tener criterios para saber su extensión y profundidad en el subsuelo.

Un perfil eléctrico o tomografía de resistividad eléctrica (TRE), es usado para determinar las particularidades de la heterogeneidad de un terreno en función de la profundidad y de ese modo mapear una sección particular del subsuelo como un perfil (Krishnamurthy et al., 2004). Esta técnica es útil para áreas de complejidad geológica. La realización de una tomografía envuelve la medición de una serie de líneas eléctricas que se abrirán tanto como se quiere penetrar en profundidad (DeGroot-Hedlin y Constable, 1990; Singhal y Gupta, 2010) y el equipo lo permita.

Para cada medida se usarán dos electrodos de corriente: uno para inyectar la corriente y otro para recibirla, C1 y C2, (su notación usual es A y B) y el campo eléctrico es medido por dos electrodos de potencial, P1 y P2, (su notación usual es M y N) (Figura 6). La toma de datos en campo queda sintetizada mediante la pseudo-sección, la cual contiene la colección de los datos de resistividad aparente trazada en función de una pseudo-profundidad (relacionadas a las dimensiones del arreglo) (Revil et al., 2011).

Para la adquisición de información DC en 2D se escogió el arreglo Schlumberger el cual tiene una sensibilidad moderada a las estructuras horizontales y verticales del subsuelo y puede alcanzar una profundidad de investigación mayor del 10% que el arreglo Wenner (Figura 6).

Cabe destacar que a cada electrodo fue necesario tomar su ubicación espacial con GPS de resolución métrica a centimétrica para luego poder generar la correspondiente corrección por topografía y obtener un mejor ajuste del modelo 2D.

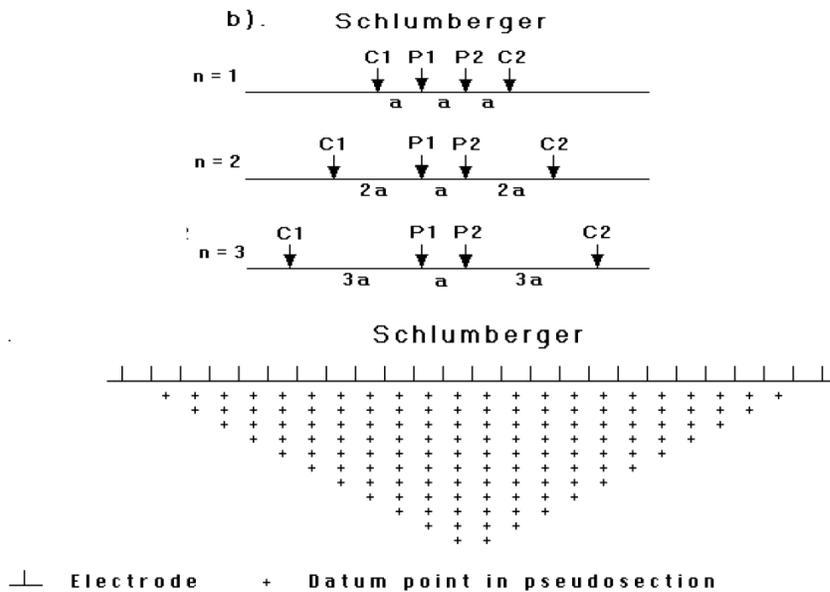


Figura 6. Arriba, arreglos de electrodos Schlumberger, Abajo pseudo-sección usando el arreglo Schlumberger (Tomado y modificado de Loke, 2000).

3.1.2.8 Análisis de la distancia de viaje

El runout o propagación representa el área afectada por la masa de un deslizamiento, considerando que no solo es importante conocer y entender el lugar donde se desprende un movimiento en masa si no contemplar las posibles zonas afectadas por el desplazamiento y depositación de esos materiales.

En el desarrollo de este proyecto el análisis del runout o propagación es evaluado mediante dos métodos que definen el área de afectación ante un evento, es importante aclarar que ninguna de las dos considera el volumen de la masa desplazada. A continuación, se describe estos métodos:

- Flow – R

El modelo numérico Flow – R (Flow assessment at a Regional scale) fue desarrollado para la cartografía de la susceptibilidad de procesos gravitacionales, originalmente utilizado para evaluar flujos de escombros, pero ha sido relevante en el entendimiento de otros procesos como caída de rocas, inundaciones y avalanchas de nieve (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermman, 2013).

En este modelo se deben realizar dos pasos, el primero está relacionado con la identificación del área fuente y el segundo relacionado con el análisis de la propagación de esa fuente para lo cual se utiliza una aproximación probabilística. Para los cálculos solo se requiere la información del DEM.

- Identificación del área fuente

En este caso la definición del área fuente es definida manualmente, identificada a partir de los análisis de estabilidad, sin embargo, también se pueden tomar como áreas fuente los escarpes de los deslizamientos identificados en la fotointerpretación o el programa Flow – R permite hacerlo.

- Evaluación de la propagación

El modelo usa dos algoritmos para evaluar la propagación de las fuentes definidas sobre el DEM, el cual representa un conjunto de celdas con diferentes alturas. El primero calcula la probabilidad de la dirección del flujo en función de la pendiente del terreno; el segundo define la longitud de la propagación usando la energía potencial.

- Algoritmo de dirección de flujo: este algoritmo distribuye el flujo de una celda en sus ocho celdas vecinas de manera que siempre haya al menos una celda en la que pueda correr el flujo. La probabilidad de propagación es una función del ángulo de la pendiente y la persistencia, que es una ponderación de las direcciones de acuerdo

con la dirección anterior, lo que permite una integración de la noción de inercia.

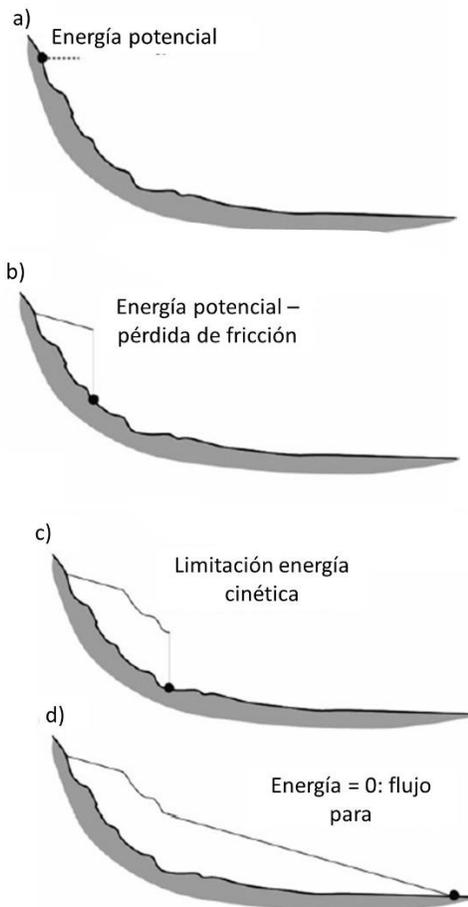
Cada celda con una probabilidad mayor que un umbral mínimo se incluye en el recorrido; para la evaluación de la propagación de una celda fuente, el cálculo integra diferentes rutas o divergencias en una misma corrida del modelo, de tal manera que todas las probabilidades están contempladas en esa rutina (Jaboyedoff, y otros, 2012).

El software integra varios algoritmos para evaluar la dirección de flujo, entre los que se encuentran Holmgren (1994), Holmgren modificado, D8, D ∞ , Rho8, direcciones de flujo múltiples y el algoritmo de Freeman. El algoritmo de Holmgren modificado es recomendado por los autores para casos de estudio donde se requiere detalle ya que éste refina la extensión de la propagación, entrega una cobertura más ajustada a la realidad y permite una distribución más precisa en áreas planas (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermman, 2013).

- Evaluación de la distancia de propagación: este algoritmo se basa en el comportamiento de la energía de las partículas, que define si la parte de un flujo puede alcanzar potencialmente la próxima celda del DEM. De esta manera, se controla la distancia máxima por el flujo y reduce la divergencia o expansión lateral (cuando una celda del borde de la propagación no puede ser alcanzada por falta de energía). Este algoritmo también influye en la dirección de flujo pues una celda que no puede ser alcanzada por falta de energía tiene una probabilidad de cero (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermman, 2013; Jaboyedoff, y otros, 2012).

La pérdida de energía o fricción puede ser evaluada por dos métodos, el primero es un modelo de fricción con dos parámetros basado sobre la ley de fricción no lineal y el segundo es un modelo de pérdida constante con un ángulo de viaje mínimo a lo largo del recorrido del flujo, este ángulo corresponde al ángulo de una línea entre área fuente con el punto más distante alcanzando por el flujo (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermman, 2013; Jaboyedoff, y otros, 2012).

Jaboyedoff, y otros (2012) representan mediante la siguiente Figura los principios del cálculo de la propagación:



a) Inicia con una fuente que tiene cierta energía potencial (sin considerar el volumen) con respecto a las celdas adyacentes debajo de la ladera

b) Durante la propagación parte de esta energía se pierde por la fricción

c) La energía cinética se incrementa y puede alcanzar el umbral máximo, que es una línea de energía que tiene la misma forma del terreno

d) El flujo se detiene cuando la energía se vuelve nula

Figura 7. Esquema del concepto del cálculo de propagación (Tomado de Jaboyedoff, y otros 2012)

○ Resultados

El resultado del modelo es el área total que potencialmente puede ser alcanzada un flujo con una susceptibilidad asociada. Las propagaciones obtenidas pueden ser combinadas según dos aproximaciones: selección del valor máximo o suma de las probabilidades. Para el caso de la evaluación de la máxima extensión la selección del valor máximo es suficiente (Horton, Jaboyedoff, Rudaz, & Zimmermman, 2013). El modelo arroja tres raster: las fuentes, la probabilidad de propagación máxima y la propagación de la energía cinética que considera el máximo valor de la superposición de las propagaciones.

● Distancia de viajes de Guimaraes

La propuesta desarrollada por Guimaraes (2015) evalúa la vulnerabilidad de las estructuras

al impacto de una masa desplazada y ha sido evaluada en diversos trabajos en Brasil y Medellín, sin embargo, también ha sido adaptada en el presente trabajo con el fin de conocer las distancias y las trayectorias de una masa de acuerdo con los puntos críticos identificados. En esta metodología se toma en cuenta la distancia de la masa del deslizamiento a partir del cálculo de parámetros geométricos, tomando las siguientes variables y su relación con la expresión:

$$Z = \frac{H}{d}$$

Donde:

H= Es la relación o diferencia de cotas entre el punto de desprendimiento del material y la parte más baja de la vertiente, es decir, los valores de cota máxima (CTmax) y cota mínima (CTmin).

d= Es la distancia entre el punto de desprendimiento del material y un píxel con un valor de cota mínima determinado.

Z= Se asocia al isocontorno formado por las diferentes trayectorias o valores de d resultantes.

En la siguiente figura se representa la definición de las variables topográficas y el significado de Z.

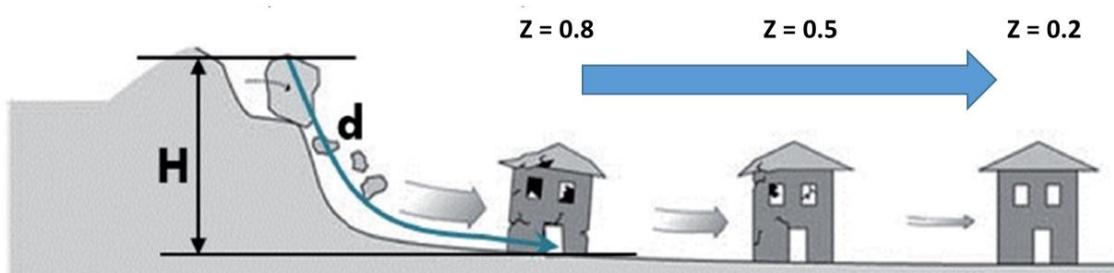


Figura 8. Esquema con los parámetros del modelo de Guimaraes (Ilustración tomada de Martínez-Carvajal, Guimarães-Silva, García-Aristizábal, Aristizábal-Giraldo, & Larios-Benavides, 2018)

Los puntos críticos o zonas desde las cuáles se puede generar un desprendimiento de materiales en la parte alta de las laderas analizadas, se determinan a partir de los resultados obtenidos en los análisis de amenaza. Una vez realizado este proceso y en conjunto con las diferencias de cotas obtenidas a partir del DEM, se aplica la ecuación para cada uno de los puntos analizados, obteniendo como resultado la generación de un isocontorno con diferentes probabilidades de trayectoria de desplazamiento.

Para el presente estudio se toma el valor del cociente aplicado entre la variable H y la d, a partir de 0.4, ya que este concentra hasta el 90% de probabilidad de las trayectorias, por lo tanto, el isocontorno arrojado no se asocia en sí a la trayectoria del material, sino que se entiende en términos de probabilidad y representa un área en la cual una masa desplazada

podría hacer su recorrido, sin significar que se involucre toda el área en un solo evento.

3.1.2.9 Evaluación de la amenaza por movimiento en masa

Para el correcto desarrollo de la zonificación de amenaza por movimientos en masa se tendrá como principal criterio los parámetros establecidos en el Decreto 1626 de 2015, basados en la información de detalle obtenida de la inspección de campo y la exploración del subsuelo para posteriormente calcular los factores de seguridad al deslizamiento de cada perfil. Estos modelos requieren de información específica sobre estratificación, estructura, propiedades de resistencia de los materiales, ángulo de fricción interno, y modelos de simulación de niveles freáticos.

El valor límite para el factor de seguridad en el caso estático se toma de acuerdo con lo planteado en el Decreto 1626 de 2015, en el cual se define que para valores inferiores a 1.2 (o $PF > 0.05/\text{año}$) el nivel de amenaza es alto, valores entre 1.2 y 1.5 (PF entre 0.002 y 0.05/año) se clasifican con nivel de amenaza media y factores de seguridad > 1.5 ($PF < 0.002$) se definen con nivel de amenaza bajo. Para el caso pseudoestático se considerará que factores por encima de 1.1 garantizan la estabilidad de la ladera, siendo este criterio utilizado en la práctica general.

Los resultados de los análisis de estabilidad se extrapolan a todo el polígono utilizando criterios geomorfológicos, buscando integrar áreas con las mismas características presentes en los perfiles de estabilidad, para lo cual se utiliza el criterio experto del geólogo y geotecnista.

3.2 AMENAZA POR AVENIDAS TORRENCIALES

El fenómeno de las avenidas torrenciales es descrito como una falla progresiva y rápida, donde el flujo desciende formando una especie de “ríos de roca y suelo”. Estos flujos comúnmente se relacionan con lluvias ocasionales de índices pluviométricos excepcionales muy altos, deshielo de nevados o movimientos sísmicos en zonas de alta montaña, y la ausencia de vegetación, aunque es un factor influyente, no es un pre-requisito para que ocurran (Suárez, 2001).

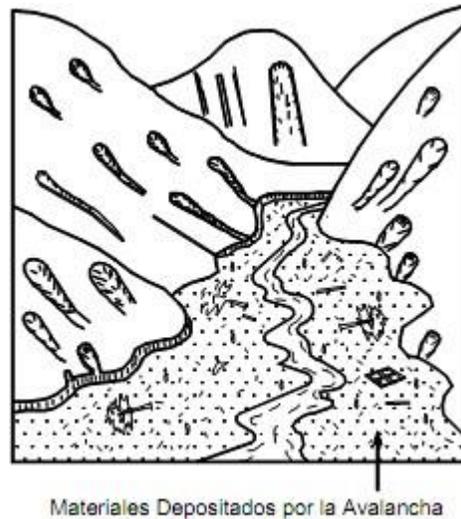


Figura 9. Esquema de avenida torrencial (Fuente: Suárez, 2001).

Generalmente los flujos de torrenciales corren a lo largo de cañones estrechos y cuando encuentran un área más amplia tratan de detenerse, formando abanicos de deposición, los cuales pueden sepultar áreas relativamente extensas (Suárez, 2001).

Los análisis para estas amenazas parten de los estudios hidrológicos e hidráulicos, sin embargo, para las avenidas torrenciales estos estudios se complementan con análisis geomorfológicos y sedimentológicos de los depósitos torrenciales asociados.

3.2.1 HIDROLOGÍA

El estudio hidrológico se llevará a cabo mediante la estimación de los parámetros morfométricos para así calcular las tormentas de diseño para la cuenca; a partir de esta información se hallará las crecientes de diseño mediante los métodos de las hidrógrafas unitarias sintéticas de Clark, Soil Conservation Service y Snyder, así como la aplicación del método racional probabilístico.

- **Procesamiento del modelo del terreno y morfometría**

Mediante la implementación de nuevas herramientas se ha agilizado el procesamiento y obtención de datos a partir de mapas digitales del terreno. Es el caso de la obtención de cuencas hidrográficas de una corriente a partir de modelos digitales de elevación. El software usado HidroSIG 4.0, potenciado por MapWindows), fue desarrollado por un grupo interdisciplinario conformado por los posgrados en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos y Sistemas de la Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. HidroSIG 4.0 es un paquete que modela algunas variables hidrometeorológicas, genera cuencas y con la

unión de algoritmos determina un balance hidrológico a largo plazo.

Un modelo digital de elevación (MDE) es una representación digital del terreno que permite su almacenamiento y procesamiento en sistemas de información geográfica. En particular, los modelos digitales de elevación que HydroSIG 4.0 maneja tienen la estructura que se conoce como raster. Según esta estructura, el área que se desea representar se discretiza en regiones elementales cuadradas llamadas píxeles, y a cada una de ellas se les asigna un valor de altura sobre el nivel del mar; este valor representa el valor medio de la altura tomado sobre todos los puntos al interior del píxel.

Existen diversas formas de construir un MDE, una de ellas se conoce como “rasterización” y utiliza información en curvas de nivel. Las curvas de nivel digitalizadas constituyen información tipo vectorial que representan líneas con igual elevación. El convertir esta información en tipo raster implica la interpolación de estas elevaciones para asignarle un valor de elevación en todo punto de la zona a trabajar y la siguiente rasterización o discretización de dicha superficie de elevación.

- **Trazado automático de cuencas a partir de modelos digitales de elevación (MDE)**

Para que la metodología pueda usarse repetidas veces sobre cuencas arbitrarias y con resultados reproducibles, se utiliza la estrategia de extracción automática de cuencas a partir de modelos digitales de terreno que se encuentra implementada en HydroSIG 4.0. El trazado automático de cuencas consiste en georreferenciar sobre el cauce de una corriente principal el punto de salida de la cuenca deseada. HydroSIG 4.0 (UNALMED, 2010), mediante procesos iterativos, calcula la divisoria de aguas de la cuenca a partir del MDE y utilizando el software TauDEM - Terrain Analysis Using Digital Elevation Models en la plataforma de MapWindow GIS 4.7 (<http://www.mapwindow.org/>) de libre distribución. Se construyeron en formato ráster los mapas de: pendientes máximas, direcciones de drenaje, áreas acumuladas y red de drenaje, los cuales son insumos necesarios para la estimación de caudales y el análisis morfométrico.

- **Cálculo de Caudales Máximos**

Las metodologías a emplear serán del tipo de hidrógrafa sintética que calculan de manera indirecta los caudales pico para crecientes asociadas a diferentes períodos de retorno. Debido a que estos modelos lluvia – escorrentía utilizan parámetros tanto morfológicos como climáticos, por lo que resulta necesario determinar la lluvia de diseño con el cálculo apropiado de la duración de la lluvia, que se considera igual al tiempo de concentración de la cuenca (T_c). Este modelo asume que la función de transformación de precipitación en escorrentía al interior de la cuenca, es lineal del tipo convolutiva (Chow et al., 1994).

La hidrógrafa unitaria (o hidrograma unitario) se define como la respuesta de la cuenca en

forma de escorrentía directa, que resulta de una precipitación efectiva de profundidad unitaria, uniformemente distribuida sobre la cuenca y de duración específica igualmente unitaria. Cuando se conoce el hietograma de la precipitación efectiva y el hidrograma unitario de igual duración, el hidrograma de escorrentía directa respectivo se puede calcular convolucionando esa precipitación efectiva con el hidrograma unitario, así:

$$Q(t) = \sum_{i=1}^N U(T, i) * P(t - i + 1)$$

Donde N representa la memoria del sistema, Q(t) la ordenada t del hidrograma de escorrentía directa, U(T,i) la ordenada i del hidrograma unitario de T horas de duración y P(t-i+1) la ordenada j de la precipitación efectiva. El valor de N es en general igual al número de ordenadas del hidrograma unitario.

La duración T del hidrograma unitario corresponde al intervalo de duración de la lluvia efectiva de igual intensidad. Si se tiene un hietograma de precipitación efectiva compuesto con varias intensidades, la duración del hidrograma unitario no es la duración total del hietograma sino la duración de cada intervalo de intensidad constante.

El hidrograma unitario para una duración dada, en una cuenca particular, se construye con registros simultáneos de precipitación y caudal, que no siempre están disponibles tal como ocurre en la cuenca de la quebrada de interés. Hay técnicas que relacionan características morfométricas de la cuenca con características del hidrograma unitario (tiempo al pico, caudal pico, tiempo base, etc.), las cuales suplen la falta de información. Con estas técnicas se construyen los hidrogramas unitarios sintéticos.

- **Hipótesis del modelo**

El hidrograma unitario es un modelo lineal simple que puede usarse para deducir el hidrograma resultante de cualquier cantidad de exceso de lluvia. Las siguientes suposiciones básicas son inherentes en este modelo:

La precipitación efectiva está uniformemente distribuida en un periodo de tiempo especificado y sobre toda el área de la cuenca.

El tiempo base de hidrógrafas unitarias debidas a precipitaciones unitarias iguales, es constante.

El modelo relaciona linealmente los caudales y la precipitación (principio de proporcionalidad).

Para una cuenca, la hidrógrafa de escorrentía para una precipitación de una duración dada, refleja todas las características físicas de la cuenca. Igualmente, la hidrógrafa de escorrentía de una duración específica es única para la cuenca.

Respecto a la primera hipótesis debe tenerse presente que en el caso de que el área de drenaje fuese demasiado grande, sería imposible asegurar que la distribución espacial de la precipitación fuese constante, por lo cual sería necesario dividirse el área en sub-áreas y determinar los escenarios más críticos para tormentas que cubran dicha sub-área.

- Método de Williams y Hann

A principios de la década del 70 Jimmy R. Williams y Roy W. Hann propusieron un modelo para calcular el hidrograma sintético producido por una lluvia instantánea en una cuenca, a partir de sus principales características geomorfológicas, como el área, la pendiente del canal principal y la relación largo ancho. Las características geomorfológicas de la cuenca están representadas por dos parámetros, que son la constante de recesión K y el tiempo al pico T_p .

- Parámetros del modelo

La constante de recesión K y el tiempo al pico T_p fueron determinados por Williams y Hann mediante análisis de regresión realizados sobre una muestra de 34 cuencas localizadas en diversos lugares de EE. UU. cuyas áreas oscilan entre 0,5 y 25 millas cuadradas. Dichos análisis arrojaron como resultado las siguientes ecuaciones.

$$K = 27,0 A_c^{0,231} S_{cp}^{-0,777} \left(\frac{L_c}{W_c} \right)^{0,124}$$

$$T_p = 4,63 A_c^{0,422} S_{cp}^{-0,48} \left(\frac{L_c}{W_c} \right)^{0,133}$$

Siendo A_c el área de la cuenca en millas, S_{cp} la pendiente media del canal principal en mi/pies, y L_c/W_c es la relación largo ancho de la cuenca.

- Tiempos del Modelo

La determinación de los tiempos t_0 y t_1 y de los parámetros n y B es necesaria para la obtención del hidrograma sintético. Estos tiempos fueron deducidos por Williams y Hann.

$$t_0 = T_p \left[1 + \frac{1}{(n-1)^{1/2}} \right]$$

El punto t_1 está localizado a una distancia igual a dos veces la constante de recesión de la cuenca ($2K$) contada a partir de t_0 ($t_1=t_0+2K$). Dentro de la literatura n es conocido como el

parámetro de forma del hidrograma sintético unitario de Williams y Hann y está dado por la siguiente ecuación.

$$n = 1 + \left\{ \frac{1}{2(K/T_p)} + \left[\frac{1}{4(K/T_p)^2} + \frac{1}{(K/T_p)} \right]^{1/2} \right\}^2$$

El coeficiente B actúa más como un parámetro de conversión de unidades que como un parámetro de significado físico. El valor de B se encuentra resolviendo la ecuación integral derivada por Williams y Hann, pero para efectos prácticos el valor de B se estima gráficamente en función de n según se presenta en la siguiente figura.

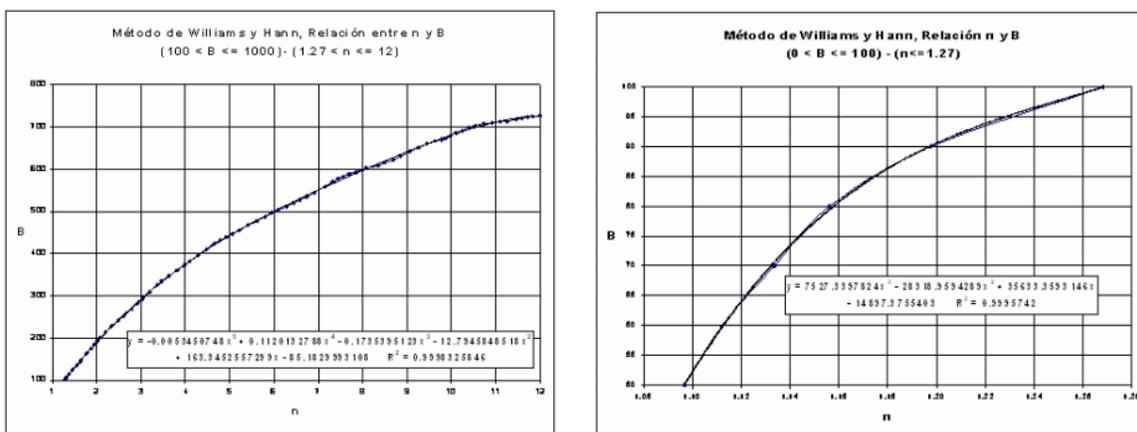


Figura 10. Relación entre n y B (Parte 1 y 2, de izquierda a derecha)

- Caudal al Pico del hidrograma Unitario

El caudal al pico se estima según la siguiente ecuación. Donde U_p es el caudal pico, B es el coeficiente de conversión de unidades, T_p es el tiempo al pico y A_c es el área de la cuenca.

$$U_p = \frac{BA_c}{T_p}$$

- Forma del Hidrograma unitarios

Las ecuaciones propuestas por Williams y Hann para la determinación de la forma de su hidrograma unitario sintético se presentan en las siguientes ecuaciones.

$$U = U_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{n-1} \exp \left[(1-n) \left(\frac{t}{T_p} - 1 \right) \right] \quad \text{para } t \leq t_0$$

$$U = U_0 \exp\left[\frac{t_0 - t}{K}\right] \quad \text{para } t_0 \leq t \leq t_1$$

$$U = U_1 \exp\left[\frac{t_1 - t}{3K}\right] \quad \text{para } t \geq t_1$$

Un esquema del hidrograma unitario sintético de Williams y Hann se presenta en la Figura 11.

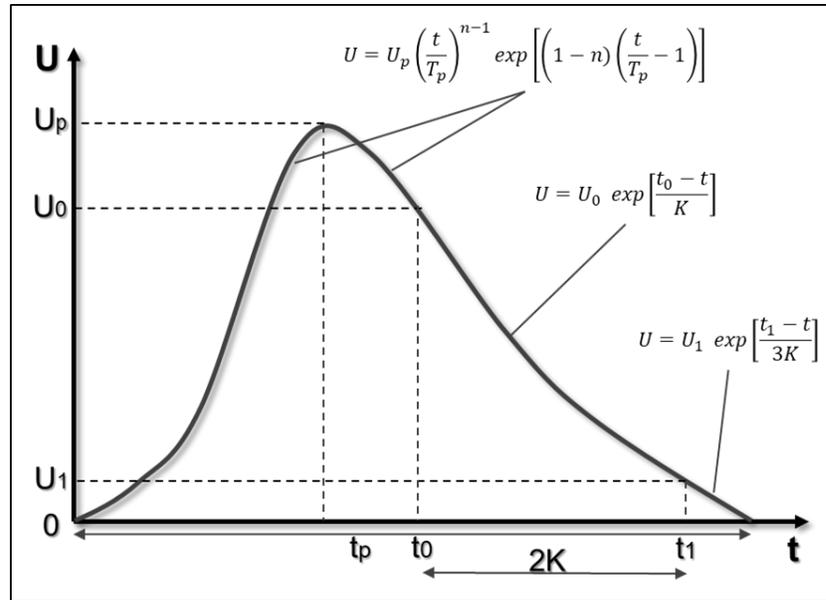


Figura 11. Esquema hidrograma unitario de Williams y Hann.

- Método de Snyder

Este modelo considera los siguientes componentes del hidrograma.

- Caudal Pico

El modelo propone calcular el caudal pico de la crecida por milla cuadrada, u_p , mediante la siguiente expresión:

$$u_p = C_p \frac{640}{T_R}$$

Donde u_p es el caudal pico del Hidrograma Unitario por unidad de área en $\text{pie}^3/\text{s}.\text{mi}^2$, C_p es un coeficiente y T_R es el tiempo de rezago. El coeficiente C_p depende de la topografía de la cuenca variando entre 0,5 y 0,8, por ejemplo, para cuencas de alta pendiente se recomienda emplear valores cercanos a 0,8 (menor atenuación del hidrograma de respuesta). Este

coeficiente puede ser obtenido si se tiene información simultanea de precipitación y caudal de la cuenca, lo cual solo es posible en cuencas instrumentadas. Cuando el hidrograma unitario sintético a construir corresponda a una precipitación efectiva cuya duración coincide con el tiempo de concentración, el caudal pico del hidrograma unitario por unidad de área puede calcularse con la ecuación anterior, en caso contrario si la duración de la lluvia es diferente puede calcularse como:

$$u_p = C_p \frac{640}{[T_R + (T - t_s)/4]}$$

Donde T es la duración de la precipitación efectiva en horas y tS es la duración de la lluvia efectiva en horas. Una vez obtenido el caudal pico por unidad de área de la cuenca, el caudal pico total se obtiene como:

$$u_p = u_p * A_c$$

Donde AC es el área de la cuenca en mi². y UP es el caudal pico total del Hidrograma Unitario Sintético en pie³/s/pul.

- **Tiempo al pico**

El tiempo puede calcularse como:

$$T_p = T/2 + T_R$$

Donde TP es el tiempo al pico en horas, T es la duración de la lluvia en horas y TR es el tiempo de rezago en horas.

- **Tiempo de rezago**

El modelo emplea como definición de tiempo de rezago (TR), el tiempo comprendido entre el centroide del hietograma de precipitación efectiva y el pico del hidrograma de escorrentía directa correspondiente. Se asume que el rezago es constante para una cuenca, ya que depende de algunas características físicas y no está determinado por el tipo de lluvia o sus variaciones.

El tiempo de rezago se calcula mediante la siguiente ecuación de regresión:

$$T_R = \frac{L_c^{0,8} (S + 1)^{0,7}}{1.900 * S_c^{0,5}}$$

Donde T_R es el tiempo de rezago en horas, L_c es la longitud del canal principal en pies, S es el factor de retención o almacenamiento calculado en términos del número de curva CN y S_c es la pendiente de la cuenca en porcentaje. Para las cuencas en donde se obtienen tiempos de rezago mayores que el tiempo de concentración se recomienda utilizar la siguiente expresión:

$$T_R = 0,6 * T_c$$

- Duración de la lluvia seleccionada por Snyder

Snyder consideró lluvias que estuvieran de acuerdo con el tamaño de la cuenca, definiendo para ellas una duración de $(1/5,5)$ veces el tiempo de rezago de la cuenca, es decir:

$$t_s = \frac{T_R}{5,5}$$

Donde t_s es la duración de la lluvia efectiva en horas.

- Duración de la escorrentía superficial

Para el cálculo del tiempo base del Hidrograma Unitario se propone la siguiente ecuación:

$$t_b = 3 + 3 \frac{T_R}{24}$$

Donde t_b es el tiempo base en días con T_R en horas. Esta ecuación da una estimación razonable del tiempo base para cuencas grandes, pero produce valores excesivamente altos para cuencas pequeñas. En estas el tiempo base puede calcularse, en forma aproximada, como 3 a 5 veces el tiempo al pico.

- Esquemmatización de la hidrógrafa

El Cuerpo de Ingenieros de los EEUU introdujo después de los estudios de Snyder dos ecuaciones adicionales a este modelo, con el objeto de obtener otros cuatro puntos del Hidrograma Unitario Sintético de Snyder que facilitan su definición. Estas ecuaciones son:

$$W_{50} = \frac{770}{u_p^{1,08}} \quad W_{75} = \frac{440}{u_p^{1,08}}$$

Dónde: u_p es el caudal pico por unidad de área en $\text{pie}^3/\text{s mi}^2$, W_{50} es el intervalo de tiempo en horas, correspondiente al 50% del caudal pico y W_{75} es el intervalo de tiempo en horas, correspondiente al 75% del caudal pico. Como se puede ver en la Figura 13 cada intervalo de tiempo se ubica en la curva de tal forma que su tercera parte quede a la izquierda de la vertical que pasa por el pico del Hidrograma Unitario y las otras dos terceras partes a la

derecha de dicha línea (Snyder, 1938 en Chow et al., 1994).

- Método del Soil Conservation Service – SCS

El Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (Soil Conservation Service, SCS) desarrolló un Hidrograma Unitario Adimensional a partir de una serie de hidrógrafas observadas, correspondientes a cuencas de muy diversos tamaños y ubicadas en distintos sitios de los Estados Unidos.

- Relación entre tiempos característicos

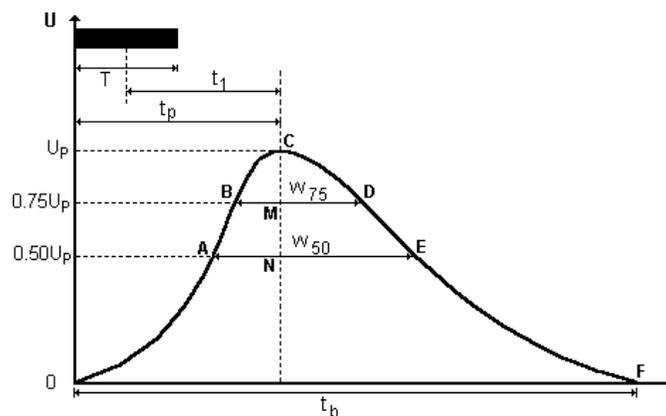


Figura 12. Esquemmatización del hidrograma unitario de Snyder.

El Hidrograma Unitario adimensional curvilíneo del S.C.S puede ser representado por un Hidrograma Unitario Triangular equivalente, con las mismas unidades de tiempo y caudal, teniendo por consiguiente el mismo porcentaje del volumen en el lado creciente del Hidrograma como se observa en la Figura 13.

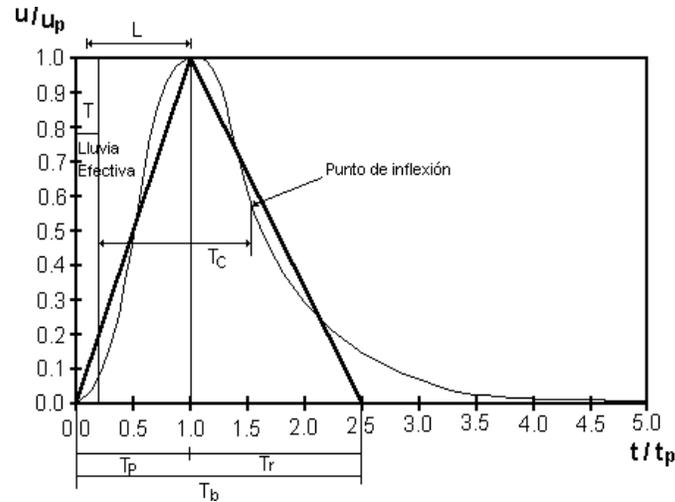


Figura 13. Hidrograma unitario adimensional de SCS.

- Caudal pico

El caudal pico en pies cúbicos por segundo por pulgada se puede calcular como:

$$U_p = \frac{484 * A_c}{T_p}$$

Donde U_p es el caudal pico correspondiente a un Hidrograma Unitario, A_c es el área de la cuenca en millas cuadradas y T_p es el tiempo al pico en horas.

- Obtención del tiempo de concentración según el SCS

El método del SCS utiliza el tiempo de concentración, el cual define como el tiempo que demora la escorrentía en llegar desde el punto más lejano de la cuenca hasta el punto de aforo, o de manera equivalente, el tiempo que transcurre desde el final de la lluvia efectiva hasta el punto de inflexión de la rama decreciente del Hidrograma Unitario. Con base en esto, el SCS propone una relación promedio entre el tiempo de rezago, T_R y el tiempo de concentración, T_C , como:

$$T_c = 5/3 * T_R$$

El tiempo de rezago, T_R , definido como el tiempo en horas desde el centroide del hidrograma de la precipitación efectiva hasta el caudal pico del hidrograma unitario, puede calcularse como:

$$T_R = \frac{L_c^{0,8} * (S + 1)^{0,7}}{1900 * S_c^{0,5}}$$

Donde LC es la longitud del canal principal en pies, SC es la pendiente promedio de la cuenca en porcentaje y S es el factor de retención o almacenamiento en pulgadas.

El factor de retención o almacenamiento S se obtiene del método del S.C.S para pérdidas mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10$$

Donde CN es el Número de Curva.

- Duración del Hidrograma Unitario, T

El tiempo al pico, Tp está dado como:

$$T_p = \frac{T}{2} + T_R$$

En donde T es la duración de la lluvia efectiva en horas y TR es el tiempo de rezago en horas.

La relación promedio entre el rezago y el tiempo de concentración, puede escribirse de la siguiente manera:

$$T_R = 0,6 * T_c$$

Los valores del tiempo de rezago según esta expresión son los mismos obtenidos para el Hidrograma Unitario de Snyder.

Se puede demostrar que la relación entre la duración T de la precipitación efectiva a la que se le va a construir el hidrograma unitario y el tiempo de concentración está dada como:

$$T = 0,13 * T_c$$

- Método de Clark

El hidrograma Unitario de Clark es empleado cuando no se cuentan con datos de caudales de una creciente desencadenados por una tormenta. Está basado en el principio de que el hidrograma total de una creciente es la suma de todos los hidrogramas aportados por las distintas subcuencas, debidamente modificados por el efecto de almacenamiento en el río. Este método fue expuesto por Clark (1945) y es recogido por casi todos los textos de hidrología; y se implementa en modelos como HMS (HEC, 2010). El método se basa en la distribución de la superficie de la cuenca entre líneas isócronas (puntos con igual tiempo de concentración) para computar el volumen de agua caído sobre cada una de esas superficies

y considerar el retardo producido por el tránsito del agua a lo largo de la cuenca.

Este método puede ser aplicado a cuencas no instrumentadas con geomorfología, suelos, cobertura vegetal o usos del suelo, y características climáticas similares a las de las cuencas instrumentadas. El proceso de atenuación y translación dominan el movimiento del flujo gradiente abajo a través de la cuenca en respuesta a la gravedad. La atenuación resulta a partir de las fuerzas friccionales y de los efectos de almacenamiento del canal que resisten el flujo. Partiendo de la ecuación de continuidad:

$$\frac{ds}{dt} = I_t - O_t$$

Donde,

ds/dt : Tasa de cambio del almacenamiento en un tiempo t I_t : Flujo de entrada promedio en el tiempo t

O_t : Flujo de salida promedio en el tiempo t

La atenuación del flujo puede ser representado con tanque lineal para el cual el almacenamiento está relacionado con el flujo de salida de la siguiente manera:

$$S_t = RO_t$$

Donde,

S_t : Almacenamiento de la cuenca en el tiempo t R : Coeficiente de almacenamiento de la cuenca. O_t : Flujo de salida de la cuenca en el tiempo t .

Combinando y solucionando las ecuaciones mencionadas y empleando un modelo en diferencias finitas aproximado se obtiene la siguiente expresión.

$$O_t = C_A I_t + C_B O_{t-1}$$

Donde C_A y C_B son coeficientes que pueden ser obtenidos mediante la siguiente expresión:

$$C_A = \frac{\Delta t}{R + 0.5\Delta t}$$

$$C_B = 1 - C_A$$

El flujo promedio de salida en el instante t se calcula como:

$$O_t = \frac{O_{t-1} - O_t}{2}$$

Clark (1945) observó que la translación del flujo a través de la cuenca puede ser descrita mediante la curva de tiempo-área, la cual expresa la curva de la fracción del área de cuenca que contribuye a la escorrentía de la cuenca como una función del tiempo desde que comienza la precipitación efectiva. La precipitación efectiva es aquella precipitación que ni es retenida en la superficie ni es infiltrada dentro del suelo. La curva tiempo área es delimitada en el tiempo por el tiempo de concentración (T_c) de la cuenca.

El HEC-HMS presenta una curva tiempo - área típica obtenida a partir de estudios realizados en muchas cuencas de Estados Unidos, la cual está dada por la siguiente expresión.

$$\frac{A_t}{A} = \begin{cases} 1.414 \left(\frac{t}{t_c}\right)^{1.5} & \text{para } t \leq \frac{t_c}{2} \\ 1 - 1.414 \left(1 - \left(\frac{t}{t_c}\right)\right) & \text{para } t \geq \frac{t_c}{2} \end{cases}$$

Donde,

A_t : Área acumulada contribuyente en el tiempo t
 A : Área total de la cuenca
 t_c : Tiempo de concentración de la cuenca

La multiplicación del área contribuyente en el tiempo t multiplicada por la intensidad de la lluvia en el instante t produce el caudal de salida Q_t . Numerosos investigadores han encontrado que no es necesario determinar la curva tiempo-área para la cuenca. Por ejemplo, Turner y Burdoin (1941) encontraron una hidrógrafa con resultados relativamente aceptables obtenidas cuando la curva de tiempo - área fue sustituida por las formas geométricas simples. En Illinois, el programa de modelación hidrológica, HEC-1 (este software es la versión anterior del HEC-HMS), es utilizado típicamente para calcular la hidrógrafa unitaria sintética de Clark. T_c y R son los parámetros requeridos para la modelación en el HEC-1. El T_c de Clark es ligeramente diferente a la definición típica del tiempo de concentración aplicado en otras metodologías, tal como el método racional. La definición típica del tiempo de concentración es: tiempo de viaje para la primera gota de la precipitación efectiva en el punto más distante de la cuenca para alcanzar la salida de la cuenca.

En la hidrógrafa de Clark, T_c es definido como el tiempo desde el fin de la precipitación efectiva hasta el punto de inflexión de la hidrógrafa de escorrentía. El punto de inflexión de la hidrógrafa de escorrentía corresponde al tiempo cuando el flujo sobre el terreno hacia los canales cesa desde el drenaje de los canales de almacenamiento. Por ende, el T_c de Clark

es el tiempo de viaje requerido para que la última gota agua de la precipitación efectiva en el punto más distante hidráulicamente en la cuenca alcance la red de canales. En la mayoría de las aplicaciones del HEC-1, T_c es determinado a partir de valores calibrados con precipitaciones medidas y datos de escorrentía superficial directa.

Debido a la no presencia de cuencas instrumentadas dentro de zona de estudio, se hace necesario recurrir a la aplicación de metodologías regionalizadas en otros países, específicamente Estados Unidos, con el propósito de poder obtener los parámetros requeridos para la modelación hidrológica con el hidrograma de Clark. El coeficiente de atenuación, el cual representa el efecto de almacenamiento de un canal, es calculado a partir de un hidrograma observado en la cuenca, como se muestra en la Figura 14.

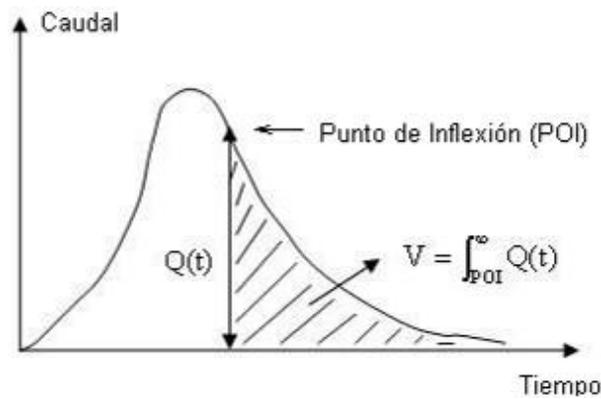


Figura 14. Cálculo del coeficiente de atenuación de almacenamiento

El valor del coeficiente de almacenamiento (R) se calcula como:

$$R = \frac{\int_{poi}^{\infty} Q(t) dt}{Q_{poi}}$$

La metodología regionalizada con la cual se estimaron los parámetros R y T_c , fue implementada en el estado de Illinois, Estados Unidos. Esta metodología utilizó el análisis de regresión múltiple lineal para correlacionar el logaritmo de la media de T_c y la media de R para cada cuenca con los logaritmos del área de la cuenca, pendiente y longitud del canal. Las ecuaciones regionalizadas para T_c y R se expresan a continuación:

$$T_c = 1.54L^{0.875}S^{-0.81}$$

$$R = 16.4L^{0.342}S^{-0.790}$$

Donde:

L es la longitud del cauce expresado en millas, S es la pendiente del canal expresado en ft / milla y Tanto R como T_c están expresados en horas.

- **Método Racional**

La técnica conocida como método racional se usa ampliamente en nuestro medio. La forma más conocida de la fórmula racional es:

$$Q = \frac{CIA}{3,6}$$

Donde C es el coeficiente de escorrentía, I, la intensidad de la lluvia y A, el área de la cuenca. En este método los efectos de la lluvia y del tamaño de la cuenca son considerados en la expresión explícitamente y otros procesos son considerados implícitamente en el tiempo de concentración y el coeficiente de escorrentía. El almacenamiento temporal y las variaciones espacio – temporales de la lluvia no son tenidas en cuenta, concluyéndose debido a esto que el método debe dar buenos resultados solo en cuencas pequeñas, no mayores de 1,00 Km². La intensidad es la obtenida de las curvas I-F-D para una lluvia con una duración igual al tiempo de concentración (Tc). El coeficiente de escorrentía depende del porcentaje de impermeabilidad, de la pendiente, así como características de encharcamiento de la superficie, de las condiciones del suelo, entre otras características. La cantidad de parámetros presentes en la determinación del coeficiente de escorrentía hacen que sea una de las fuentes de mayor incertidumbre en la utilización de este método.

El método cuenta con algunas restricciones:

El método proporciona solamente un caudal pico, no el hidrograma de creciente.

El método racional asume que la escorrentía es directamente proporcional a la precipitación (si duplica la precipitación, la escorrentía se duplica también). En la realidad esto no es cierto, pues la escorrentía depende también de muchos otros factores tales como precipitaciones antecedentes, condiciones de humedad del suelo, etc.

El método asume que el período de retorno de la precipitación y el de la escorrentía son los mismos lo que no es cierto. La precipitación es filtrada por la cuenca para producir escorrentía y ese filtro no es lineal. La transformación de precipitación en escorrentía se ve afectada por las características de la cuenca, el estado de la cuenca al momento de la lluvia y otros factores. Por ejemplo, precipitaciones con períodos de retorno pequeños pueden producir caudales con períodos de retorno mayores, debido a las condiciones de humedad de la cuenca en el momento en que ocurra la tormenta.

El coeficiente de escorrentía depende en gran medida de las condiciones de humedad antecedente de la cuenca, que a su vez dependen de las tormentas que hayan ocurrido antes.

- **Tiempo de Concentración**

Se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén

aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida o punto de cierre. Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado, y representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es constante, al tiempo que máximo. En la literatura para el caso de cuencas no instrumentadas se cuenta básicamente con dos métodos del tipo empírico para estimar el tiempo de concentración, el primero trata de relacionar T_c con algunas de las características principales de la cuenca y su cauce principal. Existen múltiples expresiones para el cálculo del tiempo de concentración, entre otras las propuestas por: Témez, Kirpich, California Couverts Practice, Giandotti, S.C.S, y Ven Te Chow. Sus fundamentos teóricos pueden ser revisados en Campo y Múnera (1997).

El segundo es el método de la velocidad, este considera que el flujo en la cuenca se desarrolla como una combinación de tres procesos: a) flujo laminar el cual ocurre a escala de ladera en longitudes del orden de los 100 m (aunque este valor depende estrictamente de la densidad de drenaje en la cuenca) y para alturas del agua del orden de milímetros, b) un flujo concentrado superficial, y c) el flujo presente propiamente en los canales de la red hídrica. T

Este método es empleado principalmente para la estimación de mapas de tiempo de viaje al interior de cuencas (isócronas) los cuales apoyan la construcción de hidrógrafas unitarias sintéticas como la de Clark, y tiene su principal incertidumbre en los valores a emplear para la rugosidad en el flujo laminar, pues los valores comúnmente reportados para coeficientes como el de Manning han sido estimados para tirantes de agua en escalas mayores a las de milímetros (especialmente para canales naturales o artificiales o llanuras de inundación), pero tiene la ventaja de considerar de primera mano la estructura real de terreno a evaluar, pues no necesariamente el mayor tiempo de concentración lo da la distancia más alejada a la salida de la cuenca, dado que eso depende de las características propias del terreno, como sus concavidades, coberturas y pendientes en los canales. En este estudio se empleará como ya se mencionó el primer método.

Debido a las diferentes formas en las que fueron concebidas estas expresiones, la variabilidad en los resultados de una a otra puede ser bastante alta por lo cual se hace necesario escoger el tiempo de concentración de forma apropiada descartando aquellos métodos que presenten resultados extremos. Algunas de las metodologías usadas se presentan a continuación:

- [Kirpich \(1990\)](#)

$$T_c = 0,066 \left(\frac{L}{\sqrt{S_0}} \right)^{0,77}$$

T_c : tiempo de concentración, en horas.

L : longitud desde la estación de aforo hasta la divisoria, siguiendo el cauce principal, en kilómetros.

So : diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente sobre L en m/m.

- Kirpich

$$T_c = 0,0078 * L^{0,77} * S^{-0,385}$$

Tc : tiempo de concentración, en horas.

L : longitud del cauce principal en pies.

So : pendiente promedio del canal principal en m/m.

- Témez (1978)

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{S_o^{0,25}} \right)^{0,75}$$

Tc : tiempo de concentración en horas.

L : longitud del cauce principal en kilómetros.

So : diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente sobre L en %.

- Giandiotti (1990):

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{25,3\sqrt{LS_o}}$$

Tc: Tiempo de concentración, en horas.

A: Área de la cuenca, en kilómetros cuadrados.

L: Longitud del cauce principal, en kilómetros.

So: Diferencia de cotas entre puntos extremos de la corriente sobre L, en m/m.

- Williams (1922)

$$T_c = \frac{LA^{0,4}}{DS_o^{0,2}}$$

Tc : tiempo de concentración, en horas.

A: área en millas cuadradas.

L : distancia en línea recta desde el sitio de interés al punto más alto de la cuenca en millas.

So : diferencia de cotas entre los puntos extremos de la cuenca dividida por L, en %.

D: diámetro de una cuenca circular, con área A, en millas.

- [Johnstone y Cross \(1949\):](#)

$$T_c = 5 \left(\frac{L}{\sqrt{S_0}} \right)^{0,5}$$

Tc: Tiempo de concentración, en horas.

L: Longitud del cauce principal, en millas.

So: Pendiente del canal, en pies/milla.

- [California Culverts Practice \(1942\)](#)

$$T_c = 60 * \left[\frac{0,87075 * L^3}{H} \right]^{0,385}$$

Tc: Tiempo de concentración, en min.

L: Longitud del cauce principal hasta la divisoria, en km.

H: Diferencia de cotas entre el punto de control y la divisoria, en m.

- [Clark](#)

$$T_c = 0.335 * \left[\frac{A}{S^{0.5}} \right]^{0,593}$$

Tc: Tiempo de concentración en horas.

A: Área de la cuenca en km².

S: Pendiente promedio del cauce principal en m/m.

- [Passini](#)

$$T_c = \frac{\left[0.108 * (A * L)^{\frac{1}{3}} \right]}{S^{0.5}}$$

Tc: Tiempo de concentración en horas.

A: Área de la cuenca en km².

L: Longitud del cauce principal en km.

S: Pendiente promedio del cauce principal en %.

- Pilgrim y McDermott

$$T_c = 0.76 * A^{0.38}$$

Tc: Tiempo de concentración en horas.

A: Área de la cuenca en km

- S.C.S-Ranser

$$T_c = 0.947K^{0.385}$$

$$K = \frac{L_c^3}{H}$$

Tc: tiempo de concentración, en horas. 39

Lc: distancia desde el sitio de interés al punto en el cual la corriente principal corta la divisoria, en kilómetros

H: diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente, en pies.

- Valencia y Zuluaga:

$$T_c = 1.7694 * A^{0.325} * L^{-0.096} * S^{-0.290}$$

Tc: Tiempo de concentración, en horas.

A: Área de la cuenca, en kilómetros cuadrados.

L: longitud del cauce hasta la divisoria en km.

S: Pendiente del cauce, en %.

- Ventura – Heras:

$$T_c = \alpha \frac{A^{0.5}}{S_0}$$

Tc: Tiempo de concentración, en horas.

A: Área de la cuenca, en kilómetros cuadrados.

S: Pendiente del cauce, en m/m.

α : 0.03 – 0.13

- **Ventura – Heron:**

$$Tc = 0.30 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.75}$$

Tc: Tiempo de concentración, en horas.

L: Longitud del cauce principal en km.

S: Pendiente promedio del cauce, en %.

- **Bransby - Williams:**

$$Tc = 14.6 * L * A^{-0.1} * S^{-0.2}$$

Tc: Tiempo de concentración, en minutos.

L: Longitud del cauce principal en km.

A: Área de la cuenca en km².

- **Intensidad de la lluvia de diseño y su distribución en el tiempo**

El área objeto del análisis hidrológico, no dispone de ningún tipo de información o registros de caudales a través de su cauce principal o afluentes, por lo cual se implementó la información de precipitación disponible en la zona. Dado que la cuenca se encuentra dentro de la red de estaciones hidrometeorológicas operada por Empresas Públicas de Medellín E.S.P., se consultó la Revista Hidrometeorológica de dicha Entidad, 2005, generando polígonos de Thiessen con el fin de evaluar las estaciones que presentan influencia dentro del área de estudio.

Para determinar la intensidad de lluvia asociada a diferentes períodos de retorno se utilizan las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia), que relacionan la duración de la lluvia con la intensidad de ésta para diferentes períodos de retorno. En esta cartilla se presentan los parámetros para la construcción de las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia y dada la cercanía de estas, se puede representar adecuadamente la variabilidad espacial de la precipitación en la cuenca de análisis.

- Precipitación efectiva

La precipitación efectiva es la parte de la precipitación total que contribuye a la escorrentía directa. Para simular las pérdidas de la precipitación, esto es, la cantidad de agua que se pierde por intercepción en la vegetación, almacenamiento en depósitos del suelo y por infiltración, se usa el método del número de curva del SCS (Soil Conservation Service), cuyos detalles de la metodología pueden ser consultados en Chow et al., (1994).

$$P_e = \frac{(P_{acum} - I_a)^2}{P_{acm} - I_a + S}$$

$$S = \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) 25,4$$

$$I_a = 0,2 S$$

Donde P_e es la Precipitación efectiva, I_a : las abstracciones iniciales, CN el denominado Número de curva, y S la capacidad de almacenamiento.

El número de curva CN, se define como un valor adimensional, que se encuentra entre un rango de 0 (muy permeable) a 100 (superficies impermeables), y se determina en función de la textura del suelo, la cobertura vegetal, el tipo de tratamiento superficial presente, la condición hidrológica y del antecedente de humedad del suelo que pueda relacionarse con la precipitación en los 5 días anteriores. A menor número de curva, más bajo es el potencial de escorrentía.

- Resultados

Finalmente, se aplicarán los diferentes métodos para determinar el caudal máximo de las quebradas, escogiendo el caudal que mejor represente las características de estas corrientes.

- Cálculo de Caudales Máximos en cuencas sanitarias por el método Racional

El método racional es un modelo empírico simple utilizado en el diseño de sistemas de drenaje urbano con áreas relativamente pequeñas (menores a 80 Hectáreas). Esta metodología calcula el caudal pico de aguas lluvias utilizando la intensidad media del evento de precipitación, con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje y un coeficiente de impermeabilidad (EPM, 2009).

La ecuación del Método Racional varía de acuerdo con el sistema de unidades utilizado. Para el cálculo de caudales máximos en cuencas sanitarias se empleará la siguiente ecuación:

$$Q = 2,78CIA$$

Donde Q es el caudal pico de aguas lluvias para determinado periodo de retorno [l/s], C el coeficiente de escorrentía [adimensional], I la intensidad de precipitación [mm/h] y A el Área tributaria [ha].

Se debe utilizar la intensidad media de precipitación dada por las curvas IDF para cada periodo de retorno, con una duración de lluvia equivalente al tiempo de concentración de la escorrentía.

- Tiempo de Concentración

Para calcular el tiempo de concentración en sistemas de drenaje urbano se utiliza la siguiente ecuación.

$$T_c = T_e + T_t$$

Donde T_c es el tiempo de concentración [min], T_e el tiempo de entrada [min], y T_t el tiempo de recorrido [min].

- Tiempo de entrada

El tiempo de entrada utilizado para calcular el tiempo de concentración, es el tiempo que toma el flujo superficial para viajar desde la parte más alejada de la cuenca sanitaria hasta el punto de entrada o sumidero más cercano de la red del sistema de alcantarillado de aguas lluvias. En general, el tiempo de entrada depende de la longitud, de la pendiente promedio y de la naturaleza de la cuenca sanitaria, así como de la intensidad del evento de precipitación. El tiempo de entrada se calcula a partir de la siguiente Ecuación propuesta por el SCS (EPM, 2009).

$$T_e = \frac{L}{60 * V_s}$$

Donde T_e es el tiempo de entrada [min], V_s la velocidad media de escorrentía superficial [m/s], y L la longitud máxima de flujo de escorrentía superficial [m].

La velocidad media de escorrentía superficial se puede aproximar a la siguiente expresión:

$$V_s = a * S^{1/2}$$

Donde S es la pendiente promedio entre el punto más alejado y el punto de entrada a la red [m/m], y a una constante que depende del tipo de superficie [adimensional]; para superficies pavimentadas y tramos iniciales de quebradas se emplea $a = 6,5$ (EPM, 2009)

- **Tiempo de Recorrido**

El tiempo de recorrido es el lapso de tiempo que le toma al agua recorrer el sistema de la red de alcantarillado desde el punto de entrada hasta el punto de estudio o salida de la cuenca sanitaria. Este tiempo es función de la velocidad media del flujo en el canal y de la longitud de éste. El tiempo de recorrido se calcula a partir de la siguiente fórmula (EPM, 2009).

$$T_t = \frac{L}{60 * v}$$

Donde T_t es el tiempo de recorrido [min], L la longitud de tubería o tramo de red [m], y v la velocidad media del flujo [m/s].

3.2.2 HIDRÁULICA

El estudio hidráulico busca evaluar los cambios de las variables hidráulicas a través de los canales naturales de ríos y quebradas. Para ello se implementarán los caudales de diseños que serán calculados en el estudio hidrológico de las cuencas, teniendo como caudal de diseño el estimado para el periodo de retorno de 100 años para el caso de la amenaza por inundación y mayorado en 40% para las avenidas torrenciales, donde, además, se realizará un cálculo de sedimentos buscando un modelamiento más adecuado de este último fenómeno. Este aumento de caudal es usado para considerar el arrastre de grandes volúmenes de sedimentos, recomendaciones presentadas en el estudio: Plan de Ordenamiento y Manejo de la Cuenca Aburrá – POMCA, adelantado en el año 2007, por la comisión conjunta (UNALMED et al., 2007).

- **Información básica**

1. Levantamientos topográficos: Teniendo en consideración los levantamientos topográficos de las corrientes, se determinarán las secciones transversales que definan el canal y márgenes de las corrientes, y así construir la base geométrica para el modelo hidráulico.

2. Caudales de diseño: El estudio hidrológico será insumo para la modelación hidráulica, con relación a los caudales con periodos de retorno de 2,33, 5, 10, 25, 50, 100 y 300 años.

3.2.3 DIAGNÓSTICO DE CRECIENTES

La modelación del tránsito hidráulico de caudales máximos en cada una de las corrientes a estudiar será realizada utilizando el programa HEC-RAS versión 5.0.3

(U.S Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center, 2016 a), desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center. El software requiere como datos de entrada el régimen de flujo, las condiciones de borde, y el valor de rugosidad de Manning n , solucionando la ecuación para flujo gradualmente variado en canales naturales y artificiales en régimen permanente. Las profundidades de flujo se calculan a partir del método estándar por pasos y como resultado del modelo se obtiene la superficie libre del agua asociada a una condición de caudal impuesta que puede variar a lo largo del cauce.

En primer lugar, se deberá realizar la calibración del modelo hidráulico, la cual consiste en ajustar los diferentes parámetros de entrada al modelo y así poder realizar la evaluación de las condiciones reales de las corrientes en los tramos de interés, es decir, que la situación modelada mediante el uso del HEC-RAS, represente las condiciones y evidencias del tránsito del flujo a través del canal de la corriente. Para ello se realiza la estimación del coeficiente de rugosidad de Manning y se evaluará el comportamiento de los caudales de diseño calculados en el estudio hidrológico y que los mismos representen el flujo de crecientes al interior del canal de la corriente.

- Descripción del Modelo

El modelo HEC - RAS es capaz de simular condiciones hidráulicas para flujos gradualmente variados en régimen permanente y no permanente y en redes de drenajes naturales y artificiales, estima tasas de transporte de sedimentos para lecho móvil y permite realizar modelación de variables de calidad de agua.

El procedimiento básico computacional del software está basado en la solución numérica de la ecuación de energía unidimensional, las pérdidas de energía son evaluadas a partir de ecuaciones de coeficientes de rugosidad del lecho (número de Manning) y a partir de coeficientes de contracción y expansión del flujo (coeficientes que se multiplican al cambio en la cabeza de velocidad). La ecuación de momentum es empleada en situaciones donde el perfil de la lámina de agua está relacionado a un flujo rápidamente variable. Esas situaciones incluyen: régimen de flujo mixto (resaltos hidráulicos), flujo a través de puentes y comportamiento hidráulico del flujo en confluencias.

El módulo de transporte de sedimentos del HEC - RAS, realiza simulaciones de este

transporte en lecho móvil, siendo capaz de reproducir procesos morfodinámicos como erosión del lecho y depositación de material en el mismo. El transporte de sedimentos potencial es estimado por tamaño del sedimento, permitiendo establecer procesos de gradación del material del lecho (sorting) y de acorazamiento (armoring). El modelo es capaz de simular procesos de transporte en redes de canales, en canales con procesos de dragado, entre otros, utilizando para ello distintas ecuaciones para el cálculo del transporte de sedimentos.

- Ecuaciones Gobernantes

Los perfiles de la superficie del agua son estimados entre secciones resolviendo la ecuación de energía con un procedimiento iterativo denominado “Standard Step Method”. La ecuación de la energía se presenta a continuación:

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g}$$

Donde:

Z1, Z2 son las cotas del fondo del lecho entre secciones

Y1, Y2 es la profundidad del agua en las secciones transversales

V1, V2 son las velocidades promedio en las secciones α_1 , α_2 son coeficientes de peso para las velocidades g es la aceleración de la gravedad

h_e es la cabeza de pérdidas de energía

La cabeza de pérdidas de energía (h_e) entre dos secciones, comprende las pérdidas por fricción y pérdidas por contracción y expansión. La ecuación para la cabeza de pérdidas de energía se muestra a continuación:

$$h_h = L\bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

Donde,

L es el caudal ponderado para el tramo entre secciones

S_f es la pendiente de fricción representativa entre dos secciones

C es el coeficiente de pérdida por expansión o contracción

El caudal ponderado para el tramo entre secciones, L, es calculado como:

$$L = \frac{L_{lob}\overline{Q_{lob}} + L_{ch}\overline{Q_{ch}} + L_{rob}\overline{Q_{rob}}}{\overline{Q_{lob}} + \overline{Q_{ch}} + \overline{Q_{rob}}}$$

Donde,

L_{lob} , L_{ch} , L_{rob} son las longitudes entre secciones por el centro, margen izquierda y margen derecha, respectivamente.

Q_{lob} , Q_{ch} , Q_{rob} son los promedios aritméticos de los caudales por el centro del cauce y en ambas orillas (izquierda y derecha).

- **Pérdidas por Fricción**

Las pérdidas por fricción son evaluadas en HEC - RAS como el producto de S_f y L , donde S_f es la pendiente de fricción representativa para un tramo y L está definido por la ecuación anterior. La pendiente por fricción o friccional (pendiente de la línea de energía) en cada sección transversal es calculada de la ecuación de Manning de la siguiente manera:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K}\right)^2$$

Donde K es la “conveyancia o transportabilidad” total de la sección transversal.

- **Coefficiente de rugosidad**

Los coeficientes de resistencia al flujo uniforme en canales de lecho rígido se encuentran tabulados en muchos libros clásicos de hidráulica (Chow et. al, 1994). En canales de lecho móvil, además de la rugosidad que ofrecen las paredes y el lecho, es necesario considerar la rugosidad que ofrecen las formas del lecho (rizos, dunas, etc.). El coeficiente de rugosidad es un parámetro que depende básicamente de:

La profundidad de flujo (controlada por el caudal). El sedimento transportado.

Los escombros flotantes.

El tamaño del material del lecho.

El tipo, extensión y distribución de la vegetación de las bancas.

La temperatura del agua.

En realidad, la n de Manning es muy variable y depende de un cierto número de factores, como lo es la rugosidad del material superficial, las macro rugosidades del canal, la

vegetación, el alineamiento del canal y las posibles obstrucciones (Chow, Maidment y Mays, 1994).

A partir del reconocimiento de varios factores primordiales que afectan el coeficiente de rugosidad, Chow (Chow et. al, 1994) desarrolló un procedimiento para estimar el valor de n. Mediante este procedimiento, el valor de n puede calcularse por la expresión de Cowan (mencionado en Chow et. al, 1994):

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m$$

donde n0 es un valor básico de n para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales involucrados, n1 es un valor que debe agregarse al n0 para corregir el efecto de las rugosidades superficiales, n2 es un valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal, n3 es un valor para considerar las obstrucciones, n4 es un valor para considerar la vegetación y las condiciones de flujo, y m es un factor de corrección de los efectos por meandros en el canal. Los valores apropiados de n0 a n4 y m pueden seleccionar de acuerdo con las condiciones dadas (ver Tabla 8).

Tabla 8. Valores para el cálculo de los coeficientes de rugosidad de manning (Chow et al., 1994).

Condiciones del Canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	n_0	0,020
	Corte en roca		0,025
	Grava fina		0,024
	Grava gruesa		0,028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0,000
	Menor		0,005
	Moderado		0,010
	Severo		0,020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0,000
	Ocasionalmente alternante		0,005
	Frecuentemente alternante		0,010-0,015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n_3	0,000
	Menor		0,010-0,015
	Apreciable		0,020-0,030
	Severo		0,040-0,060
Vegetación	Baja		0,005,0,010

Condiciones del Canal		Valores	
	Media	n_4	0,010-0,025
	Alta		0,025-0,050
	Muy alta		0,050-0,100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m	1
	Apreciable		1,15
	Severo		1,3

- Condiciones de frontera

Por otra parte, y como requisito para implementar la modelación hidráulica, se introducen las condiciones de frontera en el software HEC - RAS (puede ser la curva de calibración de una sección transversal, la pendiente normal del perfil de flujo o los niveles impuestos aguas abajo de las secciones en estudio por un control de flujo).

En condiciones de flujo subcrítico sólo es necesario la condición de frontera en el tramo final del río, por el contrario, si se realiza la simulación para flujo supercrítico la condición de frontera debe definirse en el tramo inicial de la corriente. Finalmente, cuando se considera que el flujo es mixto, ambas condiciones de frontera (aguas arriba y abajo) deben ser definidas.

El modelo HEC-RAS V.4.1.0 permite la incorporación de cuatro (4) tipos de condiciones de frontera, según se mencionan a continuación:

- Elevación de la superficie del agua conocida: para esta condición debe definirse el valor de la cota de superficie del agua para cada uno de los perfiles que se quiere simular.
- Profundidad crítica: cuando este tipo de condición de frontera es definido, no es necesario incluir ningún otro tipo de información al modelo, ya que el programa estimará la profundidad crítica para cada uno de los perfiles simulados, y los usará como condición de frontera.
- Profundidad normal: para este tipo de condición de frontera, es necesario definir la pendiente de la línea de energía que será utilizada para estimar la profundidad normal en esa ubicación, luego, la profundidad normal de cada perfil será estimada con base en la pendiente definida. Si la pendiente de la línea de energía se desconoce, es posible aproximarla considerando que ésta es igual a la pendiente de la superficie del agua o a la pendiente del fondo del canal.
- Curva de caudal: con esta condición de frontera es necesario definir una curva de elevación vs caudal. Para cada perfil, la elevación es interpolada de la curva para cada condición de flujo dado.

- **Calibración del Modelo**

Finalmente, es importante al momento de realizar una modelación hidráulica de un río en particular, calibrar el modelo implementado y así evaluar la capacidad del modelo de representar las condiciones reales de la corriente analizada. Bajo las condiciones de caudal de diseño, rugosidad del canal y condiciones de entrada al modelo hidráulico, se verifica las alturas alcanzadas de la lámina de agua y así evaluar el concepto de banca llena (Posada, 1994).

Posada (1994), indica que el caudal que representa la banca llena, es decir, aquel que ocupa el canal principal de la corriente corresponde a un caudal con periodo de retorno que oscila entre 1,5 años y 2,33 años, por lo cual se evaluará la altura de la lámina de agua alcanzada para el caudal con periodo de retorno de 2.33 años a través del canal de las quebradas, en los sitios que se evidencie tal característica geomorfológica, ya que en zonas con canalizaciones, o intervenciones del canal formado por el flujo, no será posible identificar el nivel de banca llena, sin embargo podrán evaluarse niveles demarcados en campo o evidencia de las crecientes promedio.

- **Cálculo de velocidad y alturas de lámina de agua**

Como principales resultados de los análisis hidráulicos a realizar se presentarán cambios en velocidad, profundidad, número de Froude, niveles máximos de inundación, y zonas afectadas por dicha situación. Así se podrá construir la mancha de inundación asociada a cada quebrada en estudio. Adicionalmente, teniendo en cuenta las velocidades del flujo, evidencias en campo y análisis geológicos de cada tramo, se puede asociar zonas susceptibles a inundaciones o avenidas torrenciales.

Esta información se complementa con las tablas de resultados y secciones transversales con sus respectivos niveles alcanzados por cada uno de los caudales obtenidos en el estudio hidrológico.

- **Caracterización sedimentológica de la corriente**

Para la caracterización sedimentológica de la corriente se propone. El procedimiento “Conteo Aleatorio de piedras” de Wolman (1954) en Chow et. al, (1994) para obtener una distribución granulométrica del material del lecho en una corriente de gravas que, con algunas variaciones, consiste en lo siguiente: seleccionado un tramo de aforo, se determina un área de ancho B a cada lado de la sección; en el área se distribuye una malla ó retícula que contenga no menos de 70 interceptos. En cada intercepto se medirá el tamaño del grano por su cara más larga expuesta al flujo, cuando el grano es mayor que la arena gruesa, en caso contrario se toma una muestra de la arena representativa de todos los puntos o interceptos donde se presentó sedimento fino. Las medidas de los tamaños obtenidos se agrupan por rangos de valores para luego construir la curva granulométrica. La muestra de arena se clasifica por tamizado y se agrega a la curva granulométrica del conteo de piedras (Posada, 1994).

El conteo aleatorio de sedimentos es fácil de realizar en campo y proporciona una medida real y directa de los tamaños medios presentes en una determinada corriente. El tamaño medio de las partículas así obtenido es usado en fórmulas para el cálculo de la rugosidad y en fórmulas de resistencia al flujo (Posada, 1994).

De igual forma, se tomará dos muestras de material fino, procedente de las barras de la corriente, las cuales permitirán estimar parámetros para la estimación de la profundidad de socavación de la corriente. Dichas muestras serán enviadas al laboratorio, para su respectiva caracterización mediante curva granulométrica.

Para el caso de las corrientes con excesiva carga contaminante (como son la gran mayoría de las corrientes a estudiar) y que no están catalogadas con amenaza por torrencialidad, se realizará un conteo de piedras para caracterizar los tamaños transportados por la misma.

En el caso de las corrientes que no cuentan con flujo base o son intermitentes, se realizará la toma de una muestra de suelo que permita caracterizar el tipo de material.

○ Condiciones geomorfológicas

Durante este proceso se recopila la información cartográfica disponible sobre cada uno de los mapas temáticos o mapas índices a emplear en el desarrollo de esta metodología, los cuales en este caso corresponden a geomorfología con énfasis en unidades de origen fluvial y fluvio – torrencial y levantamiento de depósitos torrenciales.

A continuación, se describe el proceso metodológico para la obtención de cada una de las variables requeridas para dicho análisis:

● Geomorfología de depósitos aluviales y aluvio – torrenciales

Para el desarrollo de esta temática se requiere la realización de mapas geomorfológicos a escala 1:2.000 para los tramos evaluados. La construcción de este mapa geomorfológico está dividida en dos etapas. La primera, corresponde a la generación de un mapa preliminar donde se delimitan de unidades geomorfológicas con énfasis en las asociadas a eventos aluviales y aluvio- torrenciales (planicies de inundación, terrazas aluvial y los abanicos aluviales recientes, en los tramos con evidencias de ocurrencia de avenidas torrenciales), usando la información básica disponible como información secundaria, análisis de sensores remotos y fotografías aéreas, mapas topográficos, mapa de pendientes y un modelo de elevación digital (MED).

El mapa preliminar es la base para la ejecución de la segunda etapa, que consiste en el trabajo de campo para la verificación y ajuste de las unidades previamente definidas a partir de la definición en campo de las evidencias morfológicas de sugieran la ocurrencia y depositación de eventos de tipo torrencial.

- **Levantamiento de depósitos torrenciales**

Esta fase consiste en la verificación y levantamiento de perfiles estratigráficos en las zonas delimitadas desde el punto de vista geomorfológico como de origen aluvial o aluvio - torrenciales. Este levantamiento tiene como objetivo la identificación y caracterización de los eventos históricos o de las áreas del territorio susceptibles de presentar esta tipología de fenómenos, principalmente geoformas como abanicos torrenciales, fondos de valles, flujo de tierra, flujo de detritos, flujo de lodo, además de canales por donde se puedan transportar flujos desde movimientos en masa y se realiza siguiendo los parámetros como:

- Clasificación del tipo de evento: clasificación de los tipos de flujos y depósitos de acuerdo con la magnitud de la huella que deja: a) de escombros: bloques decimétricos y métricos en una matriz fina; b) de lodos: guijarros en una matriz fina; c) hiperconcentrados: gravas finas y arenas en una matriz limo-arcillosa; d) turbulentos: bloques y clastos en contactos tangenciales entre sí, limos de desborde en los de menor contenido de sólidos, se pueden dar por crecientes con bajo contenido de sólidos.
- Espesor promedio (expresado en metros)
- Descripción del perfil de suelos, el cual deben reflejar su clasificación de acuerdo a su génesis y composición, color, textura, consistencia, humedad, perfil del suelo y espesor de los estratos, estructuras y discontinuidades.
- Definición de porcentaje de matriz / clastos.
- Caracterización de clastos: forma, tipo de material, meteorización.
- La masa rocosa debe caracterizarse con base en su génesis, litología, color, alterabilidad, grado de meteorización y resistencia. El macizo rocoso debe incluir los rasgos estructurales y discontinuidades.

Para tener en cuenta el aporte de sedimentos asociado a una avenida torrencial, se tiene previsto implementar una de las metodologías propuestas en la Guía Metodológica para zonificación de amenaza por avenidas torrenciales del Servicio Geológico Colombiano (2021), donde se tiene previsto hacer las siguientes actividades:

1. **Estimar los sólidos provenientes de erosión de laderas**

El procedimiento para la modelación hidrológica de la producción de sedimentos en suspensión se muestra en el diagrama de flujo de la Figura 15, que busca indicar de manera resumida los procesos hidrológicos que se quieren simular en el interior de cada unidad de modelación. Para esto se proponen cuatro pasos de carácter secuencial:

- a. Lluvia. Paso inicial de la modelación en donde se agrupan la construcción de curvas IDF y de hietogramas de lluvia sintéticos. Estos serán la entrada principal de la

modelación y base para calcular el diámetro de gota más probable (D50) dada una intensidad.

- b. Infiltración. Esta parte contiene el proceso principal que se busca modelar, el cual es la interacción del agua atmosférica proveniente de la precipitación y las coberturas y suelos de cada unidad de modelación. En este punto es posible tener las láminas de infiltración y de precipitación efectiva (uso de la aproximación empírica o física propuesta, número de curva, CN, o Green-Ampt). Con la lámina de precipitación efectiva se calcula la profundidad de flujo superficial en laderas con la aproximación sugerida por (Chow et al., 1994).
- c. Erosión por impacto. En este punto se usa el modelo rain power (Gabet y Dunne, 2003), recibiendo como entrada los diámetros de gotas calculados en el paso I (lluvia), el mapa de fracción de cobertura vegetal y la profundidad de flujo en laderas, generada en el paso infiltración. El producto de este paso es la tasa de producción de sedimentos en suspensión.
- d. Sedimentograma. Una vez modelada la producción de sedimentos en suspensión, se propone una aproximación distribuida para el transporte de estos al punto de concentración con uso del hidrograma de caudal líquido generado en la modelación hidrológica.

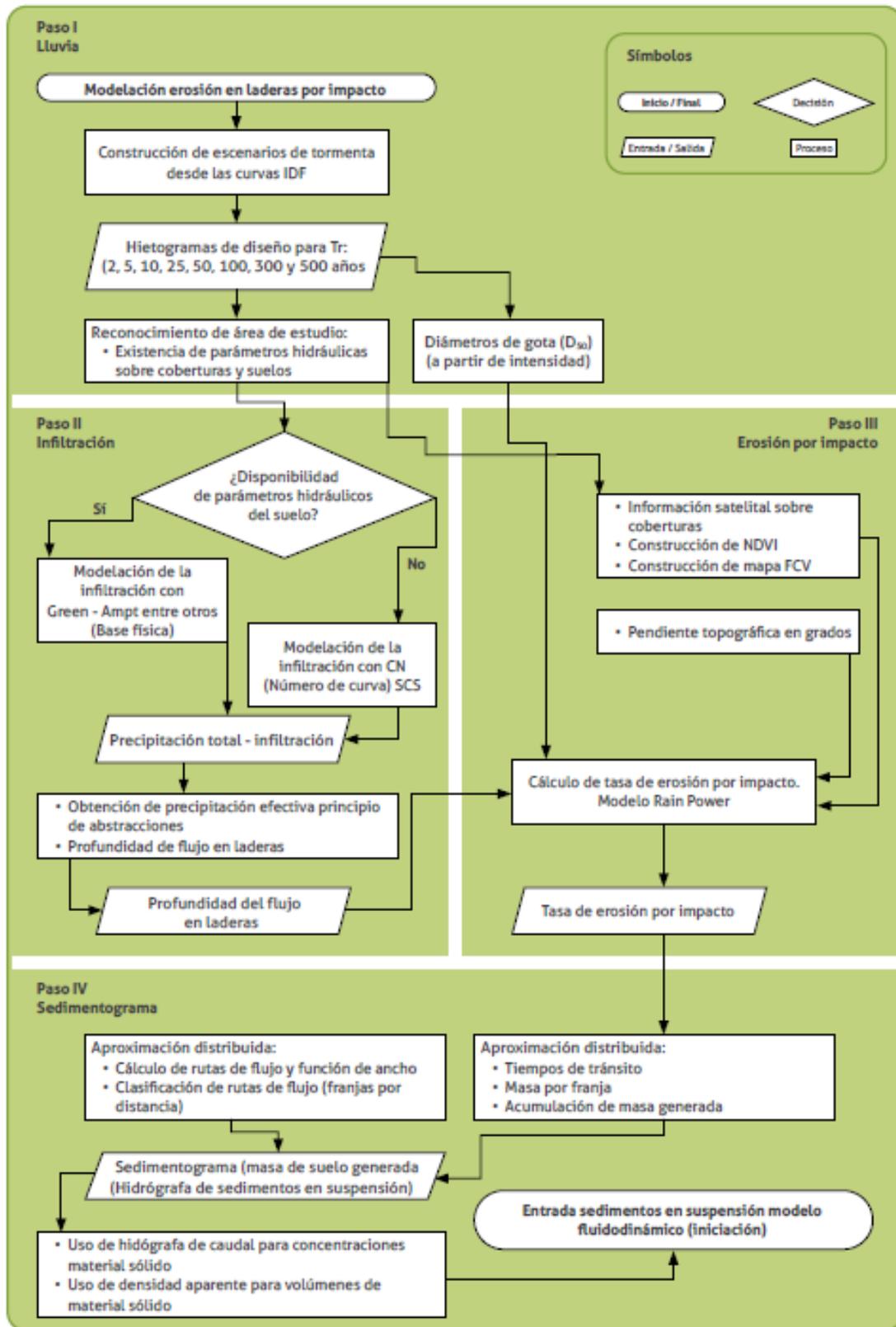


Figura 15. Procedimiento para la modelación hidrológica propuesto para la producción de sedimentos a nivel de unidades de modelación (SGC, 2021)

2. Estimar los sólidos provenientes de deslizamientos, caídas de rocas y flujos

La metodología para la cuantificación de los volúmenes de aporte de sólidos contempla el potencial volumen movilizable proveniente de movimientos en masa como deslizamientos, caída de rocas y flujos. Estos procesos constituyen uno de los principales factores de suministro para la generación de avenidas torrenciales (Johnson y Rodine, 1984).

La metodología de cuantificación del volumen de sólidos aportado por deslizamientos, caídas de rocas y flujos contempla diferentes niveles de procesos que, dependiendo de la información disponible de la zona de estudio, permite escoger entre un procedimiento u otro (Figura 16).

La metodología de cuantificación del volumen de sólidos aportado por deslizamientos, caídas de rocas y flujos contempla diferentes niveles de procesos que, dependiendo de la información disponible de la zona de estudio, permite escoger entre un procedimiento u otro (Figura 16).

La opción 1: si se cuenta con información de propiedades geotécnicas y espesores de los geomateriales (p. ej., parámetros ingenieriles de las UGS), se opta por modelos espaciales de estabilidad de laderas que resuelven el proceso de infiltración bajo diferentes escenarios de lluvia y calculan el factor de seguridad para un mecanismo de talud infinito en cada celda del dominio de análisis. Sin embargo, cuando en la zona de estudio no se tiene información de las propiedades geotécnicas de los materiales, la estimación de volúmenes de sólidos se calcula con la opción 2, donde se define como el mayor volumen obtenido a partir de la comparación de dos procedimientos: (i) contribuciones de volúmenes de campo (V_c) por unidad de modelación, o empleando métodos heurísticos; y (ii) contribuciones de volúmenes adyacentes al cauce por unidad de modelación, empleando relaciones de gradientes (V_g).

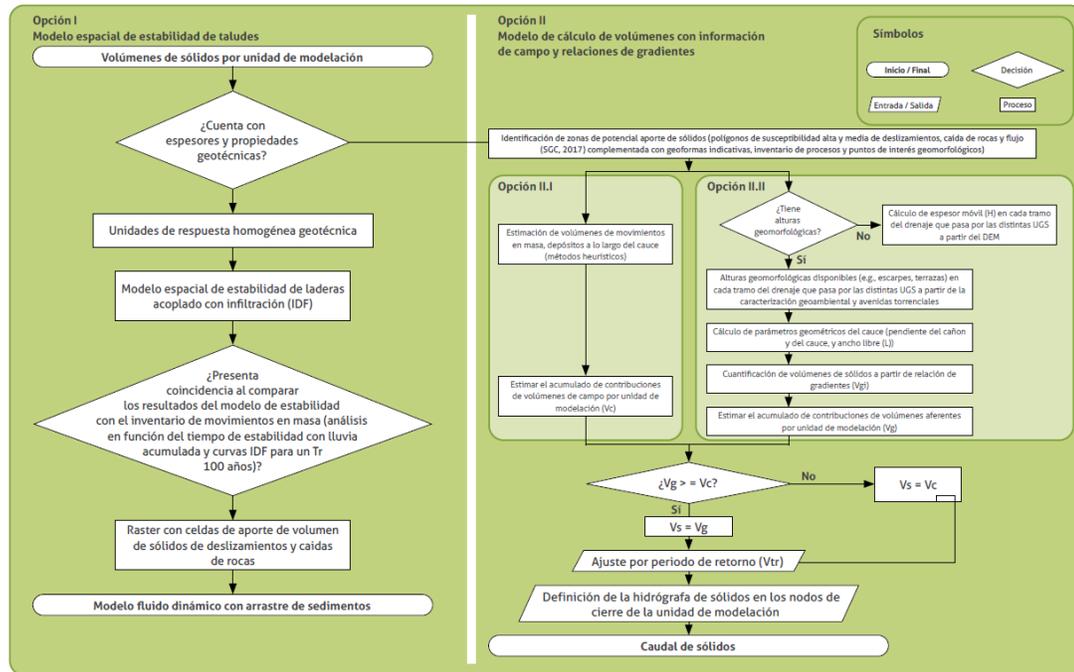


Figura 16. Procedimiento para la estimación de sólidos por deslizamientos, caídas de rocas y flujos (SGC, 2021).

o Zonificación de la amenaza por torrencialidad

Una vez se tienen los análisis hidrológicos e hidráulicos y geomorfológicos, se define como amenaza alta la mayor envolvente de los dos análisis, es decir, si la mancha definida por la hidráulica es mayor que la geomorfológica, entonces la primera prevalece, si sucede lo contrario, la mancha geomorfológica es mayor que la hidráulica (situación más común) entonces prevalece la geomorfológica.

Es importante resaltar que para determinar las zonas con amenaza por torrencialidad se complementan los resultados del modelo hidráulico con las evidencias de campo, a partir de los recorridos realizados por el equipo técnico en la delimitación de las terrazas aluviales. Dichas terrazas son las que dan cuenta de las avenidas torrenciales en las corrientes, presentando bloques heterométricos embebidos en matrices de sedimentos aluvio-torrenciales.

Además de la metodología proyectada por la Guía Metodológica para zonificación de amenaza por avenidas torrenciales del Servicio Geológico Colombiano (2021), se realizará un análisis en los sitios que exista la posibilidad, de comparar los niveles alcanzados por la creciente para un caudal con periodo de retorno de 300 años y el nivel necesario para alcanzar las terrazas aluviales. De esta forma, se buscará incrementar el caudal líquido un porcentaje (considerado como caudal sólido) que permita alcanzar los niveles de dichas terrazas y de esta forma asociar a un caudal con periodo de retorno específico.

Una vez aplicadas las dos metodologías, se asumirá como amenaza por torrencialidad alta, la condición más desfavorable encontrada.

3.3 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD

Según la Ley 1523 de 2012, la vulnerabilidad se entiende como fragilidad física, económica, social, ambiental o institucional que tiene una comunidad de ser afectada o de sufrir efectos adversos en caso de que un evento físico peligroso se presente. En este caso, está relacionado con las condiciones físicas de las construcciones y la predisposición de estas a sufrir pérdidas o daños al ser afectadas por un fenómeno de remoción en masa o una avenida torrencial.

Para la evaluación de la vulnerabilidad por movimientos en masa, avenida torrencial e inundaciones se partirá de la metodología planteada por el SGC (2015), con la cual se caracterizarán los elementos expuestos y se evaluará la fragilidad de los mismos. Finalmente se estimará la intensidad para los escenarios de movimientos en masa lentos, rápidos, avenidas torrenciales e inundaciones de acuerdo con las características de la zona en estudio. Es de anotar que, de acuerdo con la normatividad nacional y municipal, la vulnerabilidad a evaluar es únicamente la de tipo físico.

Para la definición de la vulnerabilidad física en el área de estudio se realizará un análisis para las construcciones y para las líneas vitales, a continuación, la metodología a emplear.

3.3.1 VULNERABILIDAD EN LAS CONSTRUCCIONES

Para la evaluación de la vulnerabilidad por construcción como se mencionó anteriormente, se partirá de la metodología planteada por el SGC (2015); sin embargo, a esta se le realizaron algunos ajustes en función de incluir algunos factores que para nuestro contexto son importantes, como la inclusión del tema de servicios públicos específicamente acueducto y alcantarillado. De igual manera, fueron ajustados los valores de fragilidad de algunos factores, pues la aplicación en otros ejercicios anteriores, mostraban que eran muy restrictivos.

3.3.1.1 *Fichas de levantamiento de la información*

Esta etapa comprende la revisión de la información secundaria, la generación de mapas que integran la información de catastro y la red vial, además de la generación y validación de las fichas de levantamiento de la información. Estas últimas se modificaron a partir de la metodología del SGC (2015) y fueron adaptadas según las condiciones encontradas en el área de estudio.

Las fichas elaboradas para el levantamiento de información y el diligenciamiento para su instructivo se encuentran en la carpeta de anexos y se enumeran a continuación:

- Ficha de levantamiento de construcciones.
- Ficha de levantamiento de líneas vitales: Acueducto.
- Ficha de levantamiento de líneas vitales: Energía.
- Ficha de levantamiento de líneas vitales: Vías.
- Ficha de levantamiento de líneas vitales: Alcantarillado.

3.3.1.2 Trabajo de campo

El trabajo de campo incluye dos etapas, la primera de ellas relacionada con la validación y construcción de las fichas de levantamiento de información y la segunda, que comprende el mayor porcentaje de las actividades de campo, está asociada al diligenciamiento de las fichas en la zona de interés, que incluye un registro fotográfico de cada uno de los elementos. La identificación de las construcciones se realiza por medio del código catastral CBML (Comuna – Barrio – Manzana – Lote), cuando se presentaron viviendas nuevas en la zona de estudio, se les asignó un nuevo código CBML según la ubicación del lote, para permitir su referenciación y levantamiento.

Para el análisis de las líneas vitales, se realiza el levantamiento de la totalidad de ellas en el caso de las redes viales; mientras que para las de acueducto y alcantarillado su levantamiento está supeditado a su visualización. Finalmente, las fichas de las estructuras relacionadas con las redes de energía se diligencian para aquellas que presenten daños o algún tipo de deterioro.

Es de anotar que, para el levantamiento de las fichas de campo se realiza un aplicativo digital, el cual garantiza la integridad de la información y la digitalización directamente en campo.

3.3.1.3 Análisis de la información

Una vez concluido el trabajo de campo, se realiza el procesamiento de la información, los distintos parámetros obtenidos permiten la identificación y localización de los elementos expuestos, la evaluación de la fragilidad y la resistencia de cada una de las construcciones y las líneas vitales levantadas.

- **Identificación y localización de los elementos expuestos**

En función de la vulnerabilidad física que se evaluará en este proyecto, los elementos expuestos que se identificarán y localizarán corresponden a construcciones y líneas vitales (vías, acueducto, alcantarillado, energía).

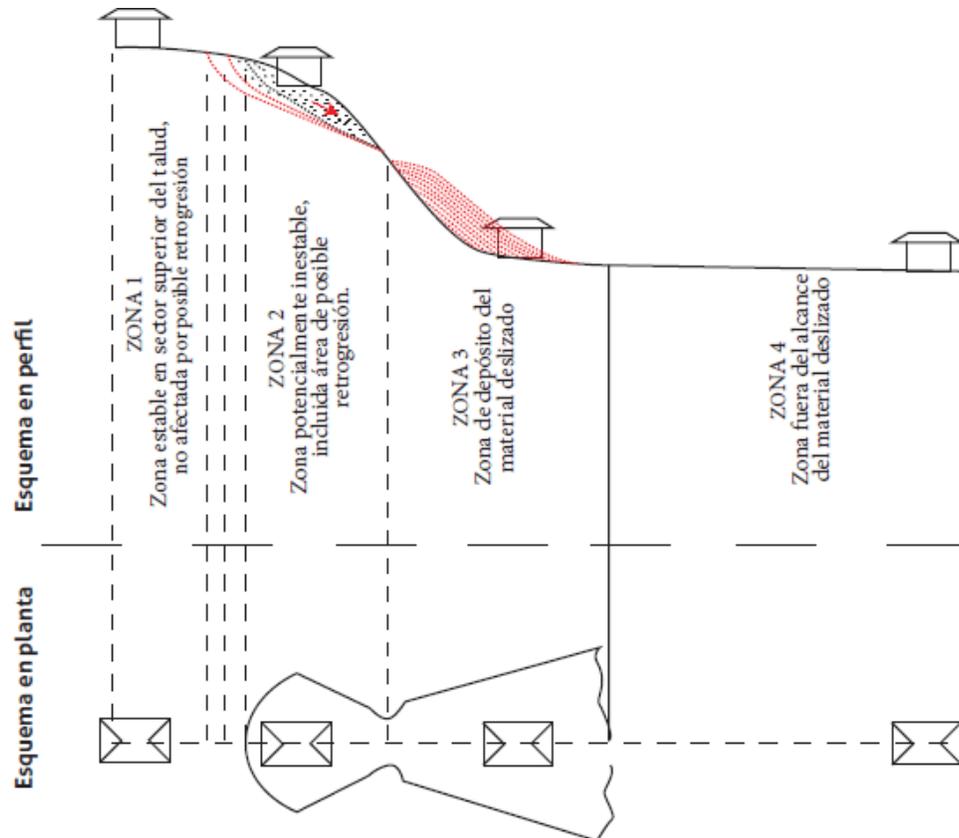


Figura 17. Zona de exposición de los elementos ante un deslizamiento (SGC, 2015).

De acuerdo con el SGC (2015), la vulnerabilidad física ante movimientos en masa hace referencia a la respuesta de los elementos expuestos frente a las sollicitaciones generadas por la interacción de los movimientos en masa con dichos elementos. Esta respuesta y la intensidad de la sollicitación dependen de dos aspectos: las características del elemento (fragilidad) y su posición relativa con respecto al área afectada por el evento (exposición).

Para la exposición por movimientos en masa el SGC (2015) propone cuatro zonas o escenarios de acuerdo con la Figura 17, las cuales se describen a continuación.

Tabla 9. Zonas o escenarios de exposición.

Zona	Descripción	Daños esperados	Criterio de intensidad o magnitud
1	Elementos ubicados sobre la zona estable en la parte superior del talud, sin posibilidad de afectación por retrogresión.	No se esperan daños a causa de los movimientos en masa.	

Zona	Descripción	Daños esperados	Criterio de intensidad o magnitud
2	Elementos ubicados sobre una ladera potencialmente inestable o potencialmente afectados por efectos de retrogresión.	Colapso o daños instantáneos debido a pérdida de soporte en la zona de retrogresión. Asentamientos diferenciales, inclinaciones y agrietamientos asociados con movimientos lentos; colapso de la estructura asociado con movimientos rápidos.	Velocidad del movimiento. Actividad del deslizamiento. Cantidad de desplazamiento. Desplazamientos verticales.
3	Elementos ubicados en la trayectoria del movimiento en masa o en la zona de depósito del material deslizado.	Daños localizados por impacto, colapso total, obstrucción, enterramiento, entre otros.	Velocidad del movimiento. Distancia de viaje. Presiones laterales. Impactos (volúmenes y energía cinética). Alturas de acumulación de material.
4	Elementos fuera del alcance del movimiento en masa y su área de depósito.	No se esperan daños debidos a los movimientos en masa.	

Para el caso de las inundaciones o avenidas torrenciales los elementos expuestos son todos aquellos al interior de la cota de inundación para el periodo de retorno de 100 años o la mancha de amenaza alta por torrencialidad respectivamente. En estos casos la exposición estará en función de la altura de la lámina de agua o materiales y de la velocidad del flujo. Esto se verá mejor en el numeral de intensidad por inundaciones y avenidas torrenciales.

3.3.1.4 Cálculo de la fragilidad

Por fragilidad se entiende la respuesta de los elementos expuestos frente a las solicitaciones o esfuerzos generados por el fenómeno amenazante con dichos elementos. Para el caso de los elementos a evaluar (construcciones y líneas vitales) depende de las características de estos.

- Fragilidad para movimientos en masa

Siguiendo la metodología propuesta por Li et al. (2010), modificada por Du et al. (2013), se consideran cuatro parámetros para la evaluación de la fragilidad de las edificaciones, relativos al tipo de estructura (S_{tip}), su altura (S_{alt}), su conservación (S_{con}) y su edad (S_{ed}), adicional a los anteriores, se adicionaron la fragilidad de acueducto y de alcantarillado, debido a la influencia de estos factores en la vulnerabilidad de las construcciones. Partiendo de estos parámetros, se calcula la fragilidad de la estructura (S_e) con la siguiente ecuación que al desarrollar cada uno de sus factores se expresa de la siguiente manera:

$$S_e = 1 - \pi(1 - si)$$

$$S_e = 1 - (1 - S_{tip})(1 - S_{alt})(1 - S_{con})(1 - S_{ed})(1 - S_{Acueducto})(1 - S_{Alcantarillado})$$

- Fragilidad para inundaciones y avenidas torrenciales

De la misma forma que se valorará la fragilidad para movimientos en masa, se considerarán los mismos parámetros para la evaluación de la fragilidad de las construcciones asociadas a la inundación y avenidas torrenciales. Con la salvedad, de que la fragilidad asociada a la altura de la construcción presenta unos valores diferentes para este tipo de fenómenos, el cual estará expresado en la tabla como

S_{alt_inun} . Partiendo de estos parámetros, se calcula la fragilidad de la estructura (S_e) con la siguiente ecuación:

$$S_e = 1 - \prod(1 - si)$$

$$S_e = 1 - (1 - S_{tip})(1 - S_{alt_inun})(1 - S_{con})(1 - S_{ed})(1 - S_{Acueducto})(1 - S_{Alcantarillado})$$

Los parámetros de resistencia que se indican en las ecuaciones anteriores se estiman de la siguiente manera:

Factor de fragilidad por tipo de estructura (S_{tip}). Para el tipo de estructura se consideran los factores de resistencia, modificados de Du et al. (2013) a partir de las tipologías establecidas por autores anteriores, que se resumen a continuación:

Tabla 10. Fragilidad por tipo de Estructura.

Tipología		Fragilidad	S_{tip}
F	6. Construcciones simples (F)	Muy alta	0,9
E	5. Estructuras ligeras (E)	Alta	0,8
D	4. Con confinamiento deficiente e híbridas (D)	Media	0,65
C	3. Mampostería reforzada (C)	Baja	0,4
B	2. Reforzadas GI y GII (B)	Muy baja	0,2
A	1. Con reforzamiento especial GII y GIV (A)	Extremadamente baja	0,1

Nota: los valores de la tabla anterior fueron modificados debido a la aplicación de la metodología en proyectos similares anteriores, donde los valores originales, eran altamente restrictivos, por lo tanto, los valores de fragilidad resultantes y por ende de vulnerabilidad, mostraban resultados muy altos y no correspondían con las evidencias de campo.

Factor de fragilidad por altura de la estructura (S_{tip}). La fragilidad de la estructura en función de su número de pisos se aprecia a renglón seguido. Los valores de los parámetros se dan con base en la propuesta de Li et al. (2010), modificados de acuerdo con la cultura constructiva del país y al fenómeno, si es movimiento en masa (Salt) y si es inundación o avenida torrencial (Salt_inun).

Tabla 11. Fragilidad por altura para movimientos en masa.

Tipología	Número de pisos	S_{alt}
E,F	≥ 2	0,9
D	≥ 4	0,9
D	2 y 3	0,6
Demás tipologías y alturas		0,05

Tabla 12. Fragilidad por altura para inundaciones y avenidas torrenciales.

Tipología	Número de pisos	<i>Salt_inun</i>
D,E,F	1	1
D,E,F	>=2	0,8
C	1	0,7
C	>=2	0,5
B,A	1	0,3
B,A	>=2	0,1

Factor de fragilidad por conservación de la estructura (*S con*). El estado de conservación se evalúa a partir de la inspección visual de las edificaciones y se califica de acuerdo con los valores del parámetro de fragilidad propuesto por Du et al., (2013)

Tabla 13. Fragilidad por conservación (Du et al., 2013).

Estado de conservación	Descripción	Separación grietas (mm)	<i>S con</i>
Ninguno	No se observan deformaciones, agrietamientos o envejecimiento.	0	0
Leve	Solo se observan daños superficiales leves en los acabados.	0 - 0,5	0,05
Moderado	Desplazamiento relativo o movimiento en el plano fuera del (pandeo).	1 - 5	0,5
Fuerte	Inclinaciones del elemento fuera de su plano vertical.	5-10	0,75
Severo	Unidades de mampostería con fallas por aplastamiento.	>10	1

Factor de fragilidad por edad de la estructura (*Se*). El parámetro de fragilidad relativo a la edad de la edificación se estima a partir de la relación de los años de servicio con respecto a la vida útil de diseño de la edificación (servicio/vida útil). Los valores de este parámetro corresponden a los propuestos por Du et al. (2013)

Tabla 14. Fragilidad por edad

Relación años de servicio/vida útil	S edad	Tipología	Vida útil (años)
<=0,1	0,05	AYB	50
0,1-0,4	0,1	CYD	30
0,4-0,6	0,3	E	20
0,6-0,8	0,5	F	1-2
0,8-1	0,7		
1-1,2	0,8		
>1,2	0,9		

Factor de fragilidad por acueducto ($S_{Acueducto}$). El parámetro de fragilidad relativo al sistema de acueducto de la construcción se estima a partir de los valores de operador de la red, el tipo de material y el tipo de conexión. Este factor de fragilidad fue agregado a la metodología de fragilidad por construcciones, con base en la experiencia en proyectos anteriores y debido a la importancia de la prestación de servicios públicos como factor determinante en la reducción de la vulnerabilidad.

Con la siguiente ecuación se evaluará el parámetro para el servicio de acueducto:

$$S_{Acueducto} = 1 - (1 - S_{Operador\ red})(1 - S_{Material})(1 - S_{Conexión})$$

A continuación, se muestran las tablas de evaluación para cada ítem de la ecuación anteriormente mencionada.

Tabla 15. Operador acueducto.

Operador de Red	$S_{operador\ de\ red}$
EPM	0.01
Comunal	0.5
Individual	0.9
No aplica*	0

*El ítem “No aplica”, hace referencia cuando la vivienda no tiene redes de este servicio público.

Tabla 16. Material acueducto.

Material	<i>S material</i>
PVC	0.1
Acero	0.7
Concreto	0.6
Hierro Dúctil	0.4
Polietileno	0.1
No aplica*	0

*El ítem “No aplica”, hace referencia cuando la vivienda no tiene redes de este servicio público.

Tabla 17. Conexión.

Conexión	<i>S conexión</i>
Aérea	0.8
Embebida en tierra	0.01
No aplica*	0

*El ítem “No aplica”, hace referencia cuando la vivienda no tiene redes de este servicio público.

Factor de fragilidad por alcantarillado (*S_{Alcantarillado}*). El parámetro de fragilidad relativo al sistema de alcantarillado de la construcción se estima a partir de los valores del estado de la red, el tipo de descarga, el material y la descarga del sistema de agua lluvias (cuando existe). Este factor de fragilidad fue agregado a la metodología de fragilidad por construcciones, con base en la experiencia en proyectos anteriores y debido a la importancia de la prestación de servicios públicos como factor determinante en la reducción de la vulnerabilidad.

Con la siguiente ecuación se evaluará el parámetro para el servicio de alcantarillado:

$$S_{\text{Alcantarillado}} = 1 - (S_{\text{Estado}})(S_{\text{tipo de descarga A.R.}})(1 - S_{\text{material}})(1 - S_{\text{Tipo de descarga lluvias}})$$

A continuación, se muestran las tablas de evaluación para cada ítem de la ecuación anteriormente mencionada.

Tabla 18. Estado alcantarillado.

Estado	S Estado
Fuga	0.8
Buenas Condiciones	0.01
No aplica*	0

*El ítem “No aplica”, hace referencia cuando la vivienda no tiene redes de este servicio público.

Tabla 19. Tipo de descarga.

Tipo de Descarga	S tipo de descarga
En talud	0.8
En depósitos fluviales	0.7
En sistema no convencional	0.5
Pozo séptico	0.3
En red EPM	0.01
No aplica*	0

*El ítem “No aplica”, hace referencia cuando la vivienda no tiene redes de este servicio público.

Tabla 20. Material alcantarillado.

Material	S material
PVC	0.1
Concreto	0.6
Polietileno	0.1
No aplica*	0

*El ítem “No aplica”, hace referencia cuando la vivienda no tiene redes de este servicio público.

Tabla 21. Tipo de descarga.

Tipo de Descarga	S tipo de descarga (lluvias)
Libre	0.4
En red EPM	0.01
No aplica*	0

*El ítem “No aplica”, hace referencia cuando la vivienda no tiene redes de este servicio público.

- Cálculo de la Intensidad de los movimientos en masa lentos en edificaciones.

En el presente caso, se consideran las edificaciones ubicadas en la zona 2 de exposición; en este escenario, se pueden generar agrietamientos y ladeo en las estructuras sobre la masa deslizada debido al desplazamiento de esta. Los parámetros de intensidad para este escenario de análisis, según la propuesta de Du et al. (2013), son la velocidad, las deformaciones locales y la profundidad del deslizamiento, relacionadas de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$I_{len} = 1 - (1 - I_l - def)(1 - I_l - vel)(1 - I_l - prof)$$

Donde

I_{len} es la intensidad para movimientos lentos. Un valor de intensidad de 1,0 indica que el evento tiene el potencial de destruir todos los elementos en su trayectoria.

I_l-def es el parámetro de intensidad por deformación. Entre las deformaciones se incluyen asentamientos, desplazamientos horizontales e inclinaciones. El parámetro de intensidad I_l-def se da para la relación de estas deformaciones con respecto a los umbrales tolerables según la tipología de la edificación.

Tabla 22. Relación deformación y umbral tolerable.

Relación deformación/ umbral tolerable	$I_l - def$
<0,2	0,1
0,2- 0,4	0,2
0,4- 0,6	0,4
0,6- 0,8	0,6
0,8- 1,0	0,8
1,0- 1,2	0,9
$\geq 1,2$	1,0

Los umbrales tolerables de deformación en esta guía se toman de los valores máximos de asentamientos diferenciales definidos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, en su artículo H.4.9.3. Límites de asentamientos diferenciales.

Estos umbrales se definen para diversos tipos de construcciones, en función de la distancia entre apoyos:

Tabla 23. Umbrales tolerables de deformación (límites de asentamiento Diferencial NSR- 10).

Tipo de construcción	A máx.
Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	/ 100 0
Edificaciones con muros de carga en concreto o mampostería.	/ 500
Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	/ 300
Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	/ 160

I_{l-vel} es el parámetro de intensidad por velocidad. De acuerdo con la clasificación de Cruden y Varnes (1996), Li et al. (2010) han propuesto el parámetro de intensidad por velocidad que está dado por la siguiente ecuación:

$$I_{l-vel} = \begin{cases} 0 & v \leq 5 \times 10^{-7} \\ \frac{1}{36} (\log v + 6,30)^2 & 5 \times 10^{-7} < v < 5 \times 10^{-1} \\ 1 & v \geq 5 \times 10^{-1} \end{cases}$$

Con la velocidad, *v*, en mm/s.

El cálculo de la velocidad se explica en el numeral 4.2 Riesgo por polígono.

I_{l-prof} es el parámetro de intensidad por profundidad de la masa deslizada. Para edificaciones localizadas sobre deslizamientos activos, el grado de daño depende principalmente de la profundidad relativa de la cimentación de la estructura con respecto a la profundidad de la superficie de falla. A continuación, se presentan las ecuaciones para calcular este parámetro en función de la profundidad de cimentación *h* (m) y la profundidad de la superficie de falla *d* (m), conforme a la propuesta de Ragozin y Tikhvinsky (2000) en Du et al., (2013):

$$I_{l-prof} = \begin{cases} (1,25d/h)^{1/3} & (d/h < 0,8) \\ 1 & (0,8 < d/h \leq 1,2) \\ 1,44 (d/h)^{-2} & d/h > 1,2 \end{cases}$$

Según el SGC (2015) el profesional a cargo de la evaluación del riesgo deberá determinar la profundidad aproximada de las edificaciones. En caso de no poder determinar este valor en forma directa, podrá estimar la vida útil de la estructura con base en sus características a partir de información secundaria debidamente soportada. Para edificaciones de los grupos I y II, definidos por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (MAVDT, 2010), la profundidad común de las cimentaciones superficiales se encuentra entre 0,30 y 1,0 m; el profesional a cargo podrá calcular el valor en este rango a partir de información secundaria debidamente soportada, en caso de poseer información adicional.

- **Cálculo de la Intensidad de los movimientos en masa rápidos en edificaciones.**

En términos generales, la intensidad de los movimientos en masa en este escenario se define en función de su profundidad y de la presión de impacto según la siguiente ecuación la ecuación propuesta por Du et al. (2014):

$$I_{rap} = 1 - (1 - I_{f_pre})(1 - I_{f_prof})$$

I_{rap} es la intensidad para el escenario con movimientos rápidos.

I_{f_pre} es el parámetro de intensidad debido a la presión y se estima a partir de la relación entre la presión de impacto del deslizamiento y la presión límite soportada por la estructura.

I_{f_prof} es el parámetro de intensidad por la profundidad del deslizamiento. Este parámetro se presenta en función de la relación entre la profundidad del deslizamiento y la altura de la edificación.

Tabla 24. Parámetro de intensidad por presión de impacto. Relación presión deslizamiento/presión límite estructura (Due et al.,2013).

Relación Presión de impacto de deslizamiento/ Presión horizontal límite de estructura	$I_{f:pre}$
<0,1	0,05
0,1-0,2	0,20
0,2-0,4	0,40
0,4-0,7	0,70
0,7-1,0	0,90
≥1,0	1,00

La presión límite de la estructura de la tabla anterior se puede estimar a partir de los datos de la tabla siguiente, indicados por Du et al., (2013), en términos de las presiones de falla para diferentes tipos de estructuras.

Tabla 25. Presión de falla según tipología de estructura. (Due et al., 2013).

	Tipología	Presión límite de la estructura (kPa)
F	Construcciones simples	1
E	Estructuras ligeras	5
D	Estructuras con confinamiento deficiente	8
C	Mampostería reforzada	11
B	Edificaciones reforzadas	18
A	Edificaciones con reforzamiento especial	20

Por su parte, la carga lateral y la presión de los movimientos rápidos son función del cuadrado de la velocidad que desarrolla. Así, la presión puede aproximarse mediante la ecuación:

$$P = \frac{1}{2} \rho v^2$$

Donde

P es la presión de impacto (kPa).

p es la densidad de la masa movida (kg/m³) y v es la velocidad (m/s). La estimación de la Velocidad. El cálculo de la velocidad se explica en el numeral 4.2 Riesgo por polígono.

Tabla 26. Parámetro de intensidad relación profundidad/altura de la estructura para movimientos en masa.

Relación Profundidad del deslizamiento/ altura edificación	<i>I_{f_prof}</i>
<0,2	0,10
0,2-0,4	0,30
0,4-0,6	0,50
0,6-0,8	0,70
0,8-1,0	0,90
≥1,0	1,00

- Cálculo de la Intensidad de las inundaciones y avenidas torrenciales en edificaciones.

De igual manera que para los movimientos en masa, la intensidad de las inundaciones y avenidas torrenciales se define en función de la profundidad de la lámina de agua y de la presión de impacto según la siguiente ecuación:

$$I_{inun} = 1 - (1 - I_{f_pre})(1 - I_{f_prof_inun})$$

I_{inun} es la intensidad para el escenario de inundaciones y avenidas torrenciales.

I_{f_pre} es el parámetro de intensidad debido a la presión y se estima a partir de la relación entre la presión de impacto del fluido y la presión límite soportada por la estructura.

$I_{f_prof_inun}$ es el parámetro de intensidad por la profundidad de la lámina de agua o del fluido. Este parámetro se presenta en función de la relación entre la profundidad de la lámina de agua o del fluido y la altura de la edificación.

Tabla 27. Parámetro de intensidad relación profundidad/altura de la estructura para inundaciones y avenidas torrenciales.

Relación Profundidad lámina de agua/ altura edificación	$I_{f_prof_inun}$
<0,2	0,10
0,2-0,4	0,20
0,4-0,6	0,30
0,6-0,8	0,50
0,8-1,0	0,70
≥1,0	1,00

3.3.2 VULNERABILIDAD EN LAS LÍNEAS VITALES

De manera análoga la evaluación de la vulnerabilidad en las construcciones para las líneas vitales se calcula la fragilidad de acuerdo con la característica de cada línea y posteriormente la intensidad.

Para los diferentes fenómenos amenazantes, la fragilidad se considera igual y la intensidad si presenta variaciones de acuerdo con el fenómeno.

3.3.2.1 Fragilidad en líneas vitales

La fragilidad en las líneas vitales se evaluará para las redes viales, de acueducto y alcantarillado y energía, esta última evaluada a partir de los postes.

- Fragilidad en vías

Para evaluar la fragilidad en las vías se consideran los parámetros de material o tipo, existencia de obras de drenaje y daños. Partiendo de estos parámetros, se calcula la fragilidad de las vías con la siguiente ecuación que al desarrollar cada uno de sus factores se expresa de la siguiente manera:

$$S_{vias} = 1 - (1 - S_{mat})(1 - S_{dr})(1 - S_{da})$$

$$S = S_i * \text{Factor incidencia}$$

Estos parámetros de fragilidad en las vías que se indican en la ecuación anterior se estiman de la siguiente manera:

Factor de fragilidad por material/tipo (S_{mat}). Para definir el parámetro de tipo de material se tomaron como referencia las normas técnicas de construcción del Invias.

Tabla 28. Parámetro de material de la vía.

Material/tipo	S_{mat}
1. Rígido	0.1
2. Semirrígido	0,2
3. Placa Huella	0.3
4. Flexible	0.3
5. Articulado (Adoquín)	0.5
6. Metálico	0.5
7. Afirmado (Base+Subbase)	0.7
8. En Tierra (Subrasante)	1.0

Factor de fragilidad por existencia de obras de drenaje (S_{dr}). El parámetro de existencia de obras de drenaje se evalúa según la Tabla 29, mediante un condicional

respecto a la existencia o no de las obras de drenaje como sumideros, pocetas y alcantarillas, o cunetas según las siguientes ecuaciones:

$$S_{dr} = \begin{cases} S_{dr \text{ existe sumideros,pocetas y alcantarillas}} - S_{dr \text{ existe Cunetas}} \\ S_{dr \text{ No existe sumideros,pocetas y alcantarillas}} - S_{dr \text{ existe Cunetas}} \\ S_{dr \text{ No existe sumideros,pocetas y alcantarillas}} + S_{dr \text{ No existe Cunetas}} \end{cases}$$

Tabla 29. Parámetro de existencia de obras de drenaje en las vías

Existencia de obras de drenaje	S_{dr} Existe	S_{dr} No existe
1. Sumideros, pocetas y alcantarillas	0.1	0.9
2. Cunetas	0.05	0.1

Factor de fragilidad por existencia de daños en el tramo de estudio (S_{da}). Para definir el parámetro de daños en las vías se tomaron como referencia las guías de inspección visual del Invias (2006a y b).

Tabla 30. Parámetro de daños en las vías.

Daños en el tramo de estudio	S_{da}
1. Baches	0.2
2. Fisuras	0.3
3. Hundimientos	1.0
4. Pérdida de banca	1.0
5. Cambios de nivel	1.0

- **Fragilidad en acueducto**

Para evaluar la fragilidad en el acueducto se consideran los parámetros de operador de red, el estado, el diámetro, la deflexión y el material. Partiendo de estos parámetros, se calcula la fragilidad del acueducto con la siguiente ecuación que al desarrollar cada uno de sus factores se expresa de la siguiente manera:

$$S_{acued} = 1 - (1 - S_{operador \ de \ red})(1 - S_{estado})(1 - S_{diám})(1 - S_{mat})$$

Estos parámetros de fragilidad en el acueducto que se indican en la ecuación anterior se estiman de la siguiente manera:

Factor de fragilidad por operador de red ($S_{operador\ de\ red}$): De acuerdo a las condiciones propias de la ciudad se definieron los operadores de red de acueducto.

Tabla 31. Parámetro de operador de red del acueducto.

Operador de Red	$S_{operador\ de\ red}$
EPM	0,5
Comunal	0,7
Individual	0,9

Factor de fragilidad por estado (S_{estado}): Este parámetro se levanta en el trabajo de campo y se establece cuando son visibles los daños en redes de acueducto.

Tabla 32. Parámetro de estado del acueducto.

Estado	S_{estado}
Fuga	0,8
Buenas condiciones	0

Factor de fragilidad por diámetro (S_{diam}): El parámetro de diámetro es obtenido de la información suministrada de las redes de Empresas Públicas de Medellín.

Tabla 33. Parámetro de diámetro del acueducto.

Diámetro (")	S_{diam}
1/2	0,8
3/4	0,44
1	0,25
1 1/4	0,16
1 1/2	0,11
2	0,06
2- 6	0,05
6 - 12	0,04

Factor de fragilidad por material (S_{mat}): El parámetro de material del acueducto es obtenido de la información suministrada de las redes de Empresas Públicas de Medellín.

Tabla 34. Parámetro de diámetro del acueducto.

Deflexión (°)	Material	S_{mat}
0	PVC $\varnothing > 4"$	0,9
1	Asbesto cemento	0,8
2	PVC $\varnothing < 4"$	0,7
2	Acero	0,6
5	Hierro Dúctil	0,4
15	Polietileno	0,2

- **Fragilidad en alcantarillado**

Para evaluar la fragilidad en el alcantarillado se consideran los parámetros de operador de red, el estado y el material. Partiendo de estos parámetros, se calcula la fragilidad del alcantarillado con la siguiente ecuación que al desarrollar cada uno de sus factores se expresa de la siguiente manera:

$$S_{alcant} = 1 - (1 - S_{operador\ de\ red})(1 - S_{est})(1 - S_{mat})$$

Estos parámetros de fragilidad en el alcantarillado que se indican en la ecuación anterior se estiman de la siguiente manera:

Factor de fragilidad por operador de red ($S_{operador\ de\ red}$). De acuerdo a las condiciones propias de la ciudad se definieron los operadores de red de alcantarillado.

Tabla 35. Parámetro de operador de red del alcantarillado.

Operador de Red	$S_{operador\ de\ red}$
EPM	0,05
Comunal	0,7
Individual	0,9

Factor de fragilidad por estado de red (S_{estado}). Este parámetro se levanta en el trabajo de campo y se establece cuando son visibles los daños en redes de alcantarillado.

Tabla 36. Parámetro de estado del alcantarillado.

Estado	S_{estado}
Fuga	0,8
Buenas condiciones	0

Factor de fragilidad por material (S_{mat}). El parámetro de material del alcantarillado es obtenido de la información suministrada de las redes de Empresas Públicas de Medellín.

Tabla 37. Parámetro del material del alcantarillado.

Material	S_{mat}
Asbesto cemento	0,9
Gres	0,6
PVC	0,6
Concreto simple	0,6
Polietileno	0,5
Concreto reforzado	0,1
Fibra de vidrio	0,4
Novafort	0,1
Poliéster	0,9
Concreto Clase 1	0,5
Concreto Clase 2	0,4
Concreto Clase 3	0,3
Concreto Clase 4	0,2
Concreto Clase 5	0,1

- **Fragilidad en la energía**

Para evaluar la fragilidad en la energía se consideran los parámetros de carga y estado de las redes. Partiendo de estos parámetros, se calcula la fragilidad con la ecuación que se presenta a continuación, que al desarrollar cada uno de sus factores se expresa de la siguiente manera:

$$S_{energia} = 1 - (1 - S_{carga})(1 - S_{estado})$$

Estos parámetros de fragilidad en la energía que se indican en la ecuación anterior se

estiman de la siguiente manera:

Factor de fragilidad por carga de red (S_{carga}). El parámetro carga de las redes de energía es tomado de la guía metodológica del SGC (2015).

Tabla 38. Parámetro de carga de las redes de energía.

Material	Carga mínima de rotura (KN)	Carga mínima de rotura en (KgF)	S_{carga}
Madera			1
Concreto	5001	510	0,9
	10300	1050	0,7
	13220	1350	0,62
	17640	1800	0,53
	19600	2000	0,51

Factor de fragilidad estado de la red (S_{estado}). El parámetro de estado de la red se levanta en el trabajo de campo.

Tabla 39. Parámetro de estado de las redes de energía.

Estado	S_{estado}
Inclinado	1
Fisurado	1

3.3.2.2 Intensidad en líneas vitales para movimientos en masa lentos

Para el cálculo de la intensidad por movimientos en masa lentos para líneas vitales, se sigue la metodología propuesta por el SGC (2015), en donde se emplea el parámetro de intensidad por deformación. Entre las deformaciones se incluyen hundimientos, desplazamientos horizontales e inclinaciones. Al igual que en edificaciones, este parámetro de intensidad se da para la relación de las deformaciones inducidas con respecto a los umbrales tolerables, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 40. Relación deformación/umbral tolerable (SGC, 2015).

Relación deformación/ Umbral tolerable	I_{i-def}
<0,2	0,1
0,2-0,4	0,2
0,4-0,6	0,4
0,6-0,8	0,6
0,8-1,0	0,8
1,0-1,2	0,9
$\geq 1,2$	1,0

- **Intensidad en vías**

Para el caso de vías, de acuerdo con los niveles de daño definidos para los pavimentos flexibles y rígidos en las guías de inspección visual del Invías (2006 a y b), el umbral tolerable de deformación es 40 mm.

- **Intensidad en acueducto**

Considerando que el deslizamiento impone una carga uniforme a lo largo del tubo, los umbrales tolerables están dados por la ecuación:

$$\delta = 0,0075 * \frac{1}{D}$$

Con el diámetro D en metros.

- **Intensidad en alcantarillado**

Teniendo en cuenta las características de las uniones de las tuberías de gres, se define un umbral tolerable de 5 cm.

- **Intensidad en energía**

Para este caso se recomienda utilizar la mitad de la flecha máxima permitida para el diseño de los postes, correspondiente al 3 % de la altura nominal de estos.

3.3.2.3 Intensidad en líneas vitales para movimientos en masa rápidos

Para este tipo de eventos según el SGC (2015), en las vías se contemplan los parámetros de intensidad en función del ancho invadido, para redes de acueducto y alcantarillado los desplazamientos inducidos al terreno y para las redes de electricidad la presión ejercida por masa deslizada sobre los postes.

El parámetro de intensidad de la amenaza para redes viales se define a partir del ancho de vía invadido u ocupado por la masa deslizada de acuerdo con la siguiente ecuación. El ancho invadido se determinará a partir de la distancia de viaje calculada de acuerdo con los métodos presentados en el capítulo de amenaza.

$$dist = \frac{L_p}{W_{aisl} + W_{efec}}$$

Donde

L_p es la distancia de viaje medida desde la pata del talud.

W_{ais} es el ancho de los elementos que se encuentran entre la calzada y la pata del talud, tales como bermas, andenes, zonas verdes, lotes vacíos, etc. W_{efec} es el ancho de la calzada útil para el tránsito de vehículos.

Para evaluar la intensidad en redes de acueducto y alcantarillado, con un escenario de movimiento rápido de la masa inestable, se establece el parámetro en función de la relación de desplazamientos inducidos y el umbral tolerable, como se definió para movimientos lentos (SGC, 2015).

En el caso de las redes eléctricas, se contempla la presión de tierras crítica ejercida por la masa deslizada sobre los postes que conforman la red. A continuación, se define el parámetro de intensidad en función de la presión de tierras crítica, expresada como la relación entre altura del deslizamiento y la altura nominal del poste (SGC, 2015).

Tabla 41. Relación altura deslizamiento/altura nominal poste (SGC, 2015).

Relación Altura deslizamiento/altura nominal poste	I_{alt}
$\leq 0,1$	0,1
0,2	0,4
0,25	0,7

Relación Altura deslizamiento/altura nominal poste	I_{alt}
$\geq 0,3$	1,0

3.3.2.4 Intensidad en líneas vitales para inundaciones y avenidas torrenciales

La intensidad para las inundaciones y avenidas torrenciales, está en función de la velocidad y la altura de la lámina de agua. A continuación, se presentan los parámetros de intensidad para cada una de las líneas vitales.

- Intensidad en acueducto

Para las redes de acueducto, se determinó un valor de intensidad de acuerdo a la velocidad del fluido y dependerá del tipo de conducción (si está expuesta o enterrada). Para las redes expuestas se presenta la siguiente tabla.

Tabla 42. Parámetro de velocidad para la intensidad redes expuestas

Velocidad (m/s)	$I_{velocidadred}$
<2	0,3
2-3	0,5
3-4	0,7
4-5	0,9
>5	1

Para las redes enterradas el valor de $I_{velocidadred}$ es de 0,1.

- Intensidad en alcantarillado

Para calcular la intensidad para el alcantarillado se utilizará la siguiente expresión

$$I_{alcantarillado} = 1 - (1 - I_{h_lam})(1 - I_{velocidadred})$$

Tabla 43. Parámetro de altura de la lámina de agua para el cálculo de la intensidad de redes de alcantarillado.

Altura (m)	I_{h_lam}
<0,5	0,1
0,5-1	0,3
1-1,5	0,5
1,5-2	0,6

Altura (m)	$I_{h,lam}$
2-2,5	0,7
>2,5	0,8

$I_{vel,red}$ es el mismo empleado para la intensidad en la red de acueducto.

- Intensidad en energía y vías

La intensidad para este tipo de líneas vitales está en función de la velocidad del fluido y la presión que este ejerce sobre los postes o la capacidad de erosión de los materiales que conforman las vías.

Tabla 44. Parámetro de para las redes de energía y vías.

Velocidad (m/s)	$I_{vel\ vías}$
<2	0,1
2-4	0,3
4-5	0,6
≥ 5	0,8

3.3.3 VULNERABILIDAD EN LAS PERSONAS

La evaluación de la vulnerabilidad en las personas se desarrollará a partir de la metodología planteada por el SGC (2015). Sin embargo, como el inventario de elementos expuestos se realizará por construcción y no corresponde a un censo de población, se tomará para su cálculo el número de personas promedio por vivienda del barrio.

3.3.3.1 Fragilidad en las personas

La vulnerabilidad física de personas se evaluará en conjunto con la vulnerabilidad de edificaciones. Algunos autores han propuesto la fragilidad de personas como una función exponencial de la fragilidad de las edificaciones (Ragozin & Tikhvinsky, 2000; Uzielli, 2006); otros, valores fijos de vulnerabilidad, de acuerdo con criterio experto y recopilación de información antecedente (Australian Geomechanics Society - AGS, 2007c en SGC, 2015). Para este trabajo, la fragilidad de personas en estructuras se determinará en función de la fragilidad de tales estructuras, de acuerdo con la siguiente ecuación y figura:

$$S_{per} = (S_e)^{3.2}$$

Donde S_{per} es la fragilidad de las personas.

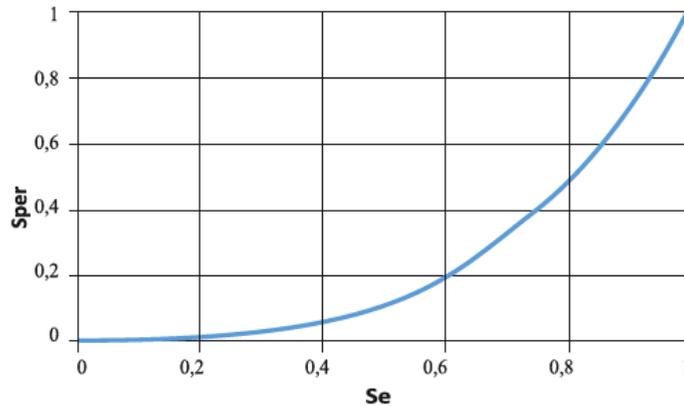


Figura 18. Modelo de fragilidad propuesto para personas en estructuras (SGC, 2015).

La intensidad en las personas se evaluará de la misma manera que se evalúa para las construcciones.

3.4 CÁLCULO Y ZONIFICACIÓN DE LA VULNERABILIDAD

La vulnerabilidad es función de la fragilidad y de la intensidad del evento amenazante, para su cálculo se evaluaron las metodologías propuestas por Guimarães (2015) y por Du et al. (2013, 2014, en SGC, 2015). Los resultados de las metodologías son muy similares, siendo un poco más conservadora la metodología de Du et al, la cual fue empleada para este estudio y la cual se resume en la siguiente ecuación.

$$V = \begin{cases} \frac{1}{2} \left(\frac{I}{1-S} \right)^2 & I \leq 1 - S \\ 1 - \frac{1}{2} \left(\frac{1-I}{S} \right)^2 & I > 1 - S \end{cases}$$

Donde:

V es la vulnerabilidad de los elementos expuestos a la amenaza.

I es la intensidad del evento.

S es la fragilidad del elemento expuesto.

Los rangos dados a la vulnerabilidad son: para vulnerabilidad baja valores menores de 0,1, para vulnerabilidad media valores entre 0,1 y 0,5, y para vulnerabilidad alta valores superiores a 0,5.

3.5 EVALUACIÓN DEL RIESGO

Según la ley 1523 de 2012, que regula la gestión del riesgo en el país, el riesgo de desastres *“corresponde a los daños o pérdidas potenciales que pueden presentarse debido a los eventos físicos peligrosos de origen natural, socio-natural tecnológico, biosanitario o humano no intencional, en un período de tiempo específico y que son determinados por la vulnerabilidad de los elementos expuestos; por consiguiente el riesgo de desastres se deriva de la combinación de la amenaza y la vulnerabilidad.”*

La evaluación del riesgo se realizará para cada uno de los elementos expuestos (construcciones y líneas vitales) en función de definir acciones puntuales de mitigación y para el área de análisis en función de definir restricciones de uso desde la planificación.

3.5.1 RIESGO POR ELEMENTOS EXPUESTOS

El riesgo es función de la amenaza y la vulnerabilidad, para fines cartográficos se definió la siguiente regla de decisión para determinar el nivel de riesgo para los elementos expuestos, la cual ha sido modificada del decreto 1626 de 2015.

Tabla 45. Regla de decisión para el riesgo individual. Modificado de Phoon (2008) citado por Alcaldía de Medellín (2015).

NIVEL DE AMENAZA	VULN. ALTA	VULN. MEDIA	VULN. BAJA
ALTA	ALTO	ALTO	MEDIO
MEDIA	ALTO	MEDIO	BAJO
BAJA	BAJO	BAJO	BAJO

La regla de decisión utiliza los valores de los rangos de amenaza y vulnerabilidad definida en los componentes anteriores. De igual manera, en función de determinar la probabilidad de que se generen daños y su magnitud a partir de la vulnerabilidad y el fenómeno amenazante, se realizará la estimación de la probabilidad anual para la amenaza. Para el caso de los movimientos en masa esta probabilidad anual está en función de los periodos de retorno de los eventos de lluvia que tienen una incidencia sobre los movimientos en masa y de los sismos, para el cual se trabajó con el periodo de retorno de 475 años. Para la amenaza por inundaciones y en función del periodo de retorno de 100 años. El valor de la amenaza se multiplica con la vulnerabilidad y de esta manera se obtiene el indicador de riesgo por elemento expuesto.

3.5.2 RIESGO POR POLÍGONO

Para realizar la evaluación de riesgo por polígono para movimientos en masa, se revisaron varias metodologías como la de Cardinali et al., (2002) y de Fell y Hartford (1997). Finalmente, a partir de los posibles escenarios y de integrar la magnitud de la amenaza, que depende de la velocidad y la profundidad, con la probabilidad de que se presente el fenómeno: obtenida de la amenaza o del análisis de estabilidad, se elaboró la siguiente regla de decisión. Es de anotar que la condición de mitigabilidad de una zona está en función no solo de las características de la amenaza y la vulnerabilidad, sino de la relación costo beneficio.

Tabla 46. Regla de decisión para el riesgo por polígono para movimientos en masa.

Factores	Magnitud de la amenaza	Amenaza según factores seguridad	Índice de vulnerabilidad (Edificaciones)	Zona de riesgo por movimientos en masa
Velocidad Alta / Profundidad Alta	Muy Alta	Alta	1 .0	Extremadamente alto/No Mitigable/Soluciones Alto Costo
Velocidad Alta / Profundidad Alta	Muy Alta	Media	1 .0	Riesgo Alto
Velocidad Alta / Profundidad Alta	Muy Alta	Baja	1 .0	Bajo
Velocidad Media - Baja /Profundidad Alta	Alta	Alta	0 , 6	Riesgo Alto
Velocidad Media - Baja /Profundidad Alta	Alta	Media	0 , 6	Medio
Velocidad Media - Baja /Profundidad Alta	Alta	Baja	0 , 6	Bajo
Velocidad Media -Alta/Profundidad Media	Alta	Alta	0 .7	Riesgo Alto
Velocidad Media -Alta/Profundidad Media	Alta	Media	0 .7	Riesgo Alto
Velocidad Media -Alta/Profundidad Media	Alta	Baja	0 .7	Bajo
Velocidad Baja/Profundidad Media	Media	Alta	0 , 5	Riesgo Alto
Velocidad Baja/Profundidad Media	Media	Media	0 , 5	Medio
Velocidad Baja/Profundidad Media	Media	Baja	0	Bajo

Factores	Magnitud de la amenaza	Amenaza según factores seguridad	Índice de vulnerabilidad (Edificaciones)	Zona de riesgo por movimientos en masa
			5	
Velocidad Alta/Profundidad Baja	Media	Alta	0 . 4	Medio
Velocidad Alta/Profundidad Baja	Media	Media	0 . 4	Medio
Velocidad Alta/Profundidad Baja	Media	Baja	0 . 4	Bajo
Velocidad Media - Baja / Profundidad Baja	Baja	Alta	0 . 1	Medio
Velocidad Media - Baja / Profundidad Baja	Baja	Media	0 . 1	Bajo
Velocidad Media - Baja / Profundidad Baja	Baja	Baja	0 . 1	Bajo

La metodología de riesgo por polígono se aplica a las zonas de amenaza definidas con anterioridad, determinando para cada una la velocidad y la profundidad media de los movimientos, estos parámetros en conjunto nos definen la magnitud de la amenaza. Para la probabilidad del fenómeno amenazante tomamos los resultados de los análisis de estabilidad. En otras palabras, se determina para cada zona cuál es la profundidad y la velocidad de los movimientos que se pueden presentar y cuál es su probabilidad real de generación.

En el cálculo por polígono no se utilizan los valores de vulnerabilidad obtenidos en el ejercicio por construcción, el índice de vulnerabilidad que se muestra en la tabla anterior, son los daños probables que sufriría una construcción en caso de que ocurra un evento de determinada magnitud.

La profundidad de los movimientos en masa se obtiene de los análisis de estabilidad, mientras que la velocidad se calcula utilizando la expresión:

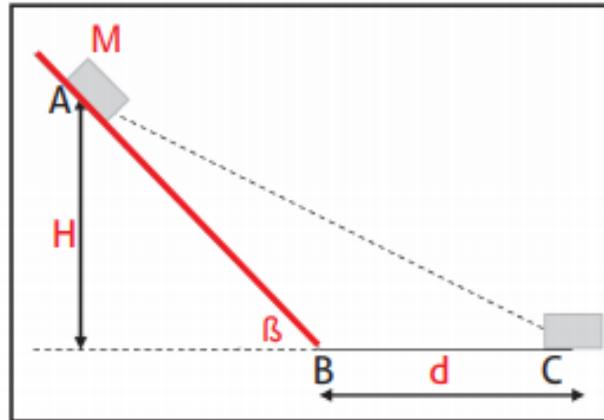


Figura 19. Diagrama de fuerzas bloque deslizante (SGC, 2015).

Donde,

β es la inclinación del territorio.

ϕ es el ángulo de fricción interna en el talud (A-B).

g es la aceleración de la gravedad.

De esta manera, la velocidad desarrollada por la masa deslizada mientras baja por el tramo A-B (Figura 20) está definida por la siguiente ecuación (SGC, 2015):

$$V_{AB} = \sqrt{2Hg \left(1 - \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \right)}$$

Estos dos parámetros, magnitud y probabilidad de la amenaza, se combinan en la regla de decisión generando un criterio para determinar la zona de riesgo. Ahora bien, el nivel de mitigabilidad está en función de la relación de los elementos expuestos, específicamente de su cantidad y calidad, con los costos de las obras de mitigación; por lo tanto, la definición de mitigabilidad debe hacerse de manera particular para cada polígono estudiado y no obedece a una regla de decisión fija.

Para el caso de avenidas torrenciales, todas las áreas de amenaza alta afectadas por este fenómeno serán catalogadas como de riesgo no mitigable, para las zonas de amenaza media se debe evaluar la relación costo beneficio de los elementos expuestos respecto de las obras de mitigación para definir su nivel de mitigabilidad.

Esto debido a que las velocidades alcanzadas por este tipo de flujos ponen en riesgo a la totalidad de las construcciones que se localicen en estas áreas.

Para la inundación, el riesgo por polígono se definirá en función de la velocidad del flujo y la altura de la lámina de agua, tomando como base La Metodología para la formulación de

Planes Integrales de Ordenamiento y Manejo de Cuencas (Universidad Nacional de Colombia et al., 2003) (Figura 20).

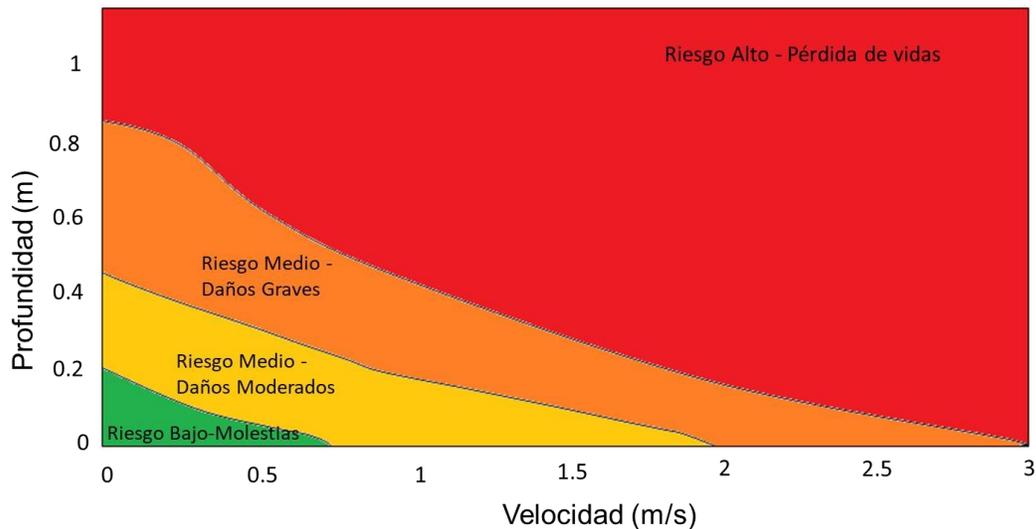


Figura 20. Tipo de daños de acuerdo a valores de velocidad y profundidad del flujo. (Universidad Nacional de Colombia et al., 2003).

El grado de mitigabilidad estará en función de la relación costo beneficio de los elementos expuestos respecto a las obras de reducción del riesgo.

3.6 RECOMENDACIONES

3.6.1 PROPUESTAS DE MANEJO GENERALES

Basados en los diferentes análisis realizados durante el diagnóstico interdisciplinario, se postulan las diferentes alternativas de intervención general, las cuales apuntan al manejo de las aguas superficiales, a los cortes sobre los taludes, a los servicios públicos, a las condiciones constructivas de los diferentes sectores, entre otras.

3.6.2 PROPUESTA DE ESTABILIZACIÓN

De acuerdo con los resultados de los análisis de estabilidad y las condiciones geológico-geomorfológicas se plantearán las obras para garantizar la estabilidad del área de estudio y reducir la amenaza y consecuentemente el riesgo. Se realizará el análisis de estabilidad nuevamente con las obras propuestas con el fin de validar y/o ajustar las recomendaciones planteadas.

3.6.3 DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS

De acuerdo con los análisis hidrológico e hidráulico realizados y la evaluación del riesgo, se recomendarán las obras necesarias para los puntos críticos encontrados.

3.6.4 DISEÑO GEOTÉCNICO DE OBRAS PUNTUALES

De acuerdo con los análisis de riesgo realizados se recomendarán las obras geotécnicas (estructurales y no estructurales) necesarias para mitigar los riesgos por movimientos en masa. De igual manera se realizará el diseño geotécnico de las obras hidráulicas.

3.6.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS PUNTUALES

Las obras puntuales serán diseñadas estructuralmente y serán calculados los costos de las mismas, esto con el objeto de que el municipio pueda dimensionar el costo de las intervenciones en dichos sitios.

4. TOPOGRAFIA

Se realizó el levantamiento topográfico del área de estudio, en el mes de noviembre de 2021. Este análisis contó con información de detalle de curvas de nivel cada 1 m, los canales de las quebradas que drenan por el área de estudio, las construcciones, las líneas vitales, entre otros. En la siguiente figura se puede observar con mayor detalle los elementos que conforman este levantamiento:

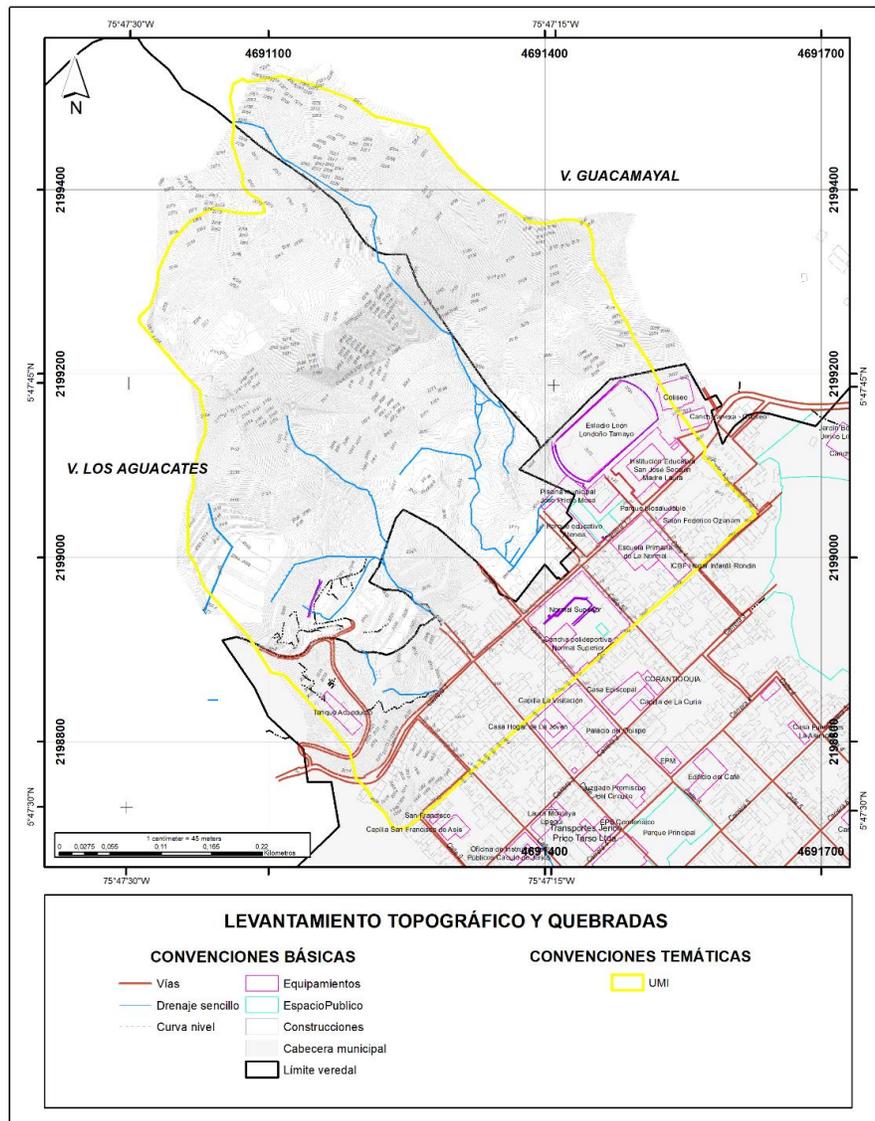


Figura 21. Levantamiento topográfico en el área de estudio.

5. REVISIÓN DE INFORMACIÓN SECUNDARIA

Para la elaboración de este documento, se tuvo en cuenta la información secundaria recopilada en varias instituciones, tales como el Departamento Administrativo para la gestión del riesgo de desastres de Antioquia (DAGRAN), Corantioquia, Servicio Geológico Colombiano, Unidad Nacional para la Gestión del Riesgo de Desastres y la Alcaldía Municipal. La información utilizada se sintetiza a continuación, donde se indica cuáles son los datos más relevantes y de utilidad para el proyecto.

Tabla 47. Listado de estudios consultados. Fuente: elaboración propia.

Título	Geología de la Plancha 166 – Jericó. Escala 1:100.000 con su correspondiente memoria explicativa
Autor (es)	Calle, B; González, H; De la peña, R; Escorce, E; Durango, J. (INGEOMINAS)
Año	1980
Localización de referencia: Departamentos de Antioquia y Caldas	
<p>Resumen: Este mapa muestra la representación gráfica de las diferentes unidades geológicas que afloran en el área de la plancha 166 y los tipos de contacto entre ellas a una escala 1:100.000. Igualmente refleja las estructuras tectónicas como pliegues y fallas. La memoria explicativa de la misma presenta la descripción estratigráfica de las unidades cartografiadas, así como su relación y evolución regional, además de evaluar la presencia de depósitos minerales que puedan revestir algún tipo de interés económico. El trabajo se basa en la toma de información primaria directa en campo junto con un análisis de la información existente en estudios anteriores realizados por INGEOMINAS, en investigaciones y tesis de grado de las universidades.</p> <p>Esta plancha cubre un área de 1920 Km² en los departamentos de Antioquia y Caldas, comprendiendo parte de la Cordillera Central, Occidental y la zona del Cauca. Las rocas más antiguas se extienden hacia el costado oriental, en una zona de tectonismo intenso asociado a la Falla de Romeral. En esta misma zona, se desarrollaron varios procesos de sedimentación y volcanismo que generaron la Formación Quebradagrande sobre la cual se asienta la zona de estudio. A finales de Cretáceo se produce una fuerte orogenia que interrumpe la sedimentación marina favoreciendo la continentalización de la Formación Quebradagrande y el levantamiento de la cordillera occidental. Este levantamiento favorece la formación de la fosa del Cauca y con ella la sedimentación de la Formación Amagá, correspondiente a la unidad geológica predominante al norte del municipio de Jericó.</p>	
<p>Observaciones: Este mapa permite la identificación de las características geológicas a escala regional a partir de las cuales se amarran los a niveles más detallados para el análisis particular de la zona de estudio. Igualmente corresponde a un insumo para la caracterización estratigráfica y estructural de la zona, y la definición de la evolución geológica de la zona de estudio.</p>	

Título	Mapa geomorfológico, de amenazas y áreas degradadas en la jurisdicción de Corantioquia
---------------	--

Autor (es)	Corantioquia
Año	2002
Localización de referencia: Jurisdicción de Corantioquia	
<p>Resumen: Este mapa representa la geomorfología de los municipios que conforman la jurisdicción de Corantioquia, entre ellos el municipio de Jericó, organizada de forma jerárquica a escala 1:100.000, donde se tienen en cuenta el origen de las unidades. Además, se presenta el mapa de amenazas y áreas degradadas, donde se señalan las áreas prioritarias para la intervención de la corporación.</p>	
<p>Observaciones: La jerarquización establecida en el mapa geomorfológico de Corantioquia permite la identificación de las características geomorfológicas a escala regional a partir de las cuales se amarran los a niveles más detallados para el análisis particular de la zona de estudio.</p>	

Título	Cartografía geológica de las vulcanitas de la Formación Combia en un área de 200 km ² entre los municipios de Jericó y Pueblorrico
Autor (es)	Tejada, M; Betancourt J. (INGEOMINAS)
Año	2006
Localización de referencia: Municipios de Jericó y Pueblo rico	
<p>Resumen: En este estudio se realiza la cartografía geológica a escala 1:25000 de un área de 200 Km² en los alrededores de los municipios de Jericó y Pueblorrico, Antioquia, correspondiente a la zona conformada por la Formación Amagá de edad oligoceno, la Formación Combia de edad miocena y depósitos cuaternarios. Se describen sus relaciones estructurales y litológicas como también sus características petrográficas.</p> <p>Para el desarrollo de este trabajo se realizó la recopilación de información bibliográfica acerca de la geología de la región, posteriormente se georreferenciaron e interpretaron las fotografías aéreas e imágenes satelitales Landsat TM con el fin de obtener un mapa geológico digital preliminar. Luego se llevaron a cabo tres comisiones de campo de 15 días cada una, en las cuales se realizó la recolección de datos, muestras de mano para la realización de estudios petrográficos y cartografía de la zona. Finalmente con los datos recolectados en las fases anteriores se elaboró el mapa geológico final, y el correspondiente informe</p>	
<p>Observaciones: Este mapa presenta una descripción geológica a una escala un poco más detallada, 1:25.000 que permite identificar composicionalmente las rocas y depósitos piroclásticos de la Formación Combia con el fin de definir unidades cartográficas menores para la zona de estudio, además de contar con caracterización petrográficamente de las unidades geológicas por medio del análisis de muestras colectadas en campo</p>	

Título	Mapa Geomorfológico Aplicado a Movimientos en Masa Plancha 166 Jericó y su correspondiente memoria explicativa
Autor (es)	SGC - UTC
Año	2014
Localización de referencia: Departamentos de Antioquia y Caldas	

Resumen: Presenta la cartografía geomorfológica y describe las características, rasgos y atributos geomorfológicos, representados a una escala de 1: 100.000, localizados en el área de la Plancha 166 Jericó. La metodología utilizada se fundamenta en la obtención del mapa geomorfológico analítico, en donde se resalta, la génesis y los procesos morfodinámicos prevalecientes en la zona de estudio. Se destaca que esta información cartográfica geomorfológica se constituye en la base para la evaluación de la zonificación de amenaza por movimientos en masa.

La elaboración de la cartografía geomorfológica sigue los lineamientos establecidos por el SGC en el documento: “Propuesta metodológica sistemática para la generación de mapas geomorfológicos analíticos aplicados a la zonificación de amenaza por movimientos en masa escala 1:100.000” y requirió el procesamiento de información primaria que contribuyera con la interpretación preliminar de unidades, además de sesiones de campo que permitieron ajustar y corroborar las unidades geomorfológicas cartografiadas.

Observaciones: Este mapa permite la identificación de las características geomorfológicas a escala regional a partir de las cuales se amarran los a niveles más detallados para el análisis particular de la zona de estudio.

Título	Zonificación de la susceptibilidad y la amenaza relativa por movimientos en masa escala 1:100.000 Plancha 166 Jericó y su correspondiente memoria explicativa
Autor (es)	SGC - UTC
Año	2014

Localización de referencia: Departamentos de Antioquia y Caldas

Resumen: Presenta la zonificación de la susceptibilidad y amenaza relativa por movimientos en masa y la memoria explicativa correspondiente sobre la Plancha 166 – Jericó del IGAC escala 1:100.000, implementando los parámetros y lineamientos estipulados en el “Documento metodológico de la zonificación de susceptibilidad y amenaza relativa por movimientos en masa escala 1:100.000” del Servicio Geológico Colombiano - SGC (2012). Este mapa se genera a partir de los insumos de geología, cobertura de la tierra y suelos edáficos suministrados por el Servicio Geológico Colombiano y la geomorfología generada a la misma escala, además del levantamiento en campo de procesos morfodinámicos, donde se aplica la metodología heurística, es decir, a partir del conocimiento de expertos, teniendo en cuenta la escala de trabajo y la limitación en la consecución de la información que definen factores como magnitud, intensidad y frecuencia temporal del evento. Por lo tanto, la zonificación obtenida identifica las regiones en las cuales se esperarían movimientos en masa de laderas potencialmente dañinos, a partir de la aplicación de los factores detonantes sismo y lluvia a la zonificación de la susceptibilidad del terreno a los movimientos en masa

Observaciones: Para este caso, con una escala de trabajo 1:100.000, la zonificación regional se convierte en una herramienta informativa que permite identificar zonas de interés especial dentro del análisis particular a desarrollar en la zona. Se destaca que la zona de estudio se clasifica en este mapa como de amenaza alta por movimientos en masa.

Título	Actualización del mapa de amenazas por movimientos en masa a escala 1:100.000 para veintinueve municipios de oficinas territoriales Cartama, Citará, Aburrá Sur y Hevécicos (parcial), jurisdicción de Corantioquia
---------------	---

Autor (es)	Corantioquia – Universidad Eafit
Año	2015
Localización de referencia: Suroeste Antioqueño	
<p>Resumen: Presenta la zonificación de amenaza por movimientos en masa a escala 1:100.000 para 29 Municipios de la jurisdicción de Corantioquia, llevado a cabo a partir de la actualización de los procesos morfoodinámicos de la zona de estudio mediante el análisis de fotografías aéreas a escalas 1:10.000, el cálculo de las variables condicionantes para el modelo de amenazas por movimientos en masa las cuales corresponden a la geología, la densidad de fracturamiento, la geomorfología y las coberturas a partir de información suministrada por CORANTIOQUIA, y la pendiente, la rugosidad, el relieve relativo y la curvatura, a partir del modelo de elevación digital-DEM; la generación de mapas de detonante lluvia y estructuración del detonante sismo y la definición del modelo de amenazas del área de estudio por medio de un método estadístico bivariado, con base en las variables condicionantes y variables detonantes</p>	
<p>Observaciones: Para este caso, con una escala de trabajo 1:100.000, la zonificación regional se convierte en una herramienta informativa que permite identificar zonas de interés especial dentro del análisis particular a desarrollar en la zona. Se destaca que la zona de estudio se clasifica en este mapa como de amenaza alta por movimientos en masa.</p>	

Título	Estudio geológico, geotécnico, hidrológico, hidráulico y diseños de obras de estabilización de la zona inestable “los aguacates”, municipio de Jericó, departamento de Antioquia
Autor (es)	Geoingeniería SAS
Año	2017
Localización de referencia: Municipio de Jericó, sector Los Aguacates	
<p>Resumen: El proyecto corresponde a los estudios y diseños de la zona inestable denominada Los Aguacates, localizada en el costado noroccidental del área urbana del municipio de Jericó. En este sector se presentaba un deslizamiento que venía afectado la zona de tiempo atrás y que había evolucionado hasta el punto de generar flujos de lodos que escurren por la ladera hacia la cuenca de la quebrada Valladares y hacia el sector donde se ubicaba el antiguo Hotel Mirador.</p> <p>Este informe contiene las actividades ejecutadas y el análisis de la información obtenida en campo y laboratorio que permiten dar las recomendaciones pertinentes que ofrezcan solución a largo plazo a la problemática presentada en el tramo estudio, de manera eficiente tanto técnica como económicamente. Se incluye además el diagnóstico de la problemática, las soluciones planteadas y una compilación de todas las actividades geológicas – geotécnicas desarrolladas en campo y en oficina, que llevaron a las recomendaciones particulares para el sitio.</p> <p>En el sector de estudio para el año 2017 se presentaba una inestabilidad que afectaba terrenos que constituyen el piedemonte del denominado Cerro Las Nubes, en donde se observaban asentamientos, escarpes y agrietamientos profundos que alcanzaron amplitudes de orden decimétrico. La zona inestable había venido incrementando el área de afectación, a raíz de los diferentes periodos de lluvia que ocasionaron la formación de un escarpe principal que alcanzaba alturas hasta de 7 metros, generando una superficie plana, lisa, de inclinación casi vertical</p>	

Observaciones: Este estudio se constituye en un insumo básico debido a que corresponde a un estudio particular llevado a cabo en la zona de estudio, donde se describen las condiciones geológicas, geomorfológicas y estratigráficas locales, además contar con exploración de campo que permite contar con propiedades índices de las formaciones superficiales del sector. Finalmente, a partir de la realización de análisis de estabilidad se definen las alternativas de solución

Este informe nos permite conocer cuáles eran las condiciones particulares de la zona en el 2017, antes de las intervenciones llevadas a cabo en la actualidad, además de que los registros de perforaciones y los análisis de laboratorio igualmente se pueden emplear como complemento a la exploración propuesta en el presente informe.

Título	Proyecto de revisión y ajuste del Plan básico de ordenamiento territorial del Municipio de Jericó
Autor (es)	Alcaldía de Jericó – Universidad EAFIT
Año	2018

Localización de referencia: Municipio de Jericó

Resumen: Corresponde a el diagnóstico territorial y el documento de formulación, con la correspondiente cartografía del proceso de revisión y ajuste del PBOT, llevado a cabo en el año 2018, donde en el marco de la revisión se llevan a cabo los estudios básicos. Este informe presenta el componente de diagnóstico el desarrollo metodológico y los resultados obtenidos de la zonificación de amenazas por movimientos en masa, inundaciones y avenidas torrenciales a escala 1:10.000 para el suelo rural y 1:2000 para la zona urbana, para establecer las áreas con condición de riesgo y amenaza, de acuerdo con las requerimientos y escalas definidas por Decreto Nacional 1077 de 2015, que incorpora la gestión del riesgo en el ordenamiento territorial, esto con el objetivo de implementar la primera etapa de la gestión del riesgo, correspondiente al conocimiento del riesgo. En el componente de formulación se plantean los criterios de manejo para las áreas definidas, adaptándolo a los fines del ordenamiento, en la medida en que el riesgo condiciona el uso del suelo y es una determinante del ordenamiento territorial.

Observaciones: Este proceso de revisión del PBOT definió la zona analizada como zonas con condiciones de riesgo y las zonas de amenaza alta, que deben ser objeto para la elaboración de los estudios de riesgo o de amenaza de detalle que definan su mitigabilidad o no. Dichos estudios, determinarán la posibilidad de desarrollo del suelo o su permanencia dentro de la categoría de suelo de protección.

A pesar de que este proceso de revisión no surtió todo su proceso, la información técnica allí recopilada corresponde a un insumo importante para la definición de variables requeridas para el actual análisis como lo es las condiciones geológicas y geomorfológicas locales, la cartografía de los procesos morfodinámicos y la zonificación de amenazas por movimientos en masa. En este informe igualmente se presenta una caracterización general de la problemática asociado a la insuficiencia hidráulica asociado a los cuerpos de agua que descienden del cerro Las Nubes.

Título	Actualización del “Estudio Geológico, Geotécnico, Hidrológico, Hidráulico y Diseños de Obras de Estabilización de la Zona Inestable “Los Aguacates”, Municipio De Jericó, Departamento De Antioquia
---------------	---

Autor (es)	CYB Constructores - INCIGAM
Año	2020
Localización de referencia: Municipio de Jericó, sector Los Aguacates	
<p>Resumen: Este informe corresponde a una actualización del estudio llevado a cabo en el año 2017, esto debido a que en el día 4 de noviembre de 2019 se presentaron múltiples eventos de movimientos en masa en las laderas del Cerro Las Nubes, producto del intenso periodo invernal que afectó la zona. Estos hechos ocasionaron flujos de lodo y tierra, algunos de los cuales afectaron la zona urbana y los principales drenajes que cruzan el municipio.</p> <p>Teniendo en cuenta que las intervenciones propuestas por Geo Ingeniería SAS no se lograron ejecutar en el sitio antes del evento ocurrido en noviembre de 2019 y considerando además que los periodos invernales posteriores a la ejecución del estudio, pudieron modificar las condiciones en el sitio, por lo que fue necesario actualizar, revisar y ajustar las recomendaciones presentadas en dicho informe. Así, el presente informe contempla una revisión del estudio presentado por Geo Ingeniería SAS, realizando los ajustes y adiciones que se consideraron pertinentes bajo las condiciones del sitio de estudio, generando recomendaciones pertinentes para el manejo de la problemática que se presenta en la zona</p> <p>Para lograr estos alcances, se adelantó una serie de trabajos de campo e investigaciones de laboratorio, levantamiento topográfico, así como análisis de ingeniería que permitieron actualizar y ajustar las conclusiones y recomendaciones dadas en el estudio anterior. Como insumos de los trabajos a ejecutar en este nuevo estudio se contempló realizar el levantamiento topográfico de la zona de trabajo, considerando las modificaciones geomorfológicas que ha presentado el sector por la ocurrencia de los periodos invernales. Igualmente, se llevó a cabo un trabajo de exploración del subsuelo, mediante la ejecución de 3 sondeos adicionales, que buscaba corroborar las hipótesis de trabajo planteadas por el anterior estudio y ajustar si fuese necesario la interpretación estratigráfica para los análisis de estabilidad requeridos. Otro de los aspectos a realizar dentro del alcance del presente estudio consistió en revisar y ajustar el estudio hidrológico e hidráulico para proponer si es del caso, la modificación de la obra de cruce sobre la quebrada Valladares, en la vía que conduce del área urbana de Jericó a la vereda Los Aguacates, de la cual se entregarán planos para construcción. Con base en la información previa del año 2017 y la información obtenida en esta etapa, se realizaron nuevamente los análisis de estabilidad y se propusieron las obras y acciones necesarias para mejorar las condiciones de estabilidad del sector evaluado.</p> <p>Observaciones: Este estudio se constituye en un insumo básico debido a que corresponde a un estudio particular llevado a cabo en la zona de estudio, donde se describen las condiciones geológicas, geomorfológicas y estratigráficas locales, además contar con exploración de campo que permite contar con propiedades índices de las formaciones superficiales del sector. Finalmente, a partir de la realización de análisis de estabilidad se definen las alternativas de solución</p> <p>Este informe nos permite conocer cuáles eran las condiciones particulares de la zona en el 2020, como fue su evolución hasta la fecha, además de que los registros de perforaciones y los análisis de laboratorio igualmente se pueden emplear como complemento a la exploración propuesta en el presente informe.</p>	

Título	Estudio geotécnico para la construcción de un tanque para almacenamiento de agua potable, municipio de Jericó, Antioquia
Autor (es)	INCIGAM
Año	2021

Localización de referencia: Municipio de Jericó, sector Los Aguacates

Resumen: Este estudio presenta la caracterización geotécnica del subsuelo donde se contempla la construcción un tanque para el almacenamiento de agua potable en el municipio de Jericó, como parte de la ampliación de la capacidad de respuesta para atender las necesidades de dicha población. El estudio comprende la identificación de los materiales que conforman el subsuelo donde se proyecta la construcción, determinando además la capacidad de carga del suelo, los asentamientos teóricos esperados y el tipo de cimentación adecuado según las propiedades del material, así como determinar la necesidad del tipo de estructura de contención requerido para la implantación del tanque, dado que este se ubicará a media ladera y se requiere un corte del talud. Finalmente, se analiza la estabilidad general del talud, tanto en las condiciones previas o actuales como en las proyectadas. El estudio entrega la descripción detallada de las actividades realizadas tanto en campo como en oficina y la metodología empleada que permitieron dar las conclusiones correspondientes, entre las que se encuentran recomendaciones sobre el tipo de cimentación, la capacidad portante del suelo, profundidad de desplante, los parámetros para el diseño de las estructuras de contención y los análisis de estabilidad que verifican la estabilidad general de la ladera.

Observaciones: Este estudio se constituye en un insumo importante debido a que corresponde a un estudio de suelos particular llevado a cabo en la zona de estudio, donde se describen las condiciones geológicas, geomorfológicas y estratigráficas locales, además contar con exploración de campo que permite contar con propiedades índices de las formaciones superficiales del sector.

De este estudio se destaca que se cuenta con los registros de perforaciones y los análisis de laboratorio igualmente se pueden emplear como complemento a la exploración propuesta en el presente informe.

Título	Informes de asesoría técnica DAGRAN
Autor (es)	DAGRAN
Año	2019 - 2021
Localización de referencia: Municipio de Jericó	
<p>Resumen: Corresponde a los informes de asesoría técnica llevados a cabo por personal de DAGRAN entre el 2019 y el 2021, relacionados con los eventos ocurridos en el 2019, donde se realizan recorridos de inspección visual, seguimiento y acompañamiento en relación con las intervenciones correctivas y prospectivas ejecutadas para reducir las condiciones de amenaza por movimiento en masa y/o avenida torrencial, la vulnerabilidad de los elementos expuestos y prevenir situaciones de riesgo existentes en la zona.</p>	
<p>Observaciones: Estos informes nos permiten conocer las características del evento ocurrido y el seguimiento que se ha dado a la zona por parte del DAGRAN.</p>	

Título	Cartografía geológica y caracterización geoquímica preliminar de la formación Combia en los alrededores de Jericó y Pueblorico, departamento de Antioquia - Colombia
Autor (es)	Tejada, M; Betancourt, J; Nivia, A; Weber, M; Gómez, J.
Año	2007
Localización de referencia: Alrededores de Jericó y Pueblorico	
Resumen: Caracterización geológica y geoquímica de la Formación Combia.	
Observaciones: Presenta las características litológicas de la formación Combia en la zona de estudio. La cual es de interés para la clasificación de las unidades hidrogeológicas regionales.	

Título	Plan de ordenamiento del recurso hídrico del río Piedras
Autor (es)	CORANTIOQUIA
Año	2014
Localización de referencia: Jericó	
Resumen: Se detallan aspectos técnicos tales como la estimación de la demanda, la oferta, calidad y usos del recurso hídrico. La zona de estudio se localiza en la parte norcentral de la cuenca de interés del PORH, específicamente en la subcuenca de la quebrada El Matadero.	
Observaciones: Este informe permite conocer las características regionales del recurso hídrico en la zona de interés.	

Título	Estudio Nacional de Agua – ENA 2014
Autor (es)	IDEAM
Año	2014
Localización de referencia: Colombia	
Resumen: Incluye delimitación de provincias hidrogeológicas y sistemas acuíferos en Colombia.	
Observaciones: La zona de interés está situada sobre en lo que en el mismo estudio se denomina el alto estructural, que corresponden a barreras impermeables a escala nacional, pero que, a nivel local, pueden albergar sistemas acuíferos	

Título	Evaluación Regional del Agua en la Jurisdicción de Corantioquia.
Autor (es)	Gotta Ingeniería S.A.S. (CORANTIOQUIA)
Año	2016
Localización de referencia: Antioquia	
Resumen: Información general sobre el recurso hídrico superficial y subterráneo en la jurisdicción de Corantioquia.	
Observaciones: En la zona de interés no se reporta la presencia de sistemas acuíferos	

Título	Plan Municipal de Gestión del Riesgo de Desastres
Autor (es)	Alcaldía de Jericó
Año	2017
Localización de referencia: Jericó	
Resumen: El documento contiene la formulación de la gestión del riesgo del municipio para priorizar, programar, ejecutar acciones y contribuir al desarrollo social, económico y ambiental sostenible del municipio por medio de la reducción del riesgo asociado con los fenómenos de origen natural y antrópico, así como la prestación efectiva de los servicios de respuesta y recuperación en caso de desastre por parte de las entidades de la Administración municipal, como parte del ordenamiento territorial y del desarrollo. .	
Observaciones: El Plan Municipal de Gestión del Riesgo, pretende orientar y optimizar el uso de recursos enfocados en mitigar el riesgo, buscando disminuir la vulnerabilidad de las comunidades frente a ciertos factores de orden natural o antrópico. Se identifican y listan las amenazas, presentando una consolidación y priorización de escenarios de riesgo.	

Título	Estudio de Impacto Ambiental (EIA) del proyecto Minera de Cobre Quebradona
Autor (es)	Anglo Gold Ashanti – Integral S.A
Año	2019
Localización de referencia: Jericó	
Resumen: Se presenta la información hidrogeológica enfocada a la identificación y caracterización del agua subterránea y las unidades hidrogeológicas presentes en la zona.	
Observaciones: En el informe se detallan las características hidrogeológicas regionales, que incluye el casco urbano del municipio de Jericó	

Título	Definición de zonas de descarga hídrica por medio de análisis geomorfológico e imágenes térmicas en la cuenca del río Piedras, Jericó-Antioquia
Autor (es)	Arias, S; Betancourt, J
Año	2021
Localización de referencia: Jericó	
Resumen: Proyecto de grado en el que se pretende delimitar zonas de descarga de aguas subterráneas para la cuenca del río Piedras con el uso de imágenes térmicas, geomorfología y estructuras.	
Observaciones: Estudio de interés para la delimitación de las zonas de recarga en el municipio de Jericó.	

Título	Diagnóstico ambiental de la cuenca de la quebrada Las Cruces, ubicada entre los municipios de Tarso y Jericó, Antioquia
Autor (es)	Arbolado G. Gloria María
Año	2006
Localización de referencia: Jericó y Tarso	
Resumen: Se presenta el diagnóstico ambiental de la cuenca de la quebrada Las Cruces cuyo fin es la utilización óptima de los recursos naturales, para así asegurar su permanencia, aumentar la calidad de vida de la población y permitir un rendimiento socioeconómico. El estudio abarca tanto la parte social y económica como la biofísica, componente que permite conocer la capacidad del medio para sostener las actividades sin degradarse, siendo el criterio más importante en el momento de fijar la intensidad de los usos del suelo y de mantener su potencial productivo para la población actual y las generaciones futuras.	
Observaciones: Se presentan análisis de clima, geología, geomorfología, hidrología y análisis de amenaza de la zona de estudio.	

6. CARACTERÍSTICAS GENERALES

6.1 GEOLOGÍA REGIONAL

El Municipio de Jericó se encuentra ubicado en el límite oriental de la Cordillera Occidental, en donde afloran rocas desde el Terciario superior hasta el cuaternario, cuyo mayor predominio está asociado a la Formación Combia (Tmc), la cual corresponde a una unidad de origen volcanosedimentario, compuesta según Ingeominas (1980) por interestratificaciones de tobas, derrames eruptivos aglomerados, brechas, basaltos, andesitas, areniscas y conglomerados. Esta unidad corresponde al basamento rocoso de la mayor parte de la zona analizada, sin embargo, hacia la zona donde se localiza el área urbana esta unidad se encuentra cubierta por Depósitos de Vertiente de edad Cuaternaria asociados a antiguos movimientos en masa que se han desprendido de la parte alta de la ladera y se han depositado conformando amplias zonas de menor pendiente y aspecto irregular (Figura 22).

A continuación, se describen las características generales de las unidades presentes en el área de estudio y se observa el mapa geológico regional del municipio:

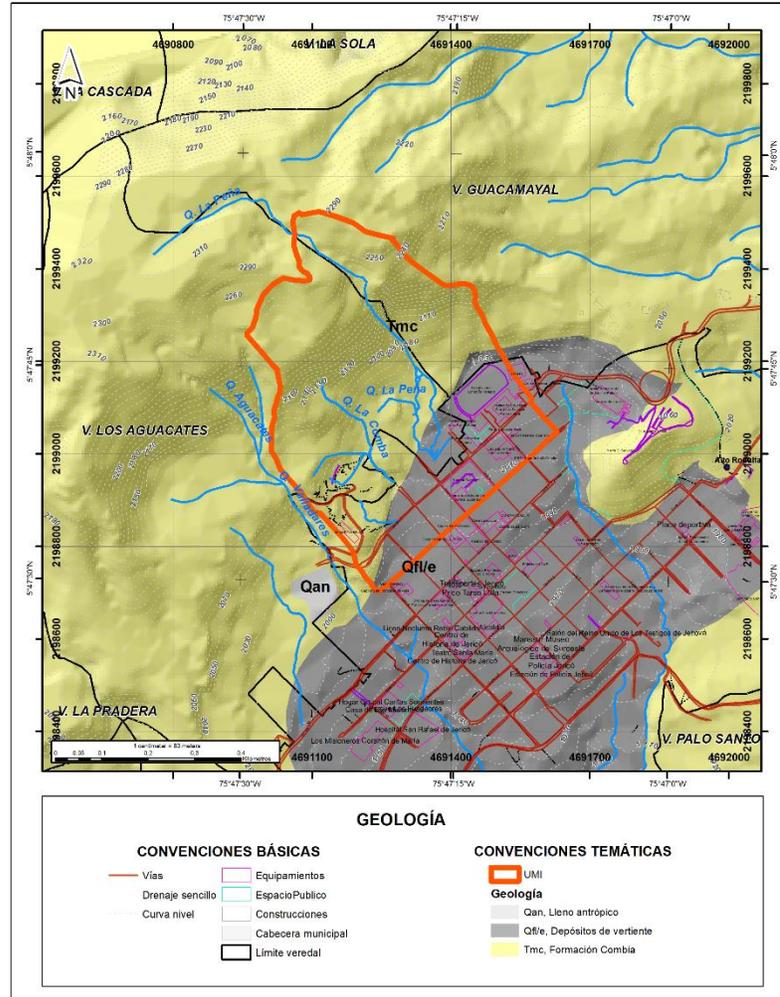


Figura 22. Mapa geológico regional. Fuente: tomado y modificado de revisión EOT (2019).

Formación Combia (Tmc):

Está formada por rocas volcanoclásticas que suprayacen discordantemente a la Formación Amagá en el Suroccidente de Antioquia. Esta formación está dividida en dos miembros (González, 1976): El Miembro Inferior de carácter volcánico presenta brechas aglomeráticas, derrames basálticos y diques andesíticos y el Miembro Superior de carácter volcanoclástico presenta predominio de epiclastitas mal consolidadas. Hacen parte de un vulcanismo fisural asociado a la margen occidental de subducción del país. Según la posición estratigráfica, se propone que el Miembro Volcánico se sitúa como base de la formación y más adelante, por procesos erosivos y asociados al margen tectónico del país, este miembro se erosionó y aportó a la formación del miembro sedimentario. A continuación, se describe de manera detallada las características de ambos miembros:

- **Miembro volcánico:** Se compone esencialmente de conglomerados con matriz tobácea, shales de color crema, areniscas tobáceas, tobas de cristales, tobas de

cenizas, aglomerados, brechas volcánicas y derrames de basalto y andesitas. Los aglomerados están compuestos por rocas volcánicas, con una matriz hipocristalina de composición andesítica, las tobas están compuestas por fragmentos cristalinos de augita, hornblenda, biotita, cuarzo, feldespatos caolinitizados, proporción variable de vidrio volcánico y fragmentos de rocas volcánicas. La mayor parte de los derrames eruptivos corresponden a basaltos feldespáticos. Es común observar niveles de autobrechas, sucedidos por niveles de lava maciza vesicular o amigdaloides, con vesículas rellenas de calcedonia, localmente diaclasados, exhibiendo bloques redondeados producto de meteorización esferoidal y en ocasiones, estructuras columnares (Calle y González, 1980).

- **Miembro Sedimentario:** Compuesto por sedimentos con aportes de material volcánico que se superponen a los distintos miembros de la Formación Amagá (Grosse, 1926; Calle y González, 1980). Litológicamente está constituido por interestratificaciones de conglomerados, brechas sedimentarias, areniscas de grano fino a medio y arcillolitas de color crema rojizo. En los conglomerados y brechas, los constituyentes son variados, abundando los cantos de basalto, andesitas, tobas y areniscas de la Formación Amagá (Calle y González, 1980). La Formación Combia ha sido considerada de edad Mioceno Tardío – Plioceno con base en las correlaciones realizadas por Van der Hammen (1958), a través de estudios fosilíferos y palinológicos, efectuados en la parte sur de la cuenca del Cauca y las dataciones realizadas por otros autores.

Depósitos de vertiente (Qv):

En el área de interés se presenta un conjunto de depósitos no litificados que están intercalados con las rocas antes descritas. Se encuentran depósitos que de acuerdo con las características que exhiben en cuanto a grado de consolidación, madurez y grado de incisión son considerados de edades al Cuaternario y por medio de las relaciones entre ellos son agrupados por eventos. En este grupo se encuentran depósitos de flujos de escombros y/o lodos.

Los depósitos que predominan corresponden a depósitos de vertiente, relacionados geomorfológicamente a pequeños peldaños en medio de la vertiente montañosa. Están constituidos por material fino del perfil de meteorización, mezclado con bloques de roca de forma angular a subangular. Estos depósitos se caracterizan por la variación en la relación matriz/bloques, la cual confiere el carácter de flujo de lodos o flujo de escombros a los eventos, y aunque esta proporción está muy relacionada con la fuente de donde se originaron los depósitos, también es frecuente encontrar una mezcla de ambos depósitos para un único evento. En términos generales se componen por un conjunto de bloques de roca que presentan diferentes grados de meteorización y están embebidos en una matriz más fina, por lo general arcilla o limo, que también puede estar meteorizada

En general, los depósitos de flujo de lodo y/o escombros se caracterizan por presentar grandes diferencias en el grado de meteorización y mezclas caóticas (fabrica aleatoria) de fragmentos de roca (principalmente de origen volcánico - sedimentario) que varían de tamaño grava a bloques, embebidos en una matriz arcillosa principalmente, con una relación matriz - clastos muy variable.

6.2 TECTÓNICA REGIONAL

El noroccidente colombiano está ubicado en una compleja zona tectónica, enmarcado por la convergencia de las placas de Nazca, Suramérica y Caribe. En los cuáles los principales sistemas de fallas del departamento de Antioquia se asocian al sistema Cauca-Romeral al este con dirección NE-SW y al sistema Palestina y Mulatos al este, con dirección NNE-SSW, coincidiendo con las direcciones generales de los sistemas tectónicos de la cadena Andina.

El municipio de Jericó se encuentra a nivel regional bajo la influencia del sistema de Fallas Cauca Romeral, a su vez presenta hacia el norte de este el trazo de la Falla de Arma, asociada a los sistemas de fallas de naturaleza transpresional del Mioceno Tardío que afectan las formaciones Amagá y Combia y conforman el control estructural del río Cauca en el tramo comprendido desde la desembocadura de los ríos Cartama y Poblano en el Sureste, hasta el río San Juan en el Noroeste.

6.3 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

El área de estudio se encuentra a escala regional y a nivel geomorfológico dentro de la unidad de relieve denominada *Planicie de Origen Volcánico Combia (PVC)* según el mapa geomorfológico, de amenazas y áreas degradadas de la jurisdicción de Corantioquia (Corantioquia et al., 2002). Esta unidad de relieve está relacionada con una antigua zona volcánica, la cual permitió la acumulación de importantes extensiones de sedimentos entre las cordilleras Central y Occidental. Sobre esta unidad se localiza la mayor parte del municipio de Jericó y presenta alturas promedio de 2300 m.s.n.m. además de variaciones asociadas a vertientes onduladas de media y baja inclinación y a unidades estructurales relacionadas con la estratificación de la Formación Combia (Figura 23).

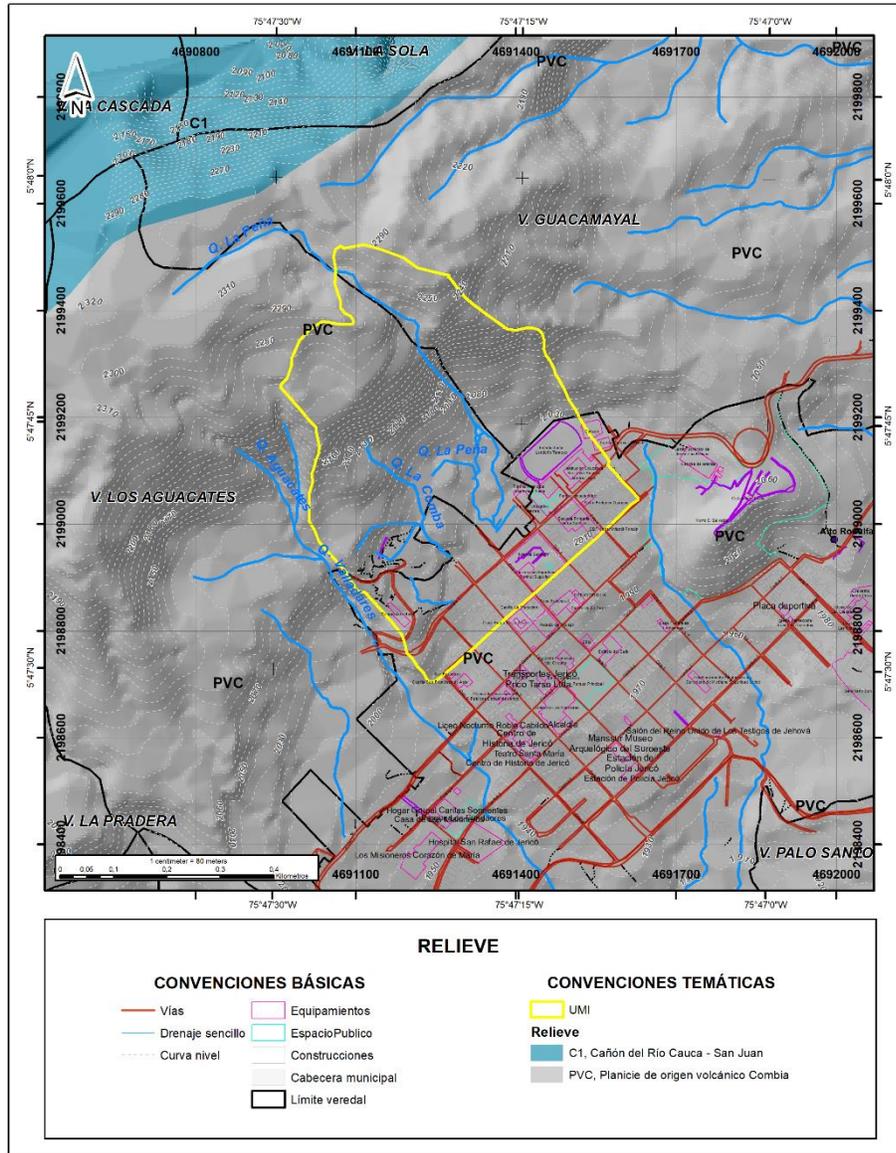


Figura 23. Mapa de unidades de relieve. Fuente: Corantioquia (2002).

Dentro de esta unidad de relieve, se definen dos unidades geomorfológicas que incluyen la zona de estudio, correspondientes a cerros estructurales y vertientes colinadas (Tabla 48).

Tabla 48. Unidades geomorfológicas encontradas a nivel regional en la zona de estudio asociadas a la unidad de relieve Planicie de origen volcánico Combia (Corantioquia et al., 2002).

Unidad de relieve	Unidad
Planicie de origen volcánico Combia (PVC)	Cerros estructurales (PVC-ce)
	Vertientes colinadas (PVC-vc)

Cerros estructurales (PVCce): Son cerros a alturas entre los 1800 y 2400 msnm, de topes planos a subredondeados amplios, unos son de base ancha como del alto de las nubes, sus vertientes en general tienen formas planas a convexas, inclinaciones entre 35 y 55° en algunas partes pueden superar los 55° como en las vertientes hacia la cabecera municipal Jericó, longitudes de 700 a 1000 m, Los valles tienen una sección transversal en forma de “V” abierta con bajo grado de incisión. Geológicamente corresponden a las rocas volcano sedimentarias de la formación Combia (Corantioquia et al., 2002).

Vertientes Colinadas (PVCvc): Localizadas en los valles del río Piedras y Frío en el municipio de Jericó. Corresponden a vertientes que presenta alturas entre los 1800 y 2100 msnm, inclinaciones entre 16 y 35°, aunque en el sector del casco urbano de Jericó, las pendientes aumentan hacia el río Piedras alcanzando hasta de 45°, son de formas convexas, conformando así una vertiente colinada, los valles tienen una sección transversal en forma de “V” abierta con una diferencia de altura de 20 a 50 m. En algunos sectores, en las márgenes de los ríos se aprecian colinas asiladas de la vertiente con alturas de 20 a 40 m, de topes redondeados estrechos, bases amplias, flancos convexas y de inclinaciones entre los 20 y 40°. Geológicamente se encuentran sobre las rocas volcano sedimentarias de la formación Combia (Corantioquia et al., 2002).

Igualmente, el Servicio Geológico Colombiano (SGC, 2014), desde el punto de vista regional a una escala 1:100.000, identifica que las unidades geomorfológicas de la zona corresponden a geoformas de origen denudacional cuya expresión morfológica está definida por la acción combinada de procesos de meteorización, erosión y transporte que remodelan y dejan remanentes de las unidades preexistentes y de igual manera, crean nuevas geoformas por la acumulación de sedimentos. Dentro de estas geoformas denudacionales, la cartografiada para la zona corresponde a la denominada “Ladera ondulada”, que corresponde a una superficie en declive de morfología alomada o colinada con pendientes inclinadas (6 – 10°) a muy inclinadas (11 – 15°) cuya longitud varía entre muy larga (1000 – 2500 m) a extremadamente larga (> 2500 m) de forma plana y convexa, el patrón de drenaje es subdendrítico a subparalelo, estas unidades presentan alturas que van desde los 250 a 600 m y un índice de relieve moderado a alto (Figura 24).

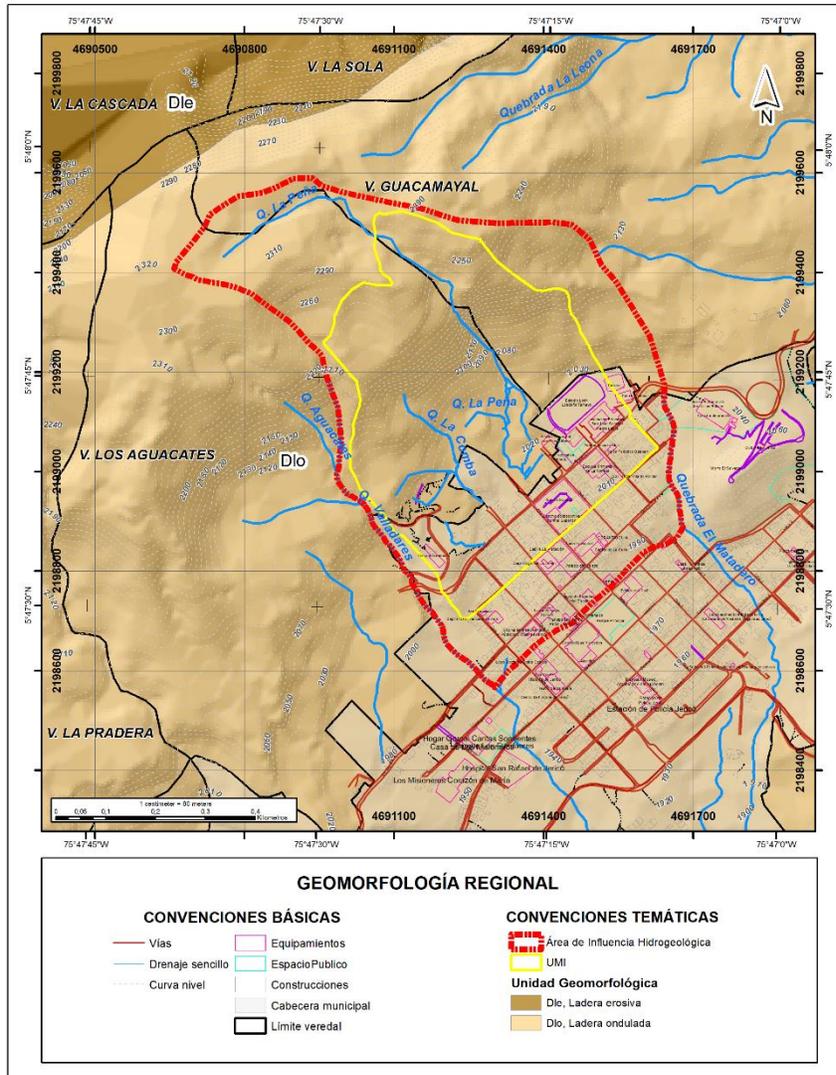


Figura 24. Unidad geomorfológica regional. Fuente: Tomado de SGC (2014).

7. CONDICIONES GEOLÓGICAS LOCALES DEL ÁREA DE ESTUDIO

7.1 DEFINICIÓN DE LA UNIDAD MORFODINÁMICA INDEPENDIENTE (UMI)

La unidad morfodinámica independiente (UMI) se define como aquella porción de terreno cuya estabilidad no depende del comportamiento de las zonas vecinas y complementariamente el caso inverso, es decir que presenta un comportamiento independiente de las unidades adyacentes. La delimitación de estas unidades morfodinámicas se fundamenta en la combinación de aspectos geomorfológicos e hidráulicos como son las divisorias de aguas, drenajes o expresiones geomorfológicas. La unidad o unidades morfodinámicas puede por lo general ocupar áreas de terreno mayor que el polígono de estudio, por lo cual será necesario evaluar las condiciones geológicas, geomorfológicas y geotécnicas de toda la unidad para determinar las afectaciones por fuera del polígono estudiado cuya influencia repercute negativamente en la estabilidad del mismo (Acuerdo Metropolitano 09 de 2012).

Teniendo en cuenta las características anteriormente referenciadas que definen la UMI, para el área de estudio se delimita una (1) unidad morfodinámica independiente (UMI), que se determina de la siguiente forma (Figura 25):

Al norte: Está dado por el cambio de pendiente que marca la divisoria de aguas de la vertiente sur del Cerro Las Nubes.

Al sur: El límite está dado por el cambio de pendiente que se presenta a la altura de la carrera 2, donde las intervenciones antrópicas que se han llevado a cabo en esta zona marcan un cambio morfológico en la forma e inclinación de dicha ladera. Esta zona corresponde al sector hasta donde pueden desplazarse los materiales asociados a la ocurrencia de un movimiento en masa en la parte alta del polígono analizado.

Al oriente: El límite oriental corresponde inicialmente por una divisoria de aguas, dada por la presencia de un lomo estrecho que se extiende en dirección SE-NW hasta aproximadamente la cota 2140, continuado en sentido sur por una pequeña vaguada que se marca a lo largo de toda la vertiente.

Al occidente: Se presenta asociado a una pequeña divisoria de aguas dada por la presencia de un lomo estrecho que desciende inicialmente en sentido SW – NE hasta aproximadamente la cota 2100, donde presenta una pequeña inclinación en sentido SE.

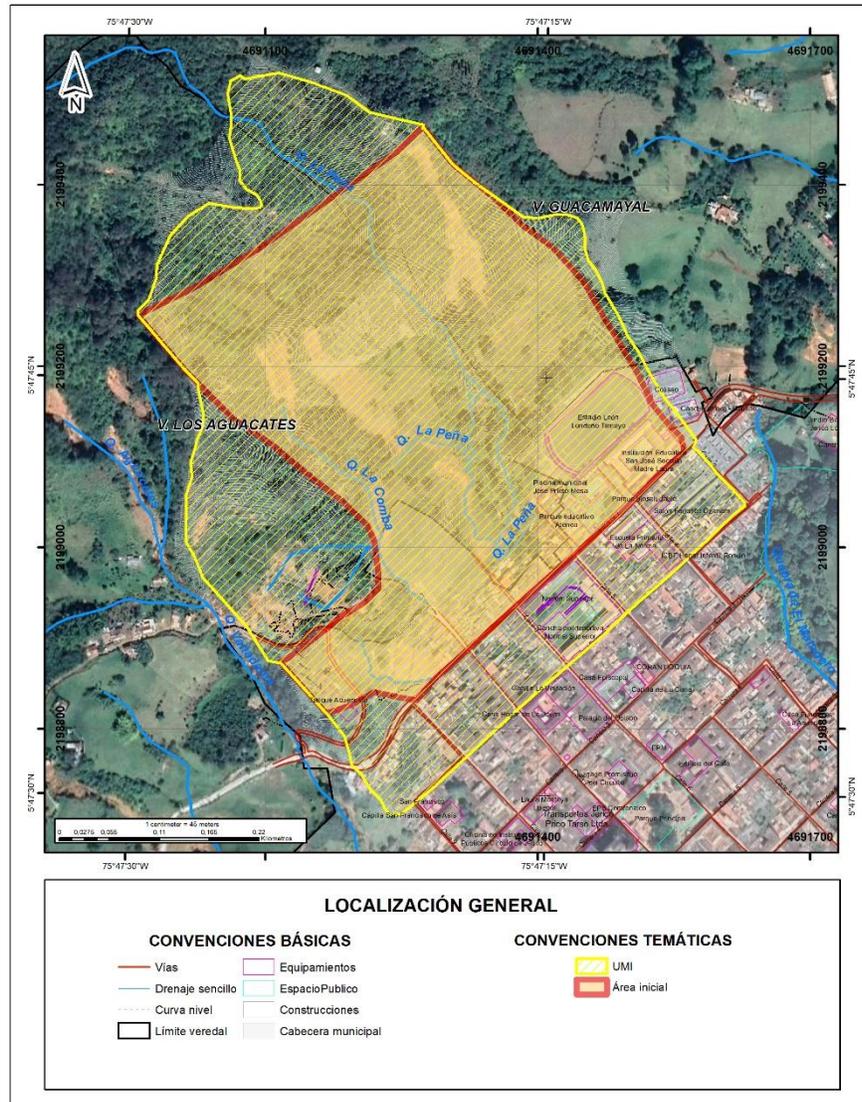


Figura 25. Definición de la UMI para el área de estudio.

Es importante anotar, que la definición de la UMI en este caso, generó un área mayor que la inicialmente planteada para la realización de los estudios.

7.2 FOTOINTERPRETACIÓN

Se realiza la interpretación de sensores remotos a partir de un análisis multitemporal con fotografías aéreas y ortofotos que varían entre los años de 1998 y el 2020. Este análisis tiene como objetivo identificar las condiciones morfológicas, los procesos morfodinámicos y su evolución en el tiempo, al igual que las intervenciones de tipo antrópico. A continuación, se presenta el listado de fotografías aéreas empleadas, al igual que los mapas resultantes de este proceso para el área de estudio para cada uno de los años estudiados.

Tabla 49. Listado de sensores remotos empleados para el análisis.

Vuelo	Faja	Fotos	Año	Escala
072	5CA	609 - 610	1998	1:9000
087	3U	893 - 894	1999	1:5000
046	02U	873 - 874	2005	1:5000
Ortofoto - CartoAntioquia			2017	1:5000
Google earth			2013 - 2020	

Para el año 2000, la zona de estudio presenta unas condiciones de ocupación similares a las actuales, donde hacia la parte baja se presentan viviendas y equipamiento deportivos y educativos, en una zona de pendientes bajas, donde se han realizado intervenciones antrópicas para favorecer su ocupación. Hacia la parte media, en la zona de pendientes moderadas, predominan coberturas de pastos con algunas zonas de árboles asociado a las corrientes de agua principalmente. Se destaca que hacia el costado occidental se observa la planta de tratamiento y algunas construcciones aisladas, entre ellas edificación que prestaba servicios como Hotel denominado El Mirador. En la parte alta se tiene un predominio de cobertura boscosa donde solo se observan algunos senderos peatonales hacia la zona de divisoria de aguas (Figura 26).

Para este año, hacia el costado occidental, asociado al talud superior de la vía de acceso a la planta de tratamiento, se identifican dos cicatrices de movimientos en masa, y en la parte alta de la zona del antiguo hotel, algunos procesos de erosión superficial. Para esta época se identifican los cauces de las quebradas en forma natural hasta llegar al límite de las viviendas, donde no es posible observar la continuidad de las mismas (Figura 26).

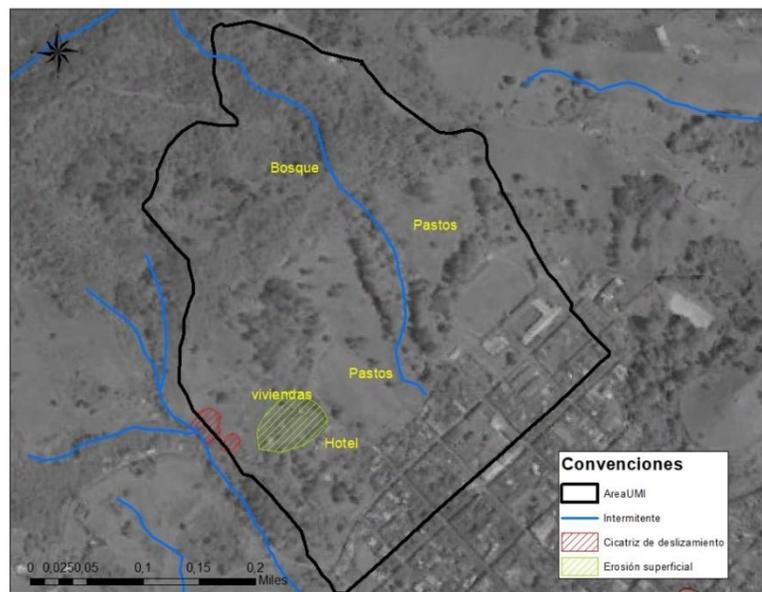


Figura 26. Análisis de fotografía aérea del año 2000 para la zona de estudio

En las fotografías del año 2015 la frontera urbana continúa siendo igual al año anteriormente analizado, sin embargo, en el costado occidental, en el sector de Los Aguacates se observa un deterioro en las condiciones de estabilidad, donde algunas de las viviendas que anteriormente se localizaban en la zona ya no existen, las instalaciones del hotel aún continúan. En las fotografías aéreas se observa una zona de aspecto irregular, escalonada, con presencia de flujos hacia el cauce de la quebrada Valladares, relacionado con el movimiento en masa referenciado para la zona de Los Aguacates (Figura 27).

Hacia la zona central, asociado a la zona aledaña a la quebrada La Peña, se observa la conformación de una zona de aspecto irregular, donde se favorece la acumulación de aguas lluvias y de escorrentía, marcada como una zona de empozamiento. En el resto de la zona las condiciones son similares a los años anteriores, sin embargo, en la parte alta de la cancha de fútbol se observa un cambio en las coberturas vegetales y ya se observan las instalaciones correspondientes al cable aéreo (Figura 27).

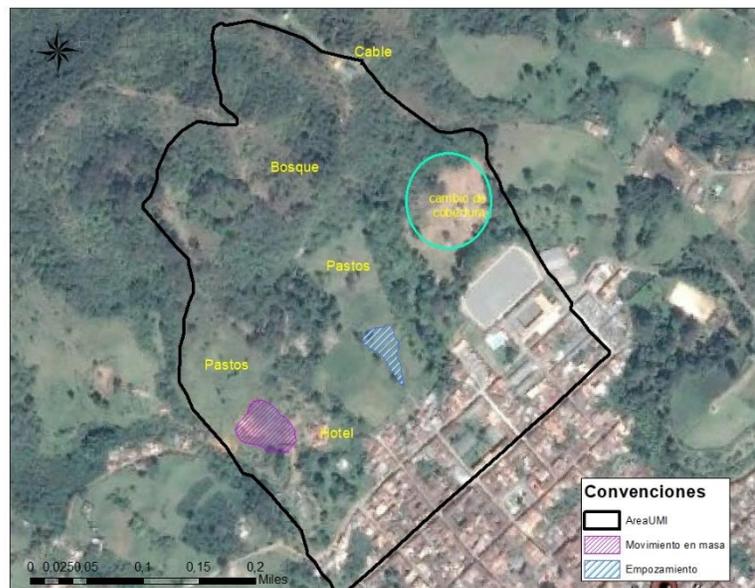


Figura 27. Análisis de fotografía aérea del año 2015 para la zona de estudio

Finalmente, en la fotografía del año 2020 se observan las cicatrices de los diferentes movimientos en masa (deslizamientos y flujos) que afectaron la zona analizada en el año 2019 y el avance del reportado anteriormente para el sector de Los Aguacates. De acuerdo con lo observado en estas fotografías los movimientos en masa observados en la parte alta corresponden principalmente con un comportamiento planar, además de identificarse algunos flujos que se encausaron en las corrientes de agua, generado las afectaciones ya conocidas (Figura 28).

Para el sector de Los Aguacates se observa bien definida la corona del movimiento en masa con características rotacionales, con procesos menores en su interior, sin que sea posible identificar los límites exactos de los mismos, o si corresponden a eventos relacionados o independientes. Asociado a los cauces de las quebradas La Comba y La Peña se observan procesos de incisión de cauces. Se destaca que, a lo largo de toda la parte media y baja, se identifican zonas de aspecto irregular con vegetación que sugiere la presencia de zonas de empozamiento de aguas lluvias y de escorrentía (Figura 28).

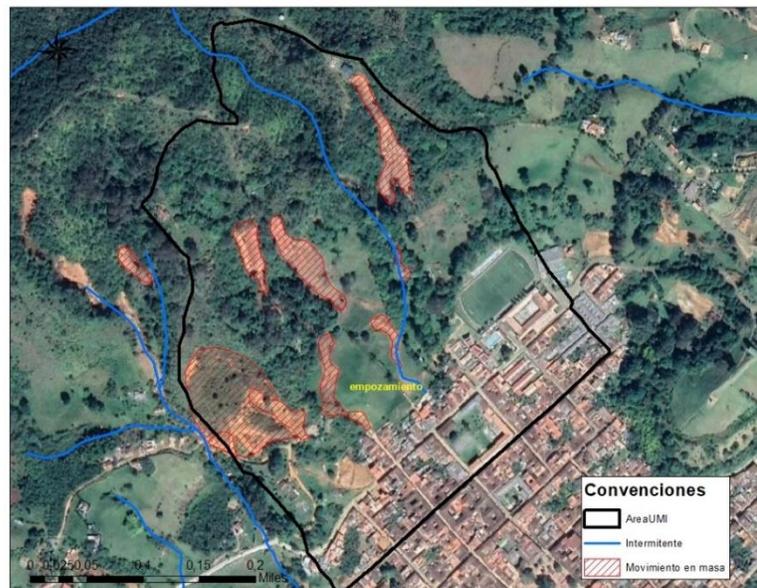


Figura 28. Análisis de fotografía aérea del año 2020 para la zona de estudio

7.3 GEOLOGÍA LOCAL Y FORMACIONES SUPERFICIALES

Las unidades geológicas para ingeniería (UGI) que afloran en la zona del proyecto, corresponden principalmente a suelos residuales y rocas moderadamente meteorizadas de la Formación Combia, la cual corresponde a la unidad geológica predominante en la zona y que representa el basamento de la mayor parte de la ladera estudiada. Hacia la parte media y baja, esta unidad se encuentra cubierta por depósitos de vertiente de edad Cuaternaria asociados a antiguos movimientos en masa que se han desprendido de la parte alta de la ladera y se han depositado conformando áreas de menor pendiente y aspecto irregular. Igualmente, y asociado a movimientos en masa recientes, en esta zona igualmente se identifican depósitos de deslizamientos que generan zonas de menor pendiente. Así mismo, y asociado a los procesos propios de intervención antrópica y de la estabilización del costado occidental en el sector de Los Aguacates, se identifica la conformación de zonas de llenos de tipo antrópicos (Figura 29).

A continuación, se describen el perfil y las unidades geológicas para ingeniería identificadas para la zona de estudio, teniendo en cuenta para su caracterización los diferentes afloramientos encontrados en los recorridos de campo, las disposiciones estructurales y los

sondeos exploratorios ejecutados para el análisis geotécnico.

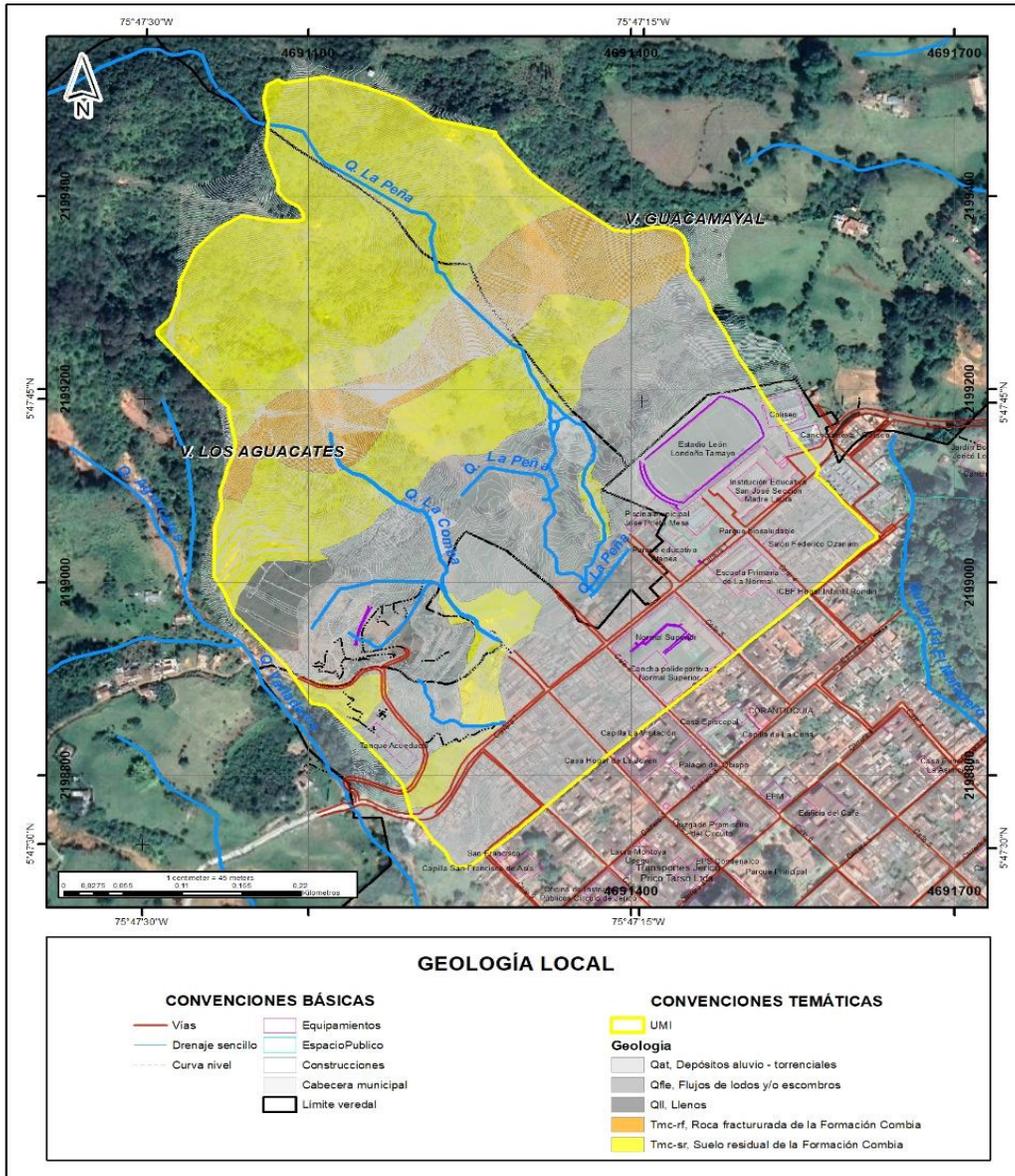


Figura 29. Mapa geológico local y de formaciones superficiales

7.3.1 DERIVADOS DE ROCA IN SITU

Formación Combia (Tmc): Esta unidad litológica representa el basamento rocoso de la mayor parte de la ladera estudiada, sin embargo, hacia la parte media, se encuentra cubierta por depósitos de vertiente, por lo que los principales afloramientos se observan hacia el costado occidental en las zonas que han sido modificadas por los procesos de estabilización lo que permite identificar las características geológicas de la zona, y hacia la zona del escarpe y el costado norte del área de estudio.

En la zona de estudio afloran suelos completamente meteorizados, saprolitos y la roca altamente fracturada y meteorizada. En general en todos los afloramientos se identifica el nivel superior del perfil de meteorización y pasa gradualmente a los estratos inferiores en paquetes de diferente espesor, hasta alcanzar la roca moderadamente meteorizada.

Se destaca que en la zona se observó un predominio de aglomerados volcánicos, suprayaciendo los derrames volcánicos de andesitas y basaltos principalmente. Los aglomerados volcánicos que son las rocas de mayor predominio están compuestos principalmente por rocas volcánicas, tipo basaltos mezclados. Estas rocas presentan un alto grado de meteorización detectándose materiales muy meteorizados en espesores de 4 a 6 metros. Bajo los aglomerados meteorizados o como intercalaciones, se encontraron derrames lávicos de basaltos poco meteorizados y fracturados de tonalidades gris oscuro y eventualmente andesitas de tonalidad gris claro con moteados negros.

A continuación, se describe el perfil de meteorización generalizado observado en la zona:

Horizonte rico en materia orgánica, de color variable entre café oscuro a negro, deleznable, textura limo arenosa a limo arcillosa, con abundantes raíces y restos de material vegetal.

Suelo residual – nivel IB: este estrato está constituido por limos arcillosos con zonas arenosas de color café amarillento a café rojizo, de consistencia blanda y compacidad suelta, completamente meteorizados, donde no se observa la textura original de la roca. Localmente se presentan zonas de oxidación que imprimen coloraciones negras sobre el material, asociado a antiguas zonas de debilidad (Figura 30).

Este estrato se identifica principalmente hacia la parte alta de la zona de estudio, en los taludes generados para la apertura del sendero de acceso a la gruta de la virgen y la hacia la zona del cable. Como se describió anteriormente, este nivel de meteorización es identificable a lo largo de toda la zona, con espesores variables, relacionado directamente con la pendiente del sector.



Figura 30. Afloramiento suelo residual nivel IB, talud superior de sendero de acceso al sector de la

gruta de la virgen.

En los sondeos exploratorios ejecutados, esta unidad se identifica hacia los primeros metros en las perforaciones ejecutados hacia el costado norte, correspondiente a las denominadas P6 y P11, donde alcanza un espesor máximo de 6m. Este material se presenta como limos arcillosos de color café rojizo, completamente meteorizados, donde se han perdido todas las características texturales de la roca original. Esta unidad igualmente se identifica entre los 0 y 2m en la perforación P8 (Figura 31).



Figura 31. Materiales correspondientes a suelo residual. horizonte IB identificado en las perforaciones P6 y P11

Esta unidad igualmente se observa en las perforaciones P1, P3, P4, P7, P9, P10, P12 y P13, infrayaciendo depósitos de vertiente, donde se identifica con características similares a las anteriormente descritas y alcanzando espesores de entre 2 y 9m.

Saprolito Formación Combia – Nivel IC: Los saprolitos identificados en la zona se presentan como limos arcillosos a limos arenosos de coloraciones café amarillenta con zonas grises y rojizas, cuyos materiales conservan parte de la textura de la roca original. El material presenta zonas de oxidación que le imprime coloraciones oscuras, además zonas que exhiben un bandeamiento composicional. Se estima que igualmente en algunos sectores se conservan estructuras heredadas, plegamiento, además de zonas con meteorización esferoidal, y pequeños fragmentos de rocas compuestas por andesitas, basaltos, tobas etc (Figura 32).

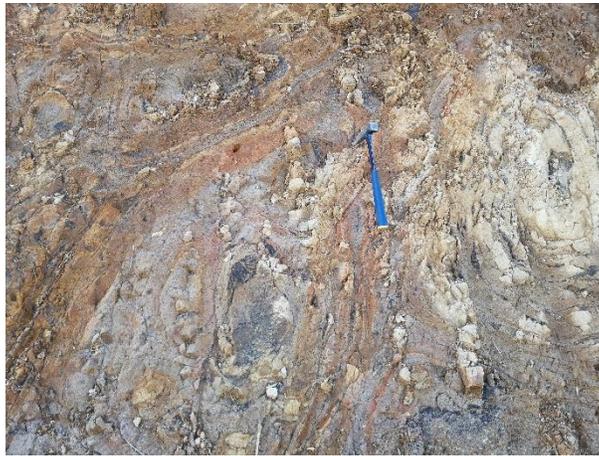


Figura 32. Afloramiento suelo residual nivel IC, en terrazas del sector de Los Aguacates

Los afloramientos de este estrato se identifican principalmente hacia los taludes que han quedado expuestos en el costado occidental en la zona de los Aguacates por el proceso de estabilización de la zona, y en el costado norte hacia los taludes que define el sendero de acceso desde la gruta de la virgen (Figura 33 y Figura 34).



Figura 33. Afloramiento suelo residual nivel IC, en terrazas del costado occidental.

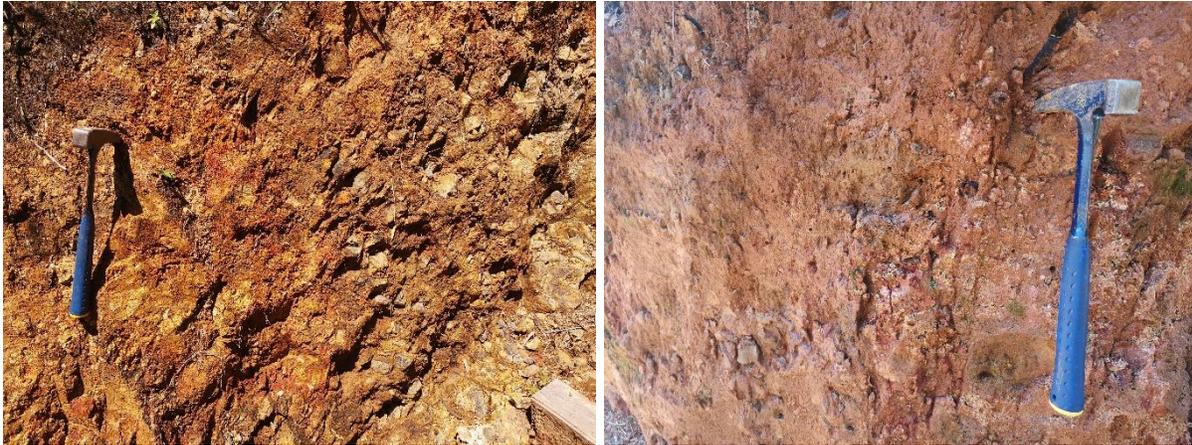


Figura 34. Afloramiento suelo residual nivel IC, asociado a taludes de sendero de acceso desde la gruta de la virgen.

Este estrato se identifica en todos los sondeos exploratorios ejecutados, suprayaciendo la unidad antes descrita o depósitos de vertiente como en el caso de la perforación P2, donde se presenta entre los 4m y los 14m. Se destaca que en la perforación P5, está unidad se presenta entre los 0 y los 5m, siendo en el único sondeo donde es identificada desde los primeros metros. Este material corresponde principalmente a limos arenosos de color café rojizo. El material conserva la textura de la roca original, donde se observan zonas con un grado de meteorización menor, además de algunas zonas rojizas y grises en bandas. Se identifican estructuras heredadas de forma oblicua con zonas de oxidación a través de ellas (Figura 35).



Figura 35. Materiales correspondientes a suelo residual. horizonte IC identificado en las perforaciones P5 y P6.

Roca alterada Formación Combia – Nivel IIA: Este estrato se identifica principalmente hacia la zona de escarpe, asociado a las zonas de mayor pendiente, donde se presenta como bloques de rocas volcánicas masivas coloraciones grisáceas oscuras y claras, altamente fracturado y diaclasadas, correspondiente principalmente a aglomerados volcánicos. Se identifica que estos bloques se encuentran rodeados de una escasa matriz de textura limo

arenosa de color café amarillento correspondiente a suelo con un grado de meteorización mayor (Figura 36 y Figura 37).



Figura 36. Afloramiento roca alterada sobre zona de escarpe



Figura 37. Afloramiento roca alterada en zona de la gruta de la virgen

Esta unidad es igualmente identificada en la mayor parte de los sondeos ejecutados, y se encuentra infrayaciendo los materiales residuales, encontrándose desde la profundidad de 4m en la perforación P5, 5.5m en la P-8 y entre 10 y 14m en el resto de las perforaciones. En estos sondeos se identifican como rocas volcánicas de grano fino y color gris, de apariencia andesitas moderadamente meteorizadas fracturadas con zonas de oxidación a través de zonas de debilidad. Intercalado se encuentran bloques de basaltos de color gris verdoso a negro, de grano fino (Figura 38).



Figura 38. Materiales correspondientes a roca fracturada identificada en las perforaciones P1 y P9

7.3.2 DEPÓSITOS DE VERTIENTE

Depósitos de flujo de lodos y escombros (Qfle): Corresponden a materiales asociados a depósitos generados a lo largo de la vertiente, producto de la meteorización, desprendimiento y arrastre de los mismos desde las partes alta de la ladera a través de antiguos movimientos en masa. Debido a los procesos gravitacionales se localizan en la base de la misma, cubriendo la mayor parte de la zona media y baja de estudio, caracterizándose por presentar una morfología suavizada e irregular y una composición heterogénea, con porcentajes entre los bloques y la matriz en proporciones variables. Estos corresponden a depósitos de flujos de lodos y escombros, cuyos porcentajes de matriz/clastos varía dependiente de la localización y las características topográficas de la zona. A continuación, se describen las características asociadas a los afloramientos observados.

Hacia la parte baja, en el parqueadero localizado en la margen oriental de la quebrada La Peña, es posible identificar en afloramiento dos eventos de depositación o depósitos con características diferentes. El primero de ellos y hacia la base, corresponde a un depósito de flujo de lodos conformado principalmente por limos arcillosos de coloraciones café oscuras, donde se identifican algunos fragmentos de rocas en una proporción de bloques/matriz de 80/20. El espesor de este es de 0.80m. Suprayaciendo este estrato, se identifica un flujo de lodos y escombros, conformado por limos arenosos con zonas arcillosas de coloraciones café oscuras a café rojizas. Se destaca que, en esta zona, se identifica la presencia de bloques de rocas que alcanzan hasta 0.8m de diámetro, de andesitas, basaltos, tobas, moderadamente meteorizados, de formas angulares a subangulares con un contenido bloques/matriz de un 60/40 (Figura 39).

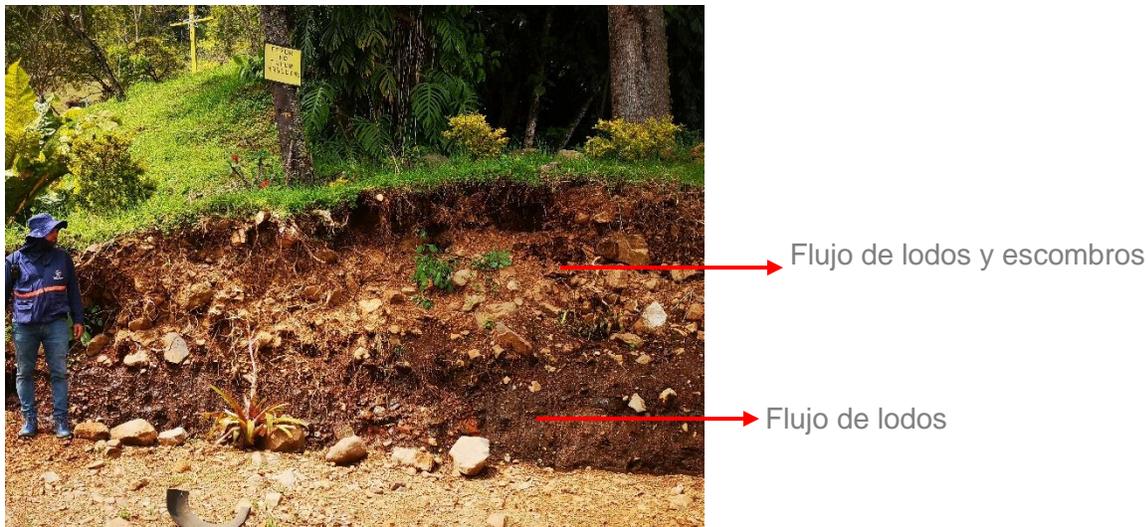


Figura 39. Afloramiento depósitos de vertiente, talud superior de parqueadero

En los taludes asociados a las terrazas perfiladas hacia la zona central, se identifican afloramientos de depósitos de flujo de escombros, conformado por bloques de rocas ígneas volcánicas de formas angulares a subangulares, embebidos en matriz limo arenosa de color café amarillento. El porcentaje de bloques/matriz es de aproximadamente 70/30 (Figura 40).



Figura 40. Afloramiento de depósitos de vertiente en terrazas de la zona central

Sobre la margen occidental de la quebrada La Comba, se identifica igualmente una superposición de depósitos, identificándose hacia la base un depósito de flujo de lodos conformado por limos arenosos de coloraciones café amarillenta que contiene pequeños fragmentos de rocas, altamente meteorizados. Suprayaciendo este estrato, se observa igualmente un flujo de lodos y escombros, conformado por una matriz limo arenosa de color café oscuro, con fragmentos de rocas, moderadamente meteorizados, variables entre 0.1 y 0.3m, de formas angulares principalmente. En contenido bloques/matriz es de 20/80 aproximadamente (Figura 41).

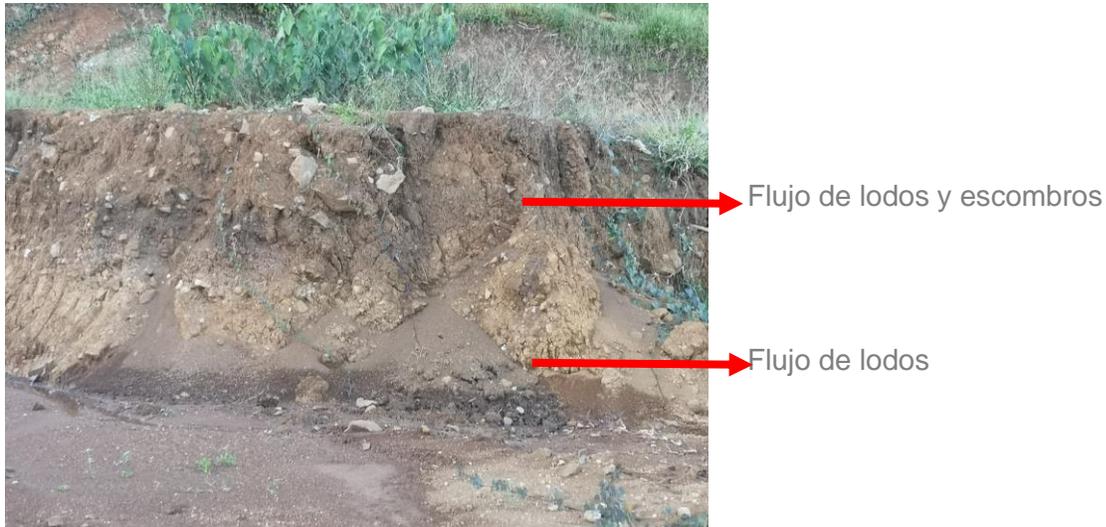


Figura 41. Afloramiento de depósitos de vertiente, margen occidental de quebrada La Comba

Estos depósitos igualmente han sido identificados en los sondeos exploratorios ejecutados, observándose en la perforación P1 entre los 0 y 5m, donde se presenta como un flujo de lodos conformado por limos arcillosos a arcillas limosas de color café amarillento con pequeños fragmentos de roca, moderadamente meteorizados, variables entre 4 y 5cm, de formas angulares. En la P2 igualmente se identifica un flujo de lodos, entre los 0 y 4m. En las perforaciones P3 y P4, estos depósitos corresponden igualmente a flujos de lodos y presentan un espesor máximo de 2m (Figura 42).



Figura 42. Materiales asociados a flujos de lodos identificados en las perforaciones P1 y P2

En las perforaciones P7, P9 y P10, estos depósitos varían en espesor entre 6 y 7m, y se presentan principalmente como limos arcillosos de color café con zonas amarillas. El material contiene pequeños fragmentos de roca, en una proporción bloques/matriz de 10/90 (Figura 43).



Figura 43. Materiales asociados a flujos de lodos identificados en las perforaciones P7 y P9

Finalmente se identifica en las perforaciones P12 y P13 entre 0 y 5m, y corresponden principalmente a flujo de lodos y escombros conformados por limos arcillosos de color café amarillento. Contiene fragmentos de roca, angulares, moderadamente meteorizados, en una proporción bloques/matriz de 30/70 (Figura 44).



Figura 44. Materiales asociados a flujos de lodos y escombros identificados en la perforación P13.

7.3.3 DEPÓSITO ALUVIAES

Depósitos Aluvio – torrenciales (Qat): Corresponden a la acumulación de materiales transportados por las corrientes, en diversas proporciones y tamaños, producto de las crecientes súbitas y dispuestos en las márgenes de los cauces. Para la zona de estudio, estos depósitos se identifican hacia la parte media de las quebradas La Peña y La Comba respectivamente.

Para el caso de la quebrada La Peña, estos depósitos se presentan hacia la parte media, donde se presenta el cambio de pendiente en las laderas. Allí es posible identificar diferentes eventos o pulsos de depositación, asociado a eventos antiguos y recientes, que incluso han generado modificaciones en la dirección original de la corriente (Figura 45).

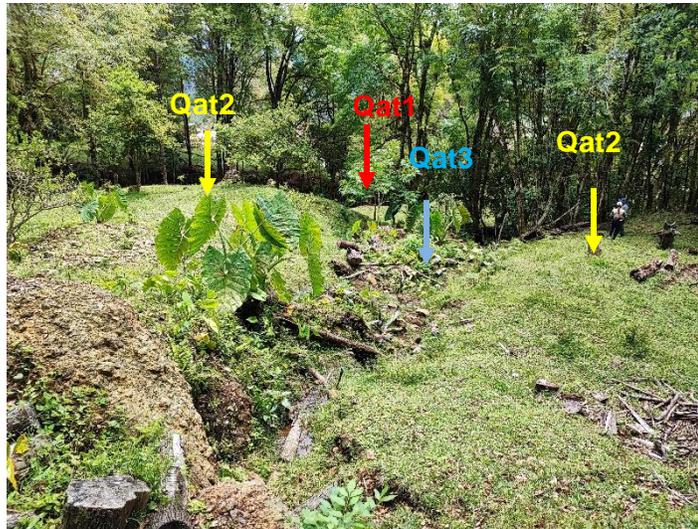


Figura 45. Acumulación de depósitos aluvio – torrenciales asociados a la quebrada La Peña.

Superficialmente se identifica un evento reciente, donde es posible identificar las características del material que conforman dicha unidad. Estos corresponden a materiales de diferente composición entre los que predominan bloques y fragmentos de rocas volcánicas, de formas subredondeadas y restos de vegetación embebidos en matriz limo arcillosa de coloraciones cafés, con altos contenidos de materia orgánica (Figura 46).



Figura 46. Características de depósito aluvio- torrencial reciente asociado a la quebrada La Peña

Para el caso de la quebrada La Comba, las características son similares a las descritas anteriormente, sin embargo, debido a los procesos de modificación que ha sufrido la zona, actualmente solo se identifican los depósitos asociados a un evento más reciente, cuyos materiales se encuentran acumulados hacia la parte media, en la zona de cambio en la pendiente de la misma, cerca al sendero de acceso a la gruta (Figura 47).



Figura 47. Acumulación de depósitos aluvio – torrenciales asociados a la quebrada La Comba

7.3.4 DEPÓSITOS ANTRÓPICOS

Llenos antrópicos (QII): corresponden a depósitos artificiales (conformados por el hombre), que pueden llegar a tener una extensión y espesor importantes. La composición de estos depósitos es en extremo heterogénea, desde materiales homogéneos conformados con algunas normas técnicas hasta basura, materia orgánica y escombros simplemente vertidos, con propiedades geotécnicas pobres para cortes y capacidad portante.

Dentro de la zona de estudio, estos depósitos antrópicos corresponden a zonas conformadas por materiales producto de los procesos inestables ocurridos en la zona, que han sido dispuestos técnicamente en explanaciones y en los taludes que conforman las terrazas. Algunos de estos llenos están conformados por materiales propios de la zona, mezclados con escombros y residuos de las afectaciones generadas por los mismos (Figura 48).



Figura 48. Afloramiento de lleno antrópico sobre talud del sector de Los Aguacates

7.4 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL LOCAL

Para el análisis de la geología estructural del área de estudio se caracterizaron los afloramientos de macizo rocoso encontrados durante el trabajo de campo tanto en el polígono como en la zona aledaña a éste. Una vez identificados dichas zonas, se realizó el levantamiento manual de los diferentes planos de discontinuidades identificados, en donde se recolectó la información de la orientación de los planos, el espaciamiento, persistencia, la abertura, rugosidad, el relleno, alteración, filtración y la resistencia de las paredes, siguiendo la clasificación propuesta por Bieniawski, Z. T (1989). A continuación, se hace una descripción breve de cada una de las mediciones realizadas y de los resultados obtenidos.

En total para la zona de estudio se tomaron 27 datos distribuidos en 4 estaciones. En la siguiente tabla se presenta la localización y los datos para la zona de estudio y en la Figura 49 el correspondiente mapa:

Tabla 50. Localización de estaciones de levantamiento de estructuras

Estación	Coordenadas		Número de datos
	Norte	Este	
1	4691171,346	2199186,321	6
2	4691068,988	2199144,456	7
3	4691050,163	2199186,636	6
4	4691350,743	2199190,482	8

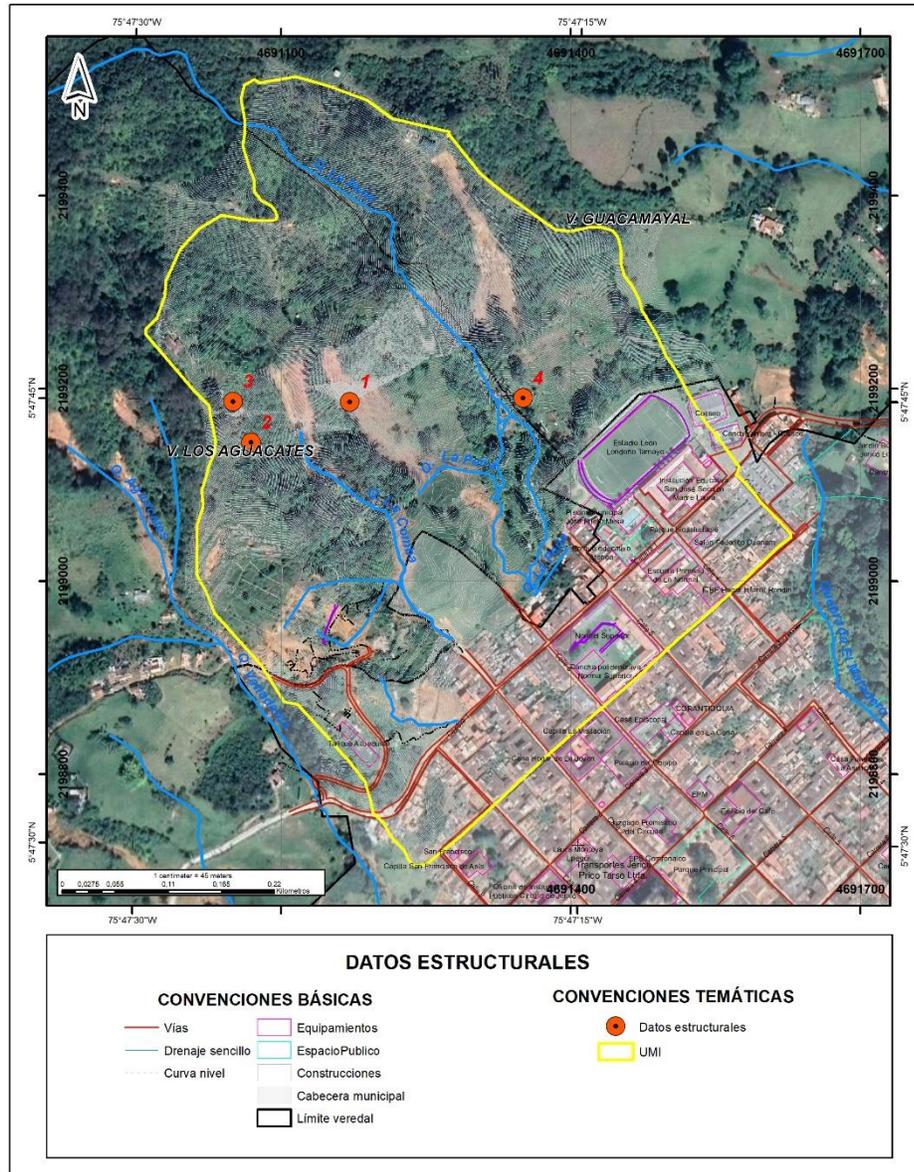


Figura 49. Localización de puntos de toma de datos estructurales

7.4.1 ORIENTACIÓN Y BUZAMIENTO

Para cada uno de los afloramientos en donde se presentaba el macizo rocoso se recolectaron los datos de orientación y buzamiento de los planos de discontinuidad (Dip/Dip Direction). Los datos estructurales obtenidos en el trabajo de campo se representan en la Figura 50, en la cual se muestra el diagrama de polos y la Figura 51 la cual muestra el diagrama de rosas.

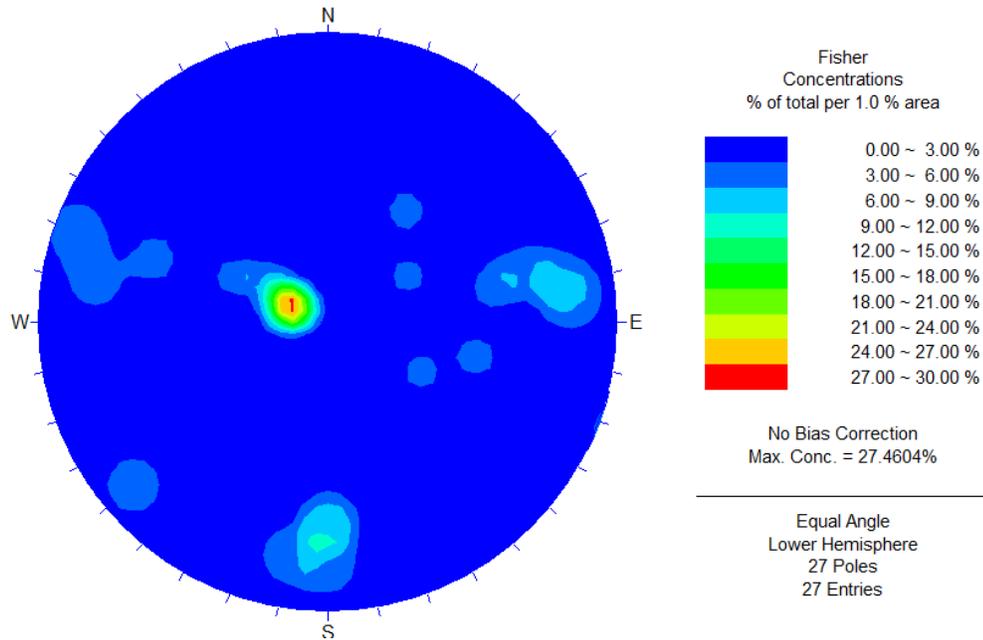


Figura 50. Diagrama de polos con todos los datos obtenidos en el levantamiento de discontinuidades

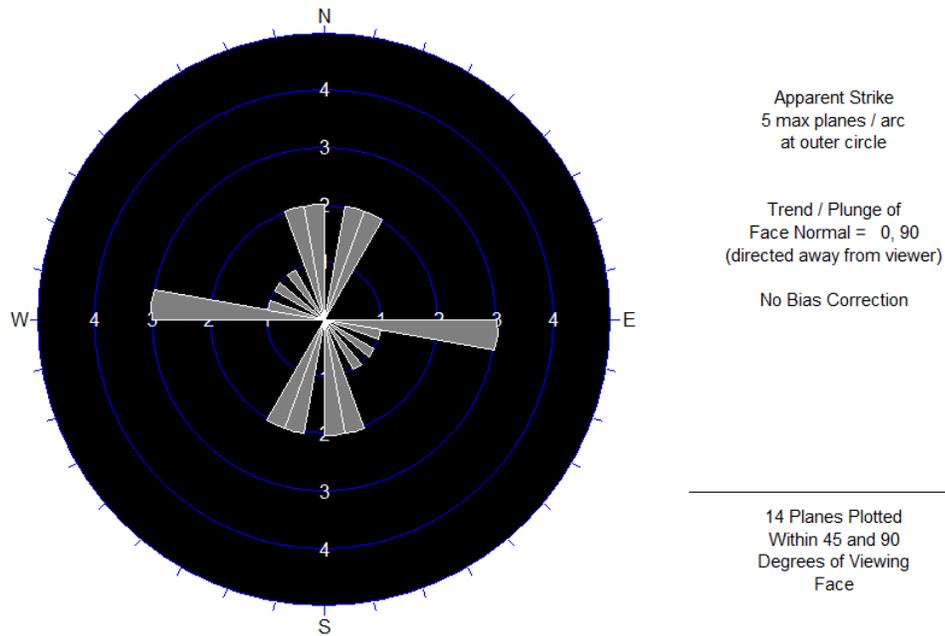


Figura 51. Diagrama de rosas con todos los datos obtenidos en el levantamiento de discontinuidades

Al analizar los datos de diaclasas correspondientes, se puede observar una variación importante en la componente de rumbo, como se muestra en el diagrama de rosas de la Figura 51. De acuerdo con esto se destacan direcciones predominantes tales como: N 0°-10° E, EW, N 10°-20° W y N 80°-90° E. El diagrama de polos de la Figura 50 muestra buzamientos donde predominan los valores de bajo ángulo y donde se concentra la mayor cantidad de polos respectivamente, dichos ángulos en general para las direcciones predominantes mencionadas anteriormente varían entre 10° - 20°

para las direcciones predominantes al NE y otros con ángulos de 50°-70° que corresponden a buzamientos de alto ángulo y en direcciones predominantes al NW.

7.4.2 ESPACIAMIENTO

Se define como la distancia perpendicular entre los planos de discontinuidad en una misma familia. Influye en el comportamiento global del macizo rocoso y define el tamaño de los bloques. Para la categorización de esta propiedad se usaron los rangos indicados en la Tabla 51 y su comportamiento dentro del macizo rocoso en la Figura 52.

Tabla 51. Descripción del espaciamiento de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, 1989).

DESCRIPCIÓN	MEDIDA
Extremadamente junta	< 2 cm
Muy junta	2 cm - 6 cm
Junta	6 cm- 20 cm
Moderadamente junta	20 cm - 60 cm
Separada	60 cm - 2 m
Muy separada	2 m - 6 m
Extremadamente separada	> 6 m

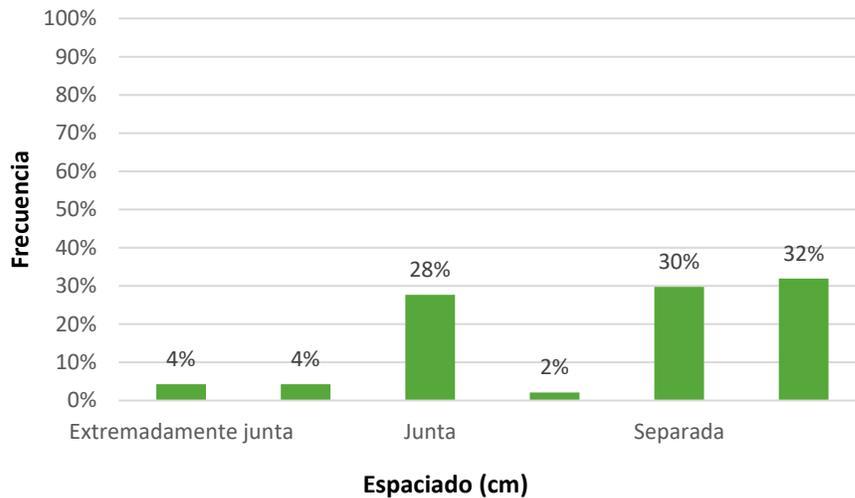


Figura 52. Análisis de la característica de espaciamiento de las discontinuidades.

En los levantamientos realizados predominan discontinuidades entre muy separadas y separadas las cuales representan el 62% de la totalidad de los levantamientos. No obstante, también se puede observar que el 38% de las discontinuidades presentan un espaciamiento entre extremadamente junto a moderadamente.

7.4.3 PERSISTENCIA

Se trata de la extensión del plano de discontinuidad en el rumbo. En la siguiente tabla se muestran los rangos para la categorización de esta propiedad, y en la Figura 53 se pueden observar los resultados.

Tabla 52. Descripción de la continuidad de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski,1989).

DESCRIPCIÓN	MEDIDA
Muy baja	< 1 m
Baja	1 m - 3 m
Media	3 m - 10 m
Alta	10 m - 20 m
Muy alta	> 20 m

En términos de la continuidad, el 58% de las discontinuidades levantadas presentaron una continuidad muy baja la cual corresponde a planos con longitudes < 1m. El 42% restante presentaron continuidades bajas, es decir entre 1.0 m y 3 m.

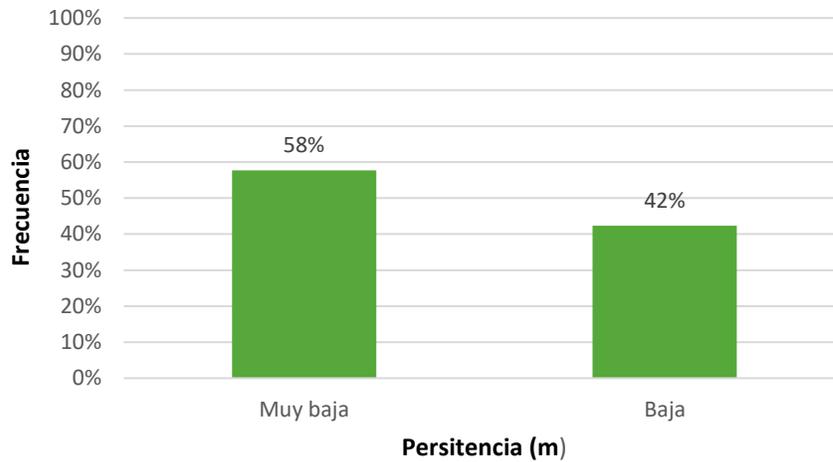


Figura 53. Análisis de la característica de continuidad de las discontinuidades.

7.4.4 APERTURA

Corresponde a la distancia perpendicular al buzamiento que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno. En la siguiente tabla se muestran los rangos en los cuales está subdividida esta propiedad y los resultados se presentan en la Figura 54.

Tabla 53. Descripción de la abertura de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski,1989).

DESCRIPCIÓN	MEDIDA
Muy cerrada	< 0,1 mm

DESCRIPCIÓN	MEDIDA
Cerrada	0,1 mm - 0,25 mm
Parcialmente abierta	0,25 mm - 0,5 mm
Abierta	0,5 mm - 2,5 mm
Moderadamente abierta	2,5 mm - 10 mm
Ancha	10 mm - 1 cm
Muy ancha	1 cm - 10 cm
Extremadamente ancha	10 cm - 100 cm
Cavernosa	> 100 cm

Las discontinuidades se presentaron predominantemente cerradas ya sea variando entre parcialmente abierta y muy cerrada, esto equivale a tener discontinuidades con aberturas entre 0.1 mm hasta 0.25 mm. Los procesos que más favorece la abertura de estos planos se asocian a la meteorización y disolución en la roca que amplían la zona discontinua.

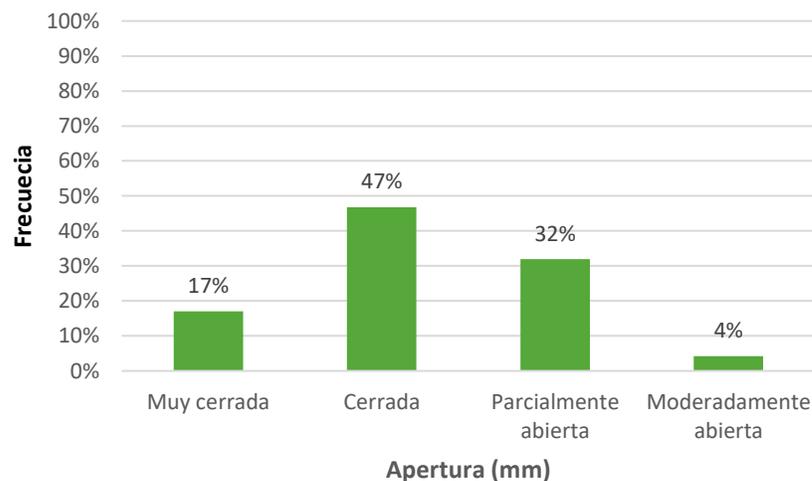


Figura 54. Análisis de la característica de abertura de las discontinuidades.

7.4.5 RUGOSIDAD

Esta propiedad determina la resistencia al corte de la discontinuidad. Las discontinuidades estructurales de los macizos de roca dura no son planas y lisas, estas presentan irregularidades visibles o sensibles al tacto, con influencia variable sobre la resistencia al corte. Al respecto se reconocen dos tipos de asperezas o rugosidad superficial: uno de primer orden, u ondulalidad que se relacionan con la forma de las diaclasas (decimétricas a métricas) y otro de segundo orden, o asperezas, el cual se relacionan con la naturaleza de la superficie de discontinuidad (centimétricas a milimétricas). Las irregularidades de primer orden se describen como planares, onduladas y pulidas (Figura 55).

Descripción	Perfil
Rugosa	
Suave	
Pulida	
	Escalonada
Rugosa	
Suave	
Pulida	
	Ondulada
Rugosa	
Suave	
Pulida	
	Plana

Figura 55. Esquema para calificar la rugosidad de una discontinuidad (Hoek, 1981).

En términos de la rugosidad las discontinuidades se presentaron plana con un 38%, escalonada con un 27% y onduladas con un 35%. Entre los tres tipos se resalta que la mayoría de las discontinuidades se presentan lisa (Figura 56).

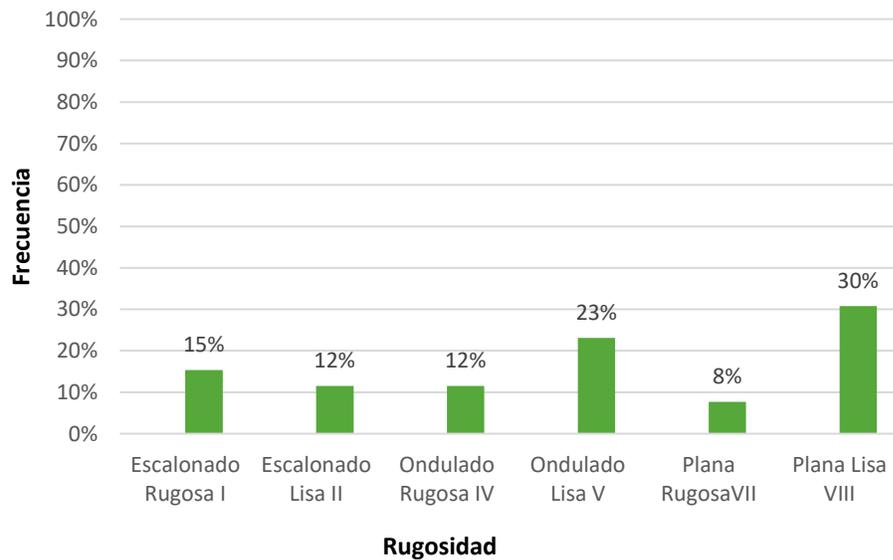


Figura 56. Análisis de la característica de la rugosidad de las discontinuidades.

7.4.6 RELLENO

Dentro de las discontinuidades puede aparecer relleno, principalmente de materiales blandos arcillosos o con materiales rocosos de naturaleza distinta a la de las paredes. Las propiedades físicas y mecánicas del relleno pueden ser variables y controlan el comportamiento de la discontinuidad.

En lo que respecta al relleno, la mayoría de las discontinuidades conformada por el 87%, presentan algún tipo de relleno al interior de la abertura. Este relleno puede tener más o menos de 1-5 mm y generalmente se presenta como un material limoso u arcilloso muy húmedo y plástico que debe ser producto de la meteorización del suelo. Finalmente, el 13% restante de las discontinuidades no presentaron ningún tipo de relleno (Figura 57).

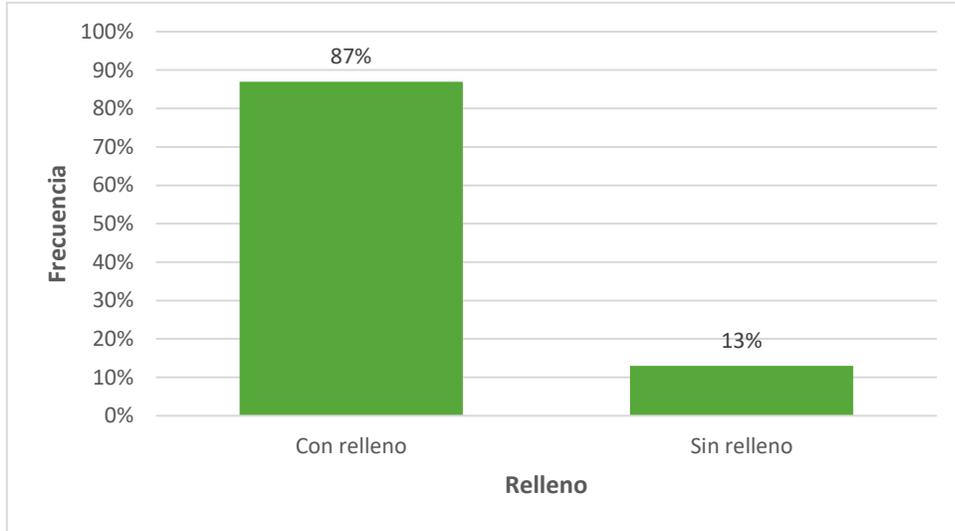


Figura 57. Análisis de la característica del relleno en las discontinuidades.

7.4.7 METEORIZACIÓN

Hace referencia a la alteración de la roca. Las categorías utilizadas son: Sana, algo meteorizada, medianamente meteorizada, muy meteorizada, completamente meteorizada y suelo residual.

Tabla 54. Descripción de la meteorización de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, 1989).

DESCRIPCIÓN	
Meteorización	Sana I
	Algo meteorizada II
	Medianamente meteorizada III
	Muy meteorizada III
	Completamente Meteorizada IV
	Suelo residual V
	No Aplica

Desde el punto de vista de la meteorización identificada en las discontinuidades, predomina con un 57% roca muy meteorizada, seguido con un 17% de roca completamente meteorizada, y en un menor grado roca medianamente meteorizada (Figura 58).

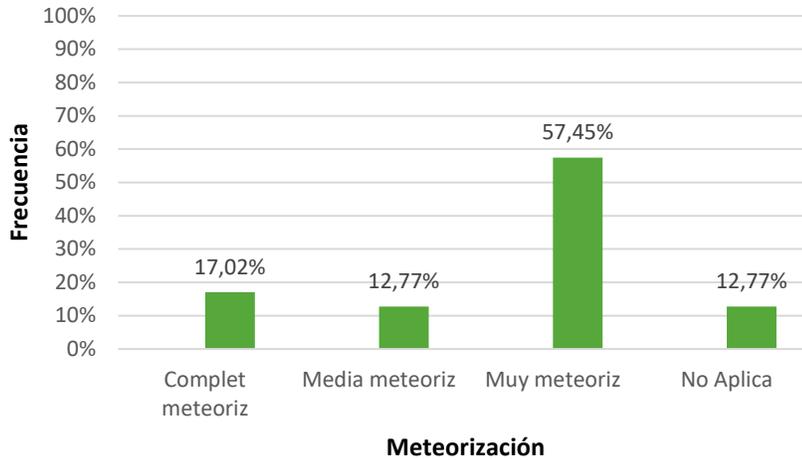


Figura 58. Análisis de la característica meteorización en las discontinuidades.

7.4.8 AGUA - FILTRACIONES

Esta característica se refiere el flujo que circula por las discontinuidades. Los rangos de esta característica consideran como posibilidades que la discontinuidad esté seca, húmeda, goteo y flujo.

Tabla 55. Descripción de la filtración de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski,1989).

DESCRIPCIÓN	
Filtraciones	Seco
	Húmedo
	Goteos
	Flujo

Desde el punto de vista de las condiciones de filtración identificadas en las discontinuidades sólo se presentan las condiciones de húmedo y seco, destacándose que la mayor parte de ellas, es decir el 65,38% se presentan secas, mientras que el 34,62% restante corresponden a húmedas.

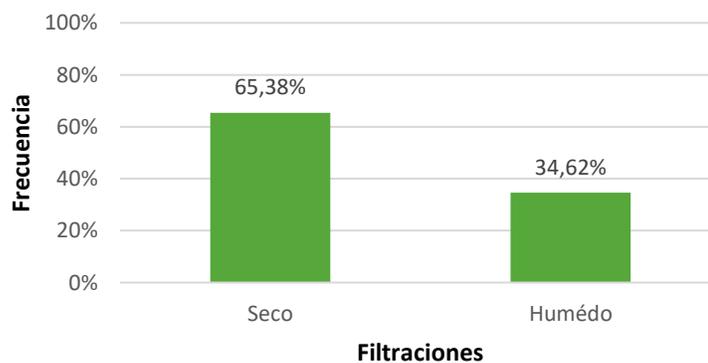


Figura 59. Análisis de la característica de agua en las discontinuidades.

7.4.9 RESISTENCIA DE LAS PAREDES

Hace referencia a la resistencia a la compresión inconfiada. Los rangos de esta característica son muy blando, blando, consistente, muy consistente, duro y muy duro. La medición se realiza de manera representativa teniendo en cuenta el grado de alteración de las discontinuidades y su rugosidad. Para dicha calificación se empleó la punta del martillo geológico con la cual se hace presión sobre las paredes y cualitativamente se describe la respuesta del material, y se califica teniendo en cuenta siguiente tabla.

Tabla 56. Descripción de la resistencia de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski,1989).

DESCRIPCIÓN	
Resistencia	Muy blando
	Blando
	Consistente
	Muy consistente
	Duro
	Muy duro
	No Aplica

Desde el punto de vista de la resistencia, predomina el material blando con un 60%, por otra parte, se presentó en un 30% material muy blando un y en un menor grado material consistente (Figura 60).

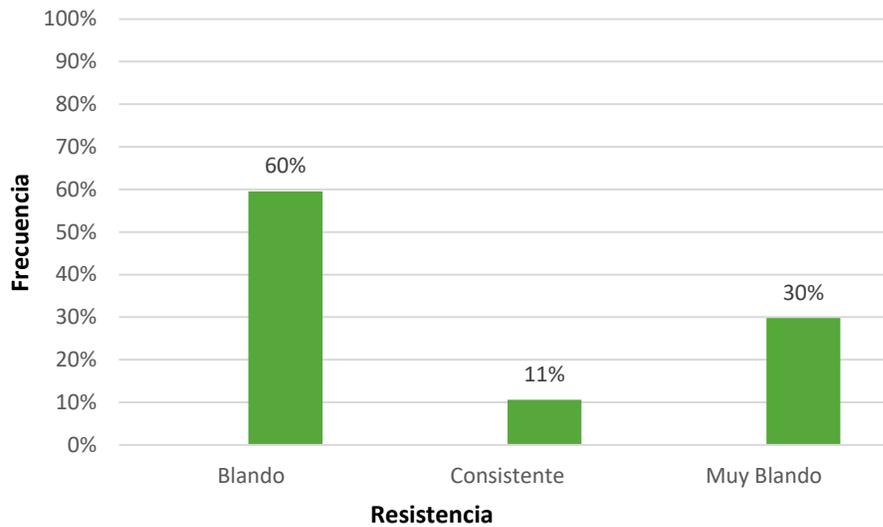


Figura 60. Análisis de la característica de resistencia de las paredes de las discontinuidades

7.5 MORFOMETRÍA

La morfometría, como componente del relieve, se refiere al grado de inclinación del terreno

o gradiente, expresado en porcentaje o grados. El mapa resultante de este análisis, muestra la distribución de las pendientes naturales del área de estudio, de acuerdo con los rangos preestablecidos. La importancia de este análisis radica en que, en la evaluación de la susceptibilidad a movimientos en masa, el análisis de éstas no se puede pasar por alto, ya que cada material superficial posee un comportamiento geomecánico diferente, según la pendiente donde este localizado. Igualmente, el desarrollo urbanístico y el uso del suelo se encuentran restringidos por esta variable.

La zona de estudio se caracteriza por tener una topografía dominada por rangos de pendientes abruptas a muy abruptas en una gran porción de su extensión, la mayor parte de éstas asociado a las laderas rectas y escarpadas que descienden desde el cerro de Las Nubes desarrolladas sobre suelos residuales y rocas de la Formación Combia. Hacia la parte media, las pendientes predominantes son inclinadas a muy inclinadas y se relaciona con vertiente irregulares conformadas y suavizadas por la acumulación de depósitos de vertiente. Finalmente, hacia la parte baja se identifican zonas de menor pendiente (muy suave a suaves) asociadas a las zonas intervenidas antrópicamente para el establecimiento de viviendas, vías de acceso, equipamientos y adecuaciones de tipo urbanístico. En la Tabla 57 se presenta la distribución de los diferentes rangos de pendientes para la zona de estudio y en la Figura 61 el correspondiente mapa.

Tabla 57. Distribución de rangos de pendientes de la zona de estudio

Rango pendiente	Total Área (ha)	Porcentaje (%)
0 - 3% (muy suave)	0.90	2.91
3 - 10% (suave)	3.03	9.77
10 - 25% (inclinada)	6.05	19.50
25 - 40% (muy inclinada)	3.19	10.27
40 - 60% (abrupta)	6.53	21.06
60 - 100% (muy abrupta)	8.53	27.51
>100%	2.79	8.98

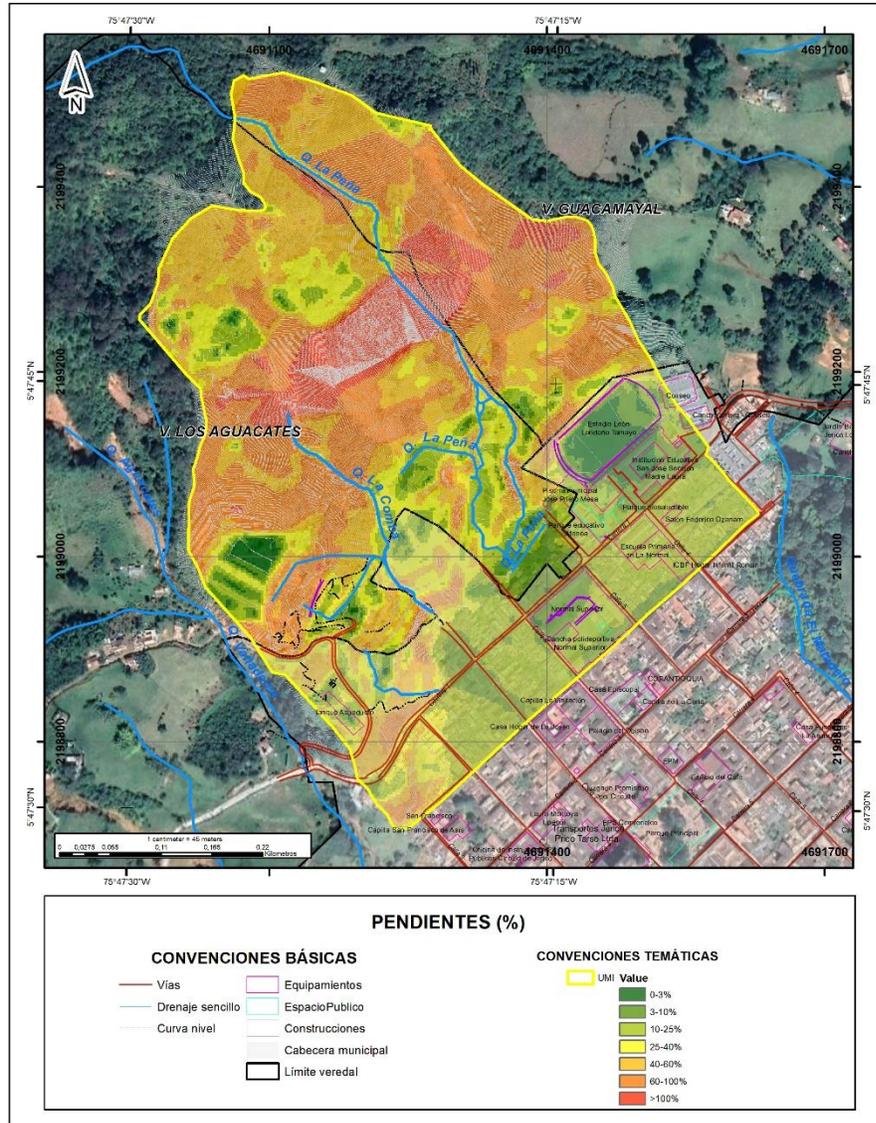


Figura 61. Mapa de morfometría del área de estudio

Rango de pendientes 0 – 10% (muy suave – suave): Se relaciona principalmente con las zonas que han sido modificadas antrópicamente mediante la realización de explanaciones para la adecuación urbanística, entre ellas la construcción de equipamientos deportivos como es la cancha de fútbol de la Institución Educativa San José. Este rango de pendientes igualmente se relaciona con las zonas que han sido intervenidas mediante la construcción de obras de mitigación como es el caso de la zona de terrazas construidas en el costado occidental en el sector inestable de Los Aguacates (Figura 62). Ocupan un área de 3.93 ha correspondiente al 12.98% del polígono analizado.



Figura 62. Rango de pendientes de 0 – 10% asociado a intervenciones antrópicas

Rango de pendiente 10 – 25% (inclinada): corresponde a un rango de pendientes moderadamente distribuido ocupando el 19.50% del total del área de estudio. La distribución de este rango de pendientes se da principalmente hacia las zonas que han sido modificadas antrópicamente mediante la realización de explanaciones para la adecuación urbanística por lo que se distribuye hacia el costado sur en la zona urbana, y en la zona central asociado a las zonas de acumulación de depósitos de vertiente (Figura 63).



Figura 63. Rango de pendientes de 10 - 25% hacia la parte media

En este rango de pendientes, la topografía condiciona moderadamente el diseño urbanístico, se requiere cuidado en el desarrollo de cortes para carreteras, construcción de viviendas y realización de llenos.

Rango de pendientes de 25 – 40% (muy inclinada): Corresponde a un rango de poca distribución, correspondiente al 10.27% del total de la zona de estudio y se encuentra relacionado con el rango de pendientes anterior, por lo que se asocia principalmente a las laderas de aspecto irregular conformadas por la acumulación de depósitos de vertiente

asociados a antiguos movimientos en masa y que se distribuye principalmente hacia la zona central del área de estudio, en la zona aledaña a la quebrada La Peña. Este rango de pendientes igualmente se identifica hacia el costado noroccidental asociado a un descanso topográfico identificado en dicha zona (Figura 64).

En este rango de pendientes, la topografía condicionada grandemente el desarrollo urbanístico, por lo que se requiere de un estudio geológico – geotécnico de detalle para su desarrollo y donde igualmente se incluyan las recomendaciones de manejo y las obras de mitigación a llevar a cabo en caso de ser necesaria la realización de cortes o llenos para la apertura de vías de acceso o la ocupación urbana.



Figura 64. Rango de pendientes de 25 - 40% hacia la parte media asociado a laderas de aspecto irregular

Rango de pendientes de 40 - 60% (abrupta): Corresponde a uno de los rangos de mayor distribución, ocupando el 21.06% del total del área, y su distribución se da hacia la parte alta asociado a las vertientes rectas que descienden desde el cerro de Las Nubes y en la parte media relacionado a los taludes generados por las obras de mitigación construidas, al igual que los escarpes resultantes de los procesos de remoción en masa que han afectado la zona (Figura 65).

Las pendientes con este porcentaje no son aptas para urbanizaciones continuas, es un rango con características condicionadas para procesos urbanísticos y regularmente requiere obras de mitigación para su adecuación y manejo.



Figura 65. Rango de pendientes de 40 - 60% hacia a taludes generados en construcción de obras de mitigación

Rango de pendientes de 60 – 100 y superior al 100% (muy abrupta a escarpada):

Representa el rango de mayor distribución, correspondiente al 36.49% y su distribución se da principalmente hacia la zona central asociado a las laderas rectas y escarpadas que conforman la zona de estudio, al igual que en los taludes generados por las obras de mitigación construidas. Localmente se presenta este rango de pendientes asociado a los pequeños cañones de las quebradas La Peña y la quebrada La Comba (Figura 66).

Las pendientes con este porcentaje no son aptas para urbanizaciones continuas, es un rango con características condicionadas para procesos urbanísticos y regularmente requiere obras de mitigación para su adecuación y manejo.



Figura 66. Rango de pendientes superiores al 60%

7.6 RELIEVE RELATIVO

Se define como la diferencia entre la mayor elevación y la menor en una unidad determinada de superficie, cuya máxima diferencia se expresa en metros. Esta diferencia de altura se

presenta con relación a un nivel base del terreno, midiendo su variación indiferente de su altura con respecto al nivel del mar. Esta variable está directamente relacionada con la resistencia de los materiales a nivel superficial, asociados a la recurrencia de eventos de inestabilidad en materiales más erosionados o en aquellos que por su resistencia desarrollan un relieve con intervalos de altura extremadamente altos y pendientes escarpadas y abruptas. De igual manera, un mayor relieve relativo presenta una mayor energía potencial para la generación de movimientos en masa.

En la Tabla 58 se muestra la distribución de la variable y en la Figura 67 se presenta el mapa de relieve relativo para la zona de estudio:

Tabla 58. Distribución de rangos de pendientes de la zona de estudio

Rango relieve relativo	Total Área (ha)	Porcentaje (%)
<5 (Muy bajo)	9.76	31.5
5 – 10 (Bajo)	9.44	30.4
10 – 15 (Media)	7.05	22.7
15 – 25 (Alta)	3.76	12.1
>25 (Muy alto)	1.00	3.2

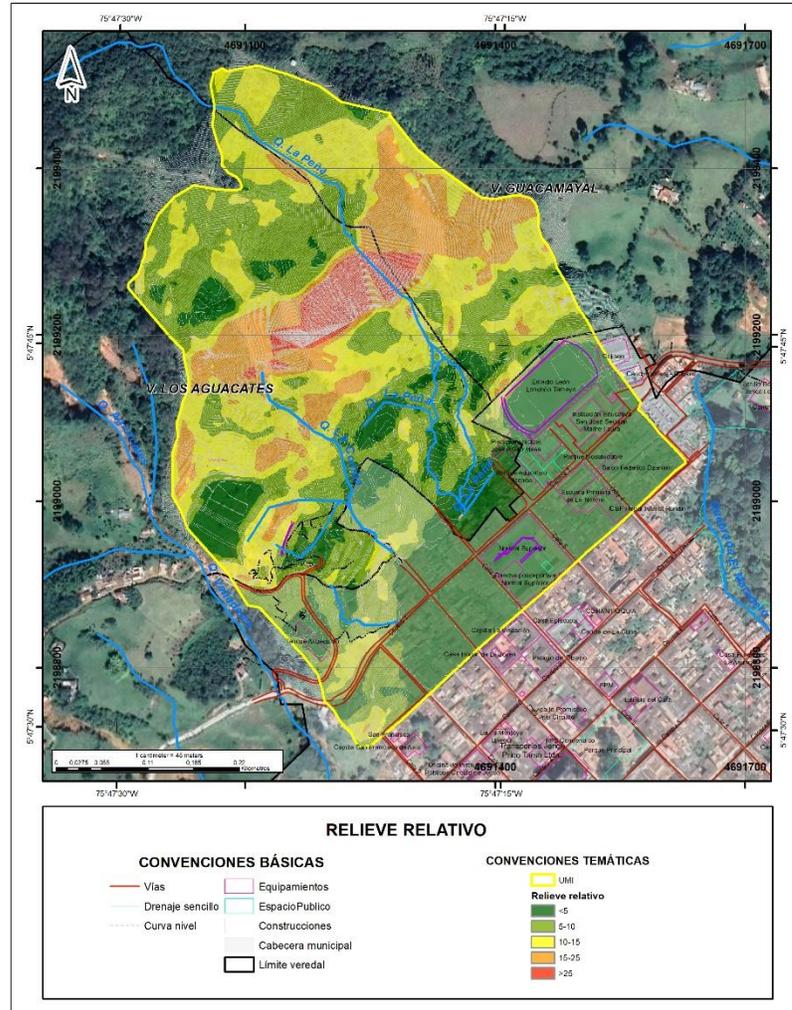


Figura 67. Mapa de variable de relieve relativo para la zona de estudio

Para el área de estudio, esta variable muestra una predominancia de un relieve relativo bajo a muy bajo con diferencias en altura entre < 5 y 10m, ocupando el 61.9% del total del área estudio. Estos valores están directamente relacionados con las unidades geomorfológicas que predominan en la parte media y baja donde se presentan procesos de intervención antrópica o donde las condiciones originales se han modificado por la ocurrencia de movimientos en masa o la acumulación de depósitos de vertiente.

Los rangos asociados a un relieve relativo medio 10 a 15m predominan hacia la zona central en la parte baja del escarpe donde el grado de incisión es un poco mayor representando el 22.7% del total del área, mientras que el rango de relieve relativo alto a muy alto (15 – 25 y > 25) se presenta en la parte alta de estas mismas vertientes escarpadas, ocupando el 15.4% del total del área.

7.7 GEOMORFOLOGÍA LOCAL

Como se presentó en la geomorfología regional, la zona de estudio presenta un comportamiento geomorfológico asociado a las unidades denominadas por Corantioquia como cerros estructurales y vertientes colinadas, todas ellas conformadas por vertientes largas de pendientes abruptas a escarpadas desarrolladas geológicamente sobre rocas de la Formación Combia.

Para la zona de estudio, las condiciones geomorfológicas identificadas a partir del proceso de fotointerpretación y del recorrido de campo preliminar, corresponden inicialmente a una serie de filos o lomos de topes subredondeados que descienden desde el cerro de Las Nubes en sentido SE-NW, de laderas cóncavas y convexas y pendientes muy inclinadas y una incisión moderada. Hacia la parte media se presenta una ladera predominantemente recta de pendientes escarpadas desarrollada sobre suelos residuales y rocas de la Formación Combia y que corresponde a la unidad más afectada por los procesos ocurridos en el año 2019. Hacia la base de zona escarpada se presentan zonas de aspecto irregular, algunas de ellas asociadas a la acumulación de depósitos de vertiente, al igual que a modificaciones de tipo antrópico, que exhibe pendientes entre suaves a muy inclinadas. Finalmente, hacia el sur, la zona ha sido intervenida antrópicamente para el establecimiento de equipamientos deportivos y viviendas, lo que genera zonas de pendientes bajas que contrastan con las zonas vecinas.

Teniendo en cuenta la escala del trabajo, estas unidades regionales, a partir de un proceso de fotointerpretación y análisis de sensores remotos, al igual que los mapas topográficos, mapa de pendientes y un modelo de elevación digital, han sido redelimitadas y verificadas en el trabajo de campo, de acuerdo con las características particulares que exhiben cada una de las vertientes que las conforman, entre las que se destacan la forma, longitud de la ladera y la inclinación de las pendientes. A partir de este proceso se han delimitado 29 elementos geomorfológico, tal y como se presenta en la siguiente figura, cuyas características particulares se describen a continuación. Se destaca que la caracterización local, conserva los elementos geomorfológico regionales, guardando coherencia con la clasificación propuesta por Corantioquia en el 2002.

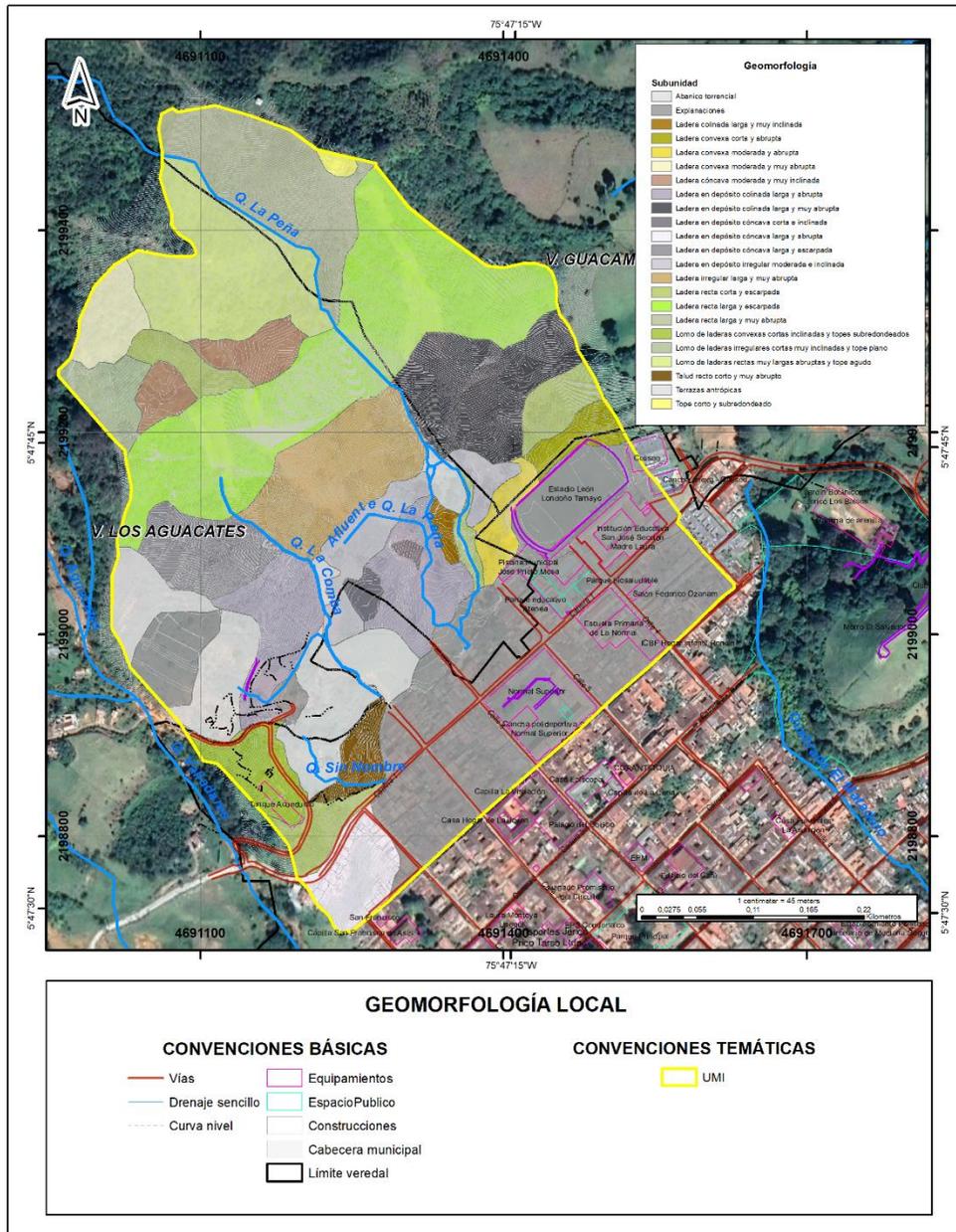


Figura 68. Mapa de unidades geomorfológicas locales para la zona de estudio

7.7.1 PLANICIE DE ORIGEN VOLCÁNICO COMBIA (PVC)

- Cerros estructurales (PVCce)

Son cerros a alturas entre los 1800 y 2400 msnm, de tope planos a subredondeados amplios, unos son de base ancha como del alto de las nubes, sus vertientes en general tienen formas planas a convexas, inclinaciones entre 35 y 55° en algunas partes pueden superar los 55° como en las vertientes hacia la cabecera municipal Jericó, longitudes de 700 a 1000 m, Los valles tienen una sección transversal en forma de “V” abierta con bajo grado

de incisión. Geológicamente corresponden a las rocas volcano sedimentarias de la formación Combia (Corantioquia et al., 2002).

Dentro de esta unidad se identifican las siguientes subunidades:

Tope plano y angosto (Tpa): Se extiende hacia el costado nororiental del área de estudio, en la zona donde se localiza la estación del cable. Corresponde a un tope de longitud corta, entre 8 y 12m, de pendientes inclinadas y forma plana a irregular, con un leve escalonamiento en sentido de la pendiente. Asociado a esta unidad no se identifican procesos morfodinámicos, sin embargo, se presentan algunas modificaciones antrópicas asociado al proceso constructivo de la estación del cable.

Ladera recta larga y muy abrupta (Lrlma): se extiende igualmente hacia el costado nororiental y corresponde a la ladera occidental que define el lomo sobre el que se localiza la estación del Cable. Corresponde a una ladera recta, variable entre 90 y 95m, de pendientes variables entre 60 y 100% (Figura 69). Se destaca que, hacia la base de la misma, se han realizado algunas modificaciones para la implantación de construcciones como kioscos.



Figura 69. Panorámica unidad de ladera recta larga y abrupto asociado a ladera suroriental de la zona donde se localiza la estación de cable

Lomo de laderas rectas muy largas abruptas y tope agudo (Lmlrmlaa): Corresponde a un lomo que se extiende hacia el costado norte, en la zona central, conformada por laderas rectas, desarrolladas sobre suelos residuales de la Formación Combia, de longitud variable entre 90 y 110m, y pendientes en el rango entre 40 – 60% (Figura 70). El tope que define este lomo presenta una dirección preferencial E-W, es agudo a subredondeado, y estrecho, donde actualmente se localiza una construcción. Asociado a esta zona no se identifican procesos morfodinámicos.



Figura 70. Panorámica unidad de lomo de laderas rectas muy largas abruptas y tope agudo, hacia el norte de la zona de estudio

Ladera cóncava moderada y muy inclinada (Lcvmmi): Se presenta igualmente hacia el norte, en la zona central, hacia la base de la unidad anteriormente descrita, al igual que en el costado noroccidental, donde se presenta un descanso en la pendiente, conformando laderas de longitud entre 40 y 50m, de aspecto dado por la presencia de zonas planas a cóncavas, y pendientes en el rango entre 25 – 40% (Figura 71). Esta unidad se desarrolla sobre suelos residuales de la Formación Combia y asociado a ella no se identifican procesos morfodinámicos.



Figura 71. Panorámica unidad de ladera cóncava moderada y muy inclinada al norte de la zona de estudio.

Ladera recta corta y escarpada (Lrce): Se extiende hacia el costado noroccidental, asociado al talud inferior del sendero peatonal de acceso a la zona. Esta unidad igualmente se identifica hacia el talud superior de la cancha de fútbol localizado en el costado suroriental. Corresponde a ladeas de longitud entre 20 y 30m, rectas, de pendientes superiores al 100% (Figura 72).



Figura 72. Panorámica unidad de ladera recta corta y escarpada, talud inferior de sendero de acceso a la zona norte del área de estudio

Ladera convexa moderada y muy abrupta (Lcxmma): Se extiende hacia la esquina noroccidental de la zona de estudio, y corresponde a una ladera de longitud variable entre 50 y 80, de forma convexa a colinada, y pendientes entre 60 y 10%. Asociado a esta unidad, no se identifican procesos morfodinámicos.

Lomo de laderas irregulares cortas muy inclinadas y tope plano (Lmicmip): Corresponde a un lomo que se extiende hacia el costado noroccidental, donde se localiza una vivienda al final del sendero peatonal, conformada por laderas irregulares dada por la presencia de zonas cóncavas, convexas y hasta planas, desarrolladas sobre suelos residuales de la Formación Combia, de longitud variable entre 30 y 40m, y pendientes en el rango entre 25 – 40% (Figura 73). El tope que define este lomo presenta una dirección preferencial SE-NW, plano, y estrecho. Asociado a esta zona no se identifican procesos morfodinámicos.



Figura 73. Panorámica unidad de lomo de laderas irregulares cortas muy inclinadas y tope plano, zona aledaña sendero de acceso a la zona norte del área de estudio

Ladera recta larga y escarpada (Lrle): Corresponde a la ladera escarpada, que se extiende como una franja continua a lo largo de toda la zona central del área de estudio, y que representa el elemento geomorfológico más representativo en la zona. Corresponde a una ladera desarrollada sobre rocas fracturadas de la Formación Combia, con algunos pequeños espesores de suelos residuales, de longitud del orden de 80 a 90m, de aspecto recto dado por los materiales que la conforman y pendientes superiores al 100%. Asociado a esta unidad es que se presentaron la mayor parte de los deslizamientos superficiales ocurridos durante el 2019, muchos de los cuales aún son identificables (Figura 74).



Figura 74. Panorámica unidad de ladera recta larga y escarpada asociado al escarpe que se presenta en la zona central del área de estudio

Ladera en depósitos colinada larga y muy abrupta (Ldclma): Corresponde a la ladera que se extiende hacia el costado oriental de la quebrada La Peña, que representa la continuación de la unidad anteriormente descrita, pero donde se presenta un pequeño descanso en la pendiente. Corresponde a una ladera irregular en sentido transversal a la pendiente, de longitud entre 60 y 70m, y pendientes muy abruptas, del orden de 60 – 100% (Figura 75). Se destaca que parte de esta unidad se vio afectada por uno de los movimientos en masa que se desprendió de la parte alta de la ladera.



Figura 75. Panorámica unidad de ladera en depósitos colinada larga y muy abrupta sobre costado oriental de la quebrada La Peña

Ladera en depósitos irregular larga y muy abrupta (Ldilma): Se extiende hacia la parte media, sobre la vertiente occidental de la quebrada La Peña hasta la quebrada La Comba al occidente, presentando condiciones similares a la unidad anteriormente descrita. Corresponde a una ladera irregular en sentido transversal a la pendiente, de longitud entre 80 y 90m, y pendientes del orden de 60 – 100% (Figura 76). Corresponde a una ladera que se extiende desde la base de la unidad de escarpes y se asocia a la acumulación de depósitos de vertiente. Asociado a esta unidad se identifican escarpes, asentamiento e irregularidades asociado a la presencia de cicatrices de antiguos movimientos en masa y a procesos de erosión superficial e igualmente ha correspondido a la zona de acumulación del material movilizado por movimientos en masa como los ocurridos en el 2019.



Figura 76. Panorámica unidad de Ladera en depósitos irregular larga y muy abrupta, vertiente occidental de la quebrada La Peña

Ladera en depósito cóncava larga y escarpada (Ldcvle): Se extiende igualmente en la zona central, sobre la margen occidental de la quebrada La Comba. Corresponde a una ladera de longitud entre 90 y 100m, de aspecto cóncavo y pendientes superiores al 100% (Figura 77).



Figura 77. Panorámica unidad de ladera en depósito cóncava larga y escarpada, margen occidental de la quebrada La Comba

Terrazas antrópicas (Ta): Corresponden a taludes y bermas conformadas mediante proceso

de perfilamiento del talud como medida de mitigación y control de erosión. En este caso corresponde a las obras de estabilización construidas hacia el costado occidental por parte de la Unidad Nacional de gestión del riesgo (Figura 78).



Figura 78. Panorámica unidad de terrazas antrópicas, costado occidental del área de estudio

- **Vertientes colinadas (PVCvc)**

Corresponden a vertientes que presentan inclinaciones entre 16 y 35°, son de formas convexas, conformando así una vertiente colinada, los valles tienen una sección transversal en forma de “V” abierta con una diferencia de altura de 20 a 50 m. En algunos sectores, en las márgenes de los ríos se aprecian colinas asiladas de la vertiente con alturas de 20 a 40 m, de topes redondeados estrechos, bases amplias, flancos convexas y de inclinaciones entre los 20 y 40° (Corantioquia et al., 2002).

Dentro de esta unidad se identifican las siguientes subunidades:

Ladera convexa corta y abrupta (Lcxca): Corresponde a una pequeña ladera que se extiende hacia el talud superior de la cancha de fútbol, conformando una ladera convexa, de longitud entre 30 y 40m y pendientes entre 40 – 60% con algunas zonas menores (Figura 79). Esta ladera se caracteriza por presentar algunos escarpes de tipo erosivo y haber sido intervenida por la construcción de las graderías.



Figura 79. Panorámica unidad de ladera convexa corta y abrupta, talud superior de cancha de fútbol

Ladera en depósito irregular moderada e inclinada (Ldimi): Esta unidad se identifica en dos sectores de la zona analizada, hacia la zona central, el primero de ellos en la margen derecha del ramal oriental de la quebrada La Peña, y el segundo entre el ramal occidental de la quebrada La Peña y la quebrada La Comba. Corresponde a zonas de aspecto irregular dado por la presencia de zonas colinadas a planas, generadas por la acumulación de depósitos de vertiente. Exhibe longitudes entre 50 y 60m y pendientes del orden de 10 – 25%, en algunas zonas menores, favoreciendo la conformación de zonas de empozamiento de aguas lluvias (Figura 80).



Figura 80. Panorámica unidad de ladera en depósito irregular moderada e inclinada zona aledaña a la quebrada La Peña

Ladera colinada larga y muy inclinada (Lclmi): Corresponde a una ladera, variable entre 70 y 100m, de forma convexa a colinada que se define entre los dos ramales de la quebrada La Peña, las cuales presentan un grado de incisión moderado dando apariencia de lomo. Exhibe pendientes del orden de 25 – 40%. Asociado a ella se identifican algunos procesos de erosión superficial (Figura 81).



Figura 81. Panorámica unidad de ladera colinada larga y muy inclinada, localizada entre los dos ramales de la quebrada La Peña

Ladera en depósitos colinada larga y abrupta (Ldcla): Corresponde a la ladera que se extiende hacia sobre ambas márgenes del ramal occidental de la quebrada La Peña, en la zona central, incluyendo la zona aledaña a las escaleras que corresponden a la continuación de la calle 6. Esta unidad igualmente se presenta sobre la margen occidental de la quebrada La Comba. Corresponde a una ladera irregular en sentido transversal a la pendiente, dado por la presencia de zonas escalonadas a colinadas, de longitud entre 90 y 95m, y pendientes variables entre muy inclinadas y abruptas, del orden 25 a 60% (Figura 82). Asociado a esta unidad se identifican algunas cicatrices de movimientos en masa, al igual que procesos de erosión superficial.



Figura 82. Panorámica unidad de ladera en depósitos colinada larga y abrupta, hacia la zona central en zona aledaña a escaleras de acceso al sector

Ladera corta recta y escarpada (Lcre): Corresponde a las laderas conformadas por la incisión del ramal oriental de la quebrada La Peña, por lo que se presentan siguiendo la trayectoria de la misma, donde se generan laderas rectas, del orden de 10 a 15m, de pendientes superiores al 100%. Esta unidad igualmente se identifica hacia el talud superior

de la cancha de fútbol, en el costado oriental de la zona de estudio; y en el costado occidental asociado a la ladera sur de la zona donde se localiza la planta de tratamiento. Estas dos últimas difieren en que presentan longitudes de entre 20 y 25m (Figura 83).



Figura 83. Panorámica unidad de ladera corta recta y escarpada, ramal oriental de la quebrada La Peña

Ladera en depósito cóncava corta e inclinada (Ldcvci): Corresponde a dos pequeñas zonas localizadas entre las quebradas La Peña y La Comba, que se diferencian de las alledañas por una marcada concavidad, posiblemente relacionado a la ocurrencia de procesos morfodinámicos. Corresponde a laderas de entre 30 y 40m, de pendientes entre 10 y 25% y se desarrollan sobre depósitos de vertiente (Figura 84).



Figura 84. Panorámica unidad de ladera en depósito cóncava corta e inclinada, sector alledaño a quebrada La Comba

Lomo de laderas convexas cortas inclinadas y tope subredondeado (Lmcxcis): Corresponde a un pequeño lomo que descende en sentido SE-NW sobre el que se localiza la planta de tratamiento. Exhibe laderas de longitudes entre 20 y 30m, de pendientes en el rango entre 10 – 25% y formas convexas (Figura 85). Asociado a esta unidad se identifican algunas cicatrices de movimientos en masa, principalmente hacia la vía de acceso a la zona.



Figura 85. Panorámica unidad de lomo de laderas convexas cortas inclinadas y tope subredondeado, donde se localiza la planta de tratamiento

Ladera en depósito cóncava larga y abrupta (Lcvla): Corresponde a la unidad que se extiende hacia el costado suroccidental del área e estudio, donde se localiza parte del barrio La Comba, y donde se presentaron las mayores afectaciones por el evento ocurrido en el 2019. Corresponde a una ladera conformada por depósitos de vertiente, de forma cóncava a plana, de longitud entre 70 y 80m y pendientes entre 25 y 40% principalmente (Figura 86).



Figura 86. Panorámica unidad de ladera en depósito cóncava larga y abrupta, asociado a barrio La Comba

Terrazas antrópicas (Ta): Corresponden a taludes y bermas conformadas mediante proceso de perfilamiento del talud como medida de mitigación y control de erosión. En este caso corresponde a las obras de estabilización construidas a raíz del evento ocurrido en 2019 por parte del DAPARD y la Administración municipal. Se destaca que asociado a estas terrazas se identifica la ocurrencia de movimientos en masa, agrietamiento y deformaciones de las bermas, al igual que el predominio de procesos de tipo erosivo (Figura 87).



Figura 87. Panorámica unidad de terrazas antrópicas

Explanaciones (exp): Corresponde a modificaciones realizadas sobre el terreno, para el establecimiento de intervenciones antrópicas, que en este caso corresponden a las explanaciones realizadas para el establecimiento de equipamientos deportivos y educativos, la construcción de viviendas y las adecuaciones para la construcción de obras de mitigación. Esta unidad exhibe aspecto regular a plano, de pendientes predominantemente suaves a inclinadas que contrasta con las zonas aledañas (Figura 88).



Figura 88. Panorámica unidad de explanaciones

Talud recto corto y muy abrupto (Trcma): Corresponde a taludes generados para la estabilización del sector Los Aguacates, por lo que corresponden a taludes con longitudes entre 20 y 30m, rectos de pendientes entre 40 – 60% principalmente (Figura 89). Se destaca que asociado a estos taludes se identifica el predominio de procesos de tipo erosivo.

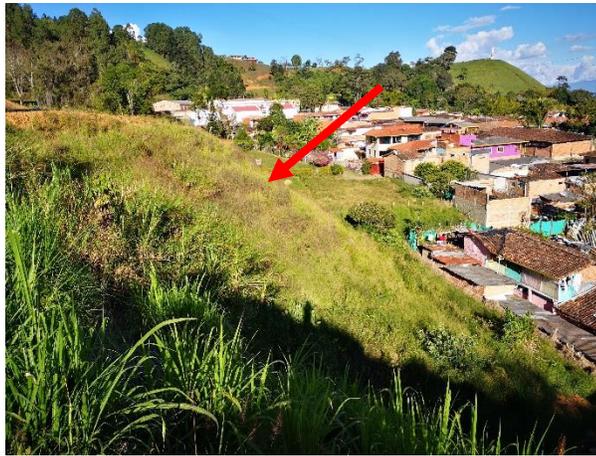


Figura 89. Panorámica unidad de talud recto corto y muy abrupto, sector Los Aguacates y La Comba, al suroccidente de la cabecera municipal de Jericó, Antioquia.

7.8 MORFODINÁMICA

Dentro del área de estudio, los movimientos en masa identificados pueden ser agrupados dentro de dos tipos principales, los primeros de ellos con características planares, asociados al evento ocurrido en el año 2019 sobre las unidades geomorfológicas de mayor pendiente localizadas hacia el costado norte y asociados principalmente a las zonas conformadas geológicamente por suelos residuales y rocas fracturadas de la Formación Combia. Los segundos corresponden a deslizamientos más profundos, de tipo rotacional, que se localizan hacia el costado occidental donde predominan depósitos de vertiente y suelo residuales de la Formación Combia, algunos de ellos activos y otros estabilizados (Figura 90).

Estos movimientos en masa tienen origen por diferentes factores, tanto naturales como antrópicos. Entre las causas naturales se encuentran la saturación de los suelos por períodos intensos de lluvias, además de la pendiente, la forma y longitud de las laderas. Las causas atribuidas a factores antrópicos son principalmente pérdida de soporte en taludes por modificaciones, ausencia de sistemas de drenaje o en su defecto sistemas mal construidos e inadecuado uso y manejo del suelo.

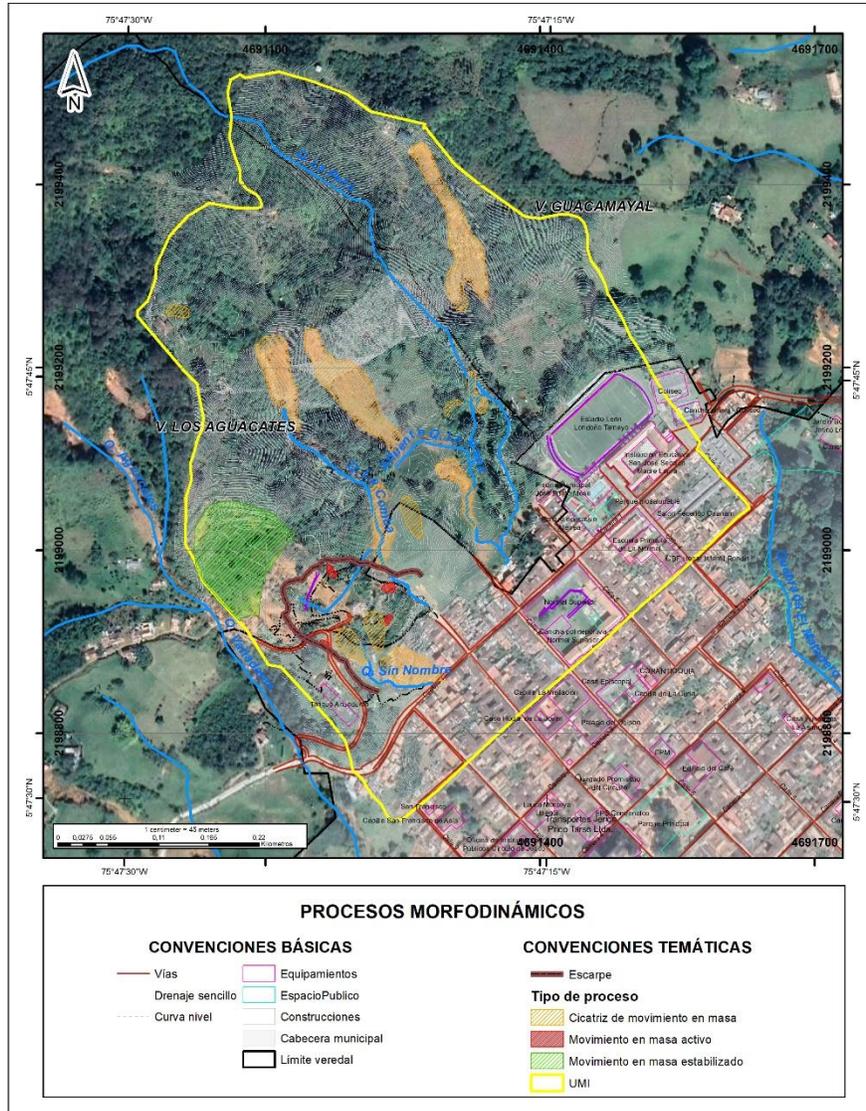


Figura 90. Mapa de procesos morfodinámicos

Hacia el costado norte, en la zona de escarpe, aún se conservan las evidencias de los procesos ocurridos durante el evento del 2019, los cuales corresponden a deslizamientos con un componente planar, que se encausaron a través de las quebradas y se comportaron posteriormente como flujos. Estos procesos se encuentran inactivos, en proceso de revegetalización; son clasificados como de tipo superficial cuya superficie de falla está dada por el contacto entre los materiales residuales y las rocas fracturadas de la Formación Combia, que corresponden a materiales más competentes (Figura 91).



Figura 91. Movimientos en masa planares identificados hacia la zona del escarpe.

Los deslizamientos de mayor complejidad se identifican hacia el costado suroccidental de la zona de estudio, en el sector conocido como Los Aguacates, donde hacia la parte alta, se reporta desde el año 2015 la ocurrencia de un movimiento en masa complejo que muestra componentes de tipo circular afectando principalmente materiales de origen gravitacional. La parte superior de este movimiento ha sido intervenido mediante la remoción del material fallado y la perfilación del terreno e implementación de obras para el manejo de agua superficial y profunda al igual que revegetalización del mismo (Figura 92). Esta zona actualmente se observa estable, sin embargo, al interior se identifican zonas afectadas por procesos de erosión superficial.



Figura 92. Movimiento en masa estabilizado en la parte alta de sector Los Aguacates.

Hacia el talud inferior, este igualmente se encuentra perfilado pero sin ningún tipo de obra para el manejo de agua lluvias y de escorrentía o de revegetalización, por lo que sobre él se identifica un predominio de procesos de tipo erosivo algunos de ellos correspondientes a cárcavas, localizados principalmente en las zonas de alta pendiente en los peldaños intermedios y bajos, correspondientes a sectores de acumulación de agua y posterior movilización de las partes superficiales del suelo (Figura 93).



Figura 93. Procesos erosivos sobre taludes intervenidos en el sector Los Aguacates.

Asociado a este sector, se identifican evidencias que sugieren la ocurrencia de un movimiento en masa, activo, de tipo rotacional, que afecta principalmente materiales asociados a depósitos de vertiente, en una amplitud aproximada de 110m hacia la zona central del cuerpo del mismo (Figura 94). Este movimiento en masa ha mostrado velocidades de desplazamiento medias, que se han aumentado en los periodos de lluvia, generando flujos de lodo que escurren por las zonas de alta pendiente.



Figura 94. Escarpe de movimiento en masa activo identificado en el sector de Los Aguacates

Este movimiento en masa se manifiesta por la presencia de un escarpe principal continuo que es observable con mayor facilidad hacia el flanco occidental y en la corona, presentando inclinaciones desde 60° hasta 90° , con diferencias de altura de hasta 5 metros en algunos sectores, de forma recta (Figura 95). En el flanco oriental no es muy clara su traza, sin embargo, se presentan árboles deformados y afectaciones en las márgenes de la quebrada La Comba que permiten inferir su traza en dicho sector (Figura 96).



Figura 95. Escarpe identificado en la corona y el flanco occidental del movimiento en masa.



Figura 96. Evidencias que sugieren continuidad del escarpe en el flanco oriental.

Al interior del movimiento en masa, se identifican deformaciones, asentamientos, agrietamiento, y movimientos de menor tamaño, destacándose que la zona corresponde a un área bastante intervenida antrópicamente, por lo que la mayor parte de estos afectan las zonas modificadas por los procesos de perfilamiento de taludes (Figura 97).



Figura 97. Agrietamiento y deformaciones identificadas el interior del movimiento en masa sobre zonas intervenidas

En la zona media, en el sector comprendido entre la quebrada La Comba y La Peña, se observan algunos movimientos en masa, uno de ellos activo, con características rotacionales, con un escarpe principal variable entre 2 y 3m, que afecta depósitos de vertiente principalmente y cuyo material movilizado se ha acumulado en la base conformando zonas de aspecto irregular donde se favorece la conformación de zonas de empozamiento de aguas lluvias y de escorrentía (Figura 98). De acuerdo con el proceso de fotointerpretación este evento se presenta desde el evento de 2019.



Figura 98. Movimiento en masa activo reportado desde el año 2019.

En este mismo sector, pero más hacia la zona de la quebrada La Comba se identifica una zona de aspecto cóncavo, regular, que sugiere la ocurrencia de un antiguo movimiento en masa, actualmente revegetalizado y del cual solo se conserva la concavidad de la zona, donde se favorece la acumulación de aguas lluvias y de escorrentía a través de zonas de empozamiento (Figura 99).



Figura 99. Zona irregular que sugiere la conformación de un antiguo movimiento en masa

Finalmente, asociado al proceso de ganadería, se identifican algunas cicatrices de movimiento en masa o escarpes erosivos, revegetalizados, que se localizan principalmente hacia el cambio de pendiente de la zona escarpada y el área media. El fenómeno se manifiesta por la presencia de irregularidades y concavidades en el terreno. Se destaca que hacia la parte media y baja de estos movimientos se identifican zonas de aspecto irregular que corresponden a la zona de acumulación del depósito generado por dichos movimientos (Figura 100).



Figura 100. Escarpes erosivos asociados a actividades ganaderas

8. EVALUACIÓN GEOTÉCNICA

8.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO

En este capítulo se presentan los principales aspectos geotécnicos de la zona de estudio, los cuales fueron el resultado de las visitas de inspección y reconocimiento, de las exploraciones de campo, de los resultados de laboratorio y de los análisis geotécnicos en general. Se detallan aspectos como el trabajo de campo que incluyó una campaña de exploración por métodos directos (perforaciones) e indirectos (ensayos de refracción sísmica y ensayos de resistividad), los trabajos de laboratorio y el análisis de estos, la definición de los parámetros geotécnicos y los análisis de estabilidad que permitieron definir las condiciones de amenaza en el área de estudio.

8.1.1 EXPLORACIÓN DIRECTA

Basado en las características topográficas y las formaciones geológicas de la zona a estudiar, se planteó un programa de exploración, que permitió definir el modelo geológico y geotécnico de la zona de estudio y sus características estratigráficas como físico-mecánicas, insumo fundamental en los análisis de estabilidad y en la definición y diseño de las obras de estabilización que se puedan requerir.

El trabajo de exploración contempló la ejecución de trece (13) perforaciones, para definir cinco (5) perfiles o secciones de análisis, cada uno con al menos dos sondeos de referencia.

El programa de exploración directa se realizó con taladros mecánicos, que utilizan para el avance en la perforación el sistema de rotopercusión, que permitió explorar tanto suelos como rocas o mezclas de estos. El método de percusión se lleva a cabo en los materiales de suelo sin fragmentos de roca que permiten el avance utilizando el muestreador estándar mediante el hincado por impacto de la herramienta de muestreo, mientras que, para materiales con presencia de roca o bolas de roca, se hace necesario utilizar herramientas con puntas diamantinas que permiten el avance por rotación en dichos materiales.

Los sondeos definidos para el análisis fueron distribuidos de tal manera que se lograra la mayor cobertura del área a evaluar y adicionalmente se ubicaron para definir y establecer perfiles estratigráficos con adecuada información geotécnica. Estos sondeos fueron denominados en este informe como P-1 hasta P-13.

La localización geográfica de los sondeos se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 59. Coordenadas de los sondeos de exploración realizados.

Sondeo	Coordenada Norte	Coordenada Este
P-1	2198976.81	4691096.91
P-2	2198890.20	4691204.17
P-3	2198865.36	4691256.37
P-4	2198939.36	4691204.42
P-5	2198926.83	4691253.59
P-6	2199297.82	4691119.90
P-7	2199043.74	4691226.47
P-8	2198972.88	4691263.06
P-9	2199108.05	4691272.88
P-10	2199035.58	4691332.68
P-11	2199461.64	4691234.69
P-12	2199247.66	4691379.13
P-13	2199180.90	4691419.22

Nota: Sistema de coordenadas: Magna Sirgas Origen Único Nacional.

En la siguiente figura se representa la ubicación de cada uno de los sondeos.

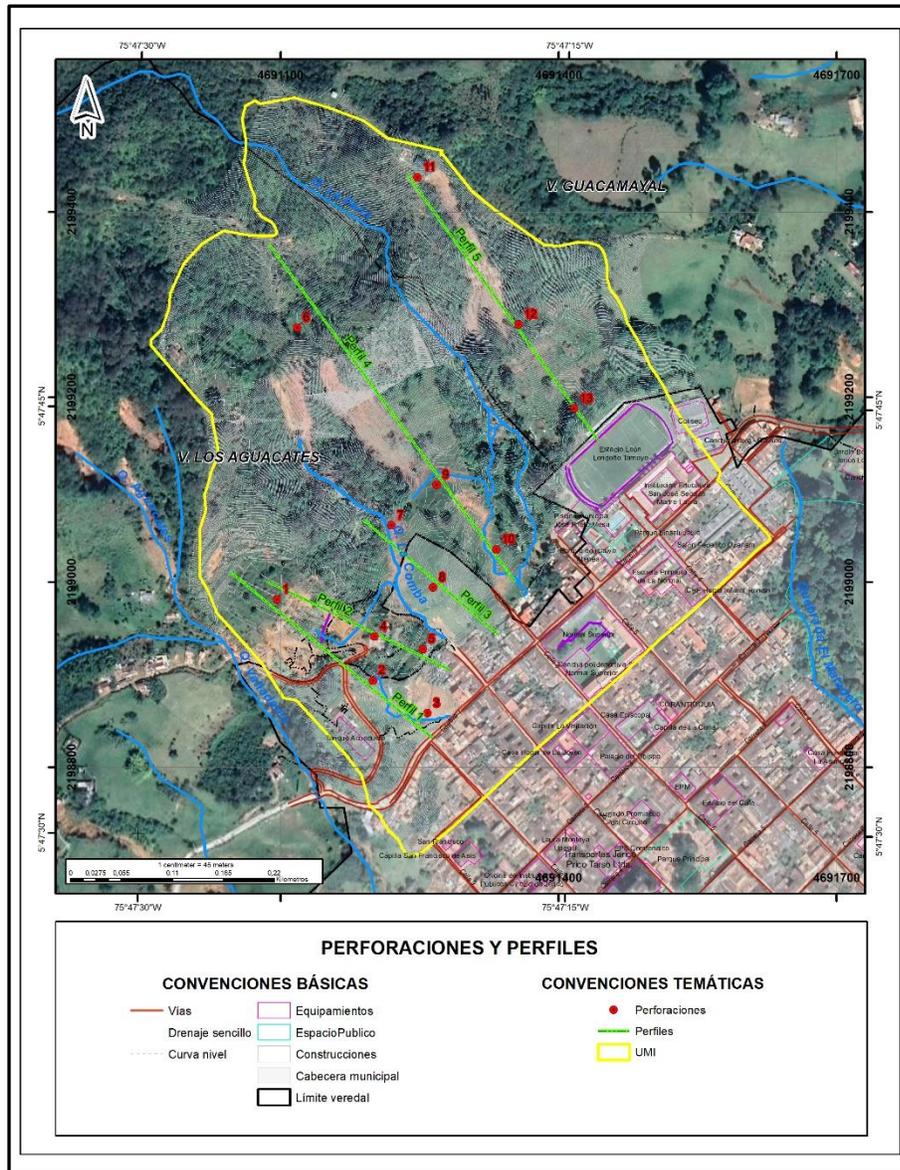


Figura 101. Localización de sondeos exploratorios.

Las perforaciones que se ejecutaron en este proyecto alcanzaron profundidades entre 10.0 y 20.50 m, donde se recuperaron tanto muestras alteradas como inalteradas. La longitud final de los sondeos se definió de acuerdo con la estratigrafía encontrada, verificando que en la mayoría de ellos se detectará la roca subyacente. En la Tabla 60 se indica la profundidad alcanzada en cada uno de los sondeos. De cada sondeo ejecutado se levantó una columna estratigráfica que contiene la descripción de los materiales y sus propiedades, las cuales son presentadas en este documento en formato de Anexo 1.

Tabla 60. Numero de sondeos exploratorios y longitud alcanzada.

Sondeo	Profundidad (m)
P-1	15.40
P-2	16.15
P-3	16.10
P-4	17.50
P-5	10.15
P-6	20.50
P-7	19.0
P-8	10.0
P-9	18.5
P-10	16.50
P-11	20.50
P-12	15.0
P-13	16.0

En las figuras siguientes se muestran los sitios y equipos de perforación utilizados para la campaña de auscultación del subsuelo.

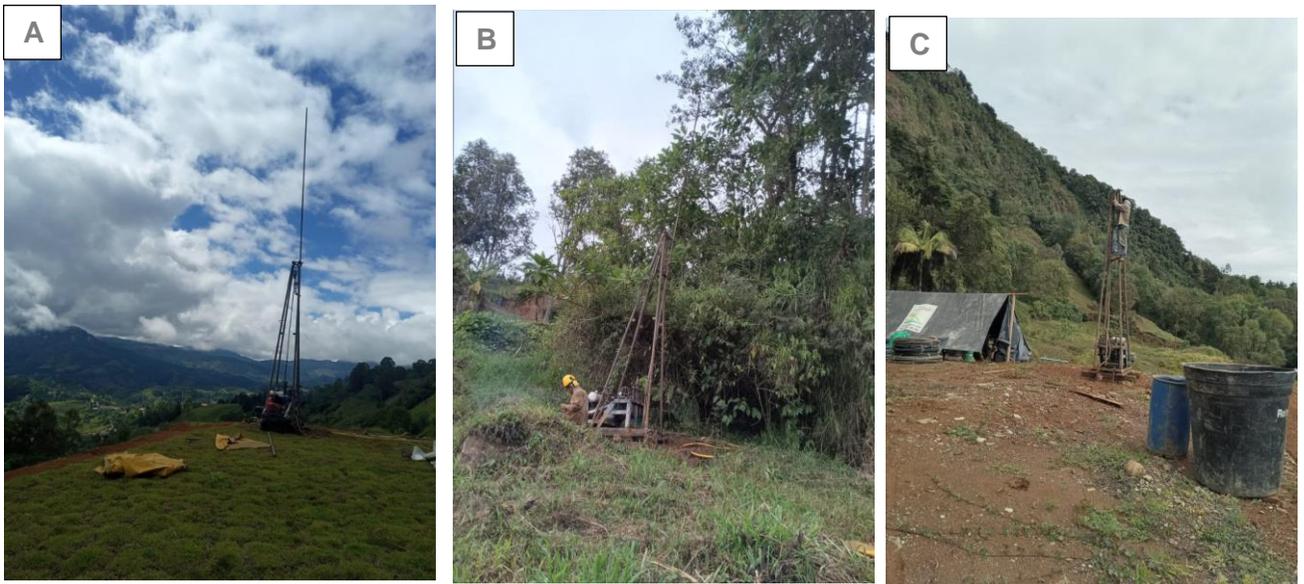


Figura 102. A) Ejecución sondeo P-1, B) Ejecución sondeo P-2, C) Ejecución sondeo P- 4.

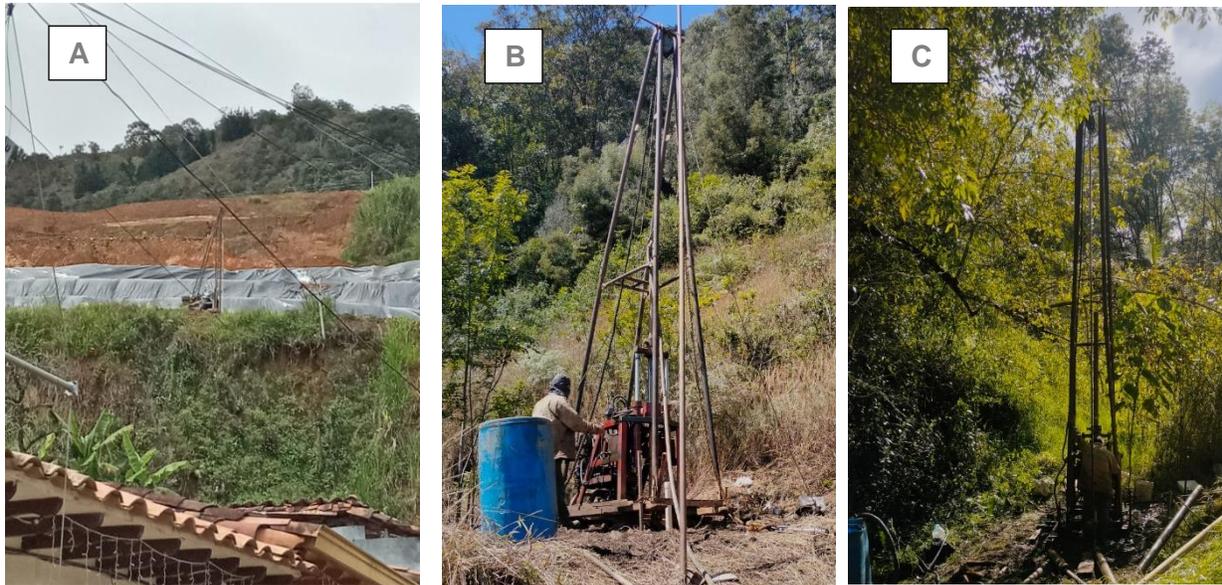


Figura 103. A) Ejecución sondeo P-5, B) Ejecución sondeo P-12, C) Ejecución sondeo P- 13.

Durante la campaña exploración e investigación del subsuelo para cada uno de los sondeos ejecutados se llevó a cabo el ensayo de penetración estándar (SPT) a intervalos de 1.0 m, el cual permite conocer el número de golpes requerido al introducir un muestreador 45 cm, obteniendo un valor de N que corresponde a la suma de los golpes necesarios para penetrar los últimos 30 cm; este valor resulta útil en la determinación de la consistencia o compacidad del material y la obtención de parámetros geomecánicos que caracterizan el subsuelo que conforma los diferentes estratos a partir del uso de correlaciones disponibles en la literatura.

Metro a metro para cada uno de los sondeos proyectados se toman muestras del material, el cual es visualmente caracterizado y almacenado en bolsas plásticas con el fin de preservar sus características propias de estado límite, estas se conocen como muestras alteradas o remoldeadas por ser extraídas con un muestreador estándar; las muestras representativas son llevadas al laboratorio donde se les practican ensayos de clasificación para conocer el tipo de suelo y propiedades como humedad, granulometría y límites de Atterberg. Adicionalmente, se toman muestras inalteradas, extraídas con tubo Shelby, las cuales por la forma en que fueron recuperadas permiten obtener a través de ensayos específicos, como corte directo y compresión confinada, parámetros de resistencia que posteriormente son comparados con los obtenidos a través de las correlaciones disponibles en la

8.1.2 EXPLORACIÓN INDIRECTA

Para el complemento y ajuste de la caracterización de los terrenos que conforman el área de estudio, se auscultó el subsuelo mediante técnicas de exploración indirecta. Las técnicas de geofísica aplicada están orientadas a distinguir o reconocer formaciones geológicas que se

encuentran en profundidad mediante la medición de un parámetro físico asociado a ellas: la densidad, la velocidad de las ondas elásticas, la resistividad eléctrica, etc.

Para el presente estudio se utilizaron técnicas de resistividad eléctrica y de sísmica de refracción. Los ensayos de resistividad eléctrica son un método geofísico que permite obtener la estratigrafía aproximada para un perfil de suelo utilizando la variación de las resistividades de los diferentes tipos de suelos las cuales dependen del contenido de humedad, la concentración de iones disueltos, por ejemplo, las arcillas saturadas tienen muy baja resistividad en contraste con los suelos secos y rocas que poseen altas resistividades. El ensayo además permite establecer en forma rápida la profundidad de nivel freático, al igual que la ubicación de la roca parental. Para el caso de los ensayos de sísmica de refracción se realiza la medición de la respuesta del suelo a impulsos u ondas generadas en superficie, mediante las cuales se logra obtener la velocidad de onda de corte y definir entre otros el perfil de suelos típico de la zona.

8.1.2.1 Exploración geoelectrica

8.1.2.1.1 Fundamento teórico

Un perfil eléctrico o tomografía de resistividad eléctrica (TRE), es usado para determinar las particularidades de la heterogeneidad de un terreno en función de la profundidad y de ese modo mapear una sección particular del subsuelo como un perfil (Krishnamurthy et al., 2004). Esta técnica es útil para áreas de complejidad geológica. La realización de una tomografía envuelve la medición de una serie de líneas eléctricas que se abrirán tanto como se quiere penetrar en profundidad (DeGroot-Hedlin y Constable, 1990; Singhal y Gupta, 2010) y el equipo lo permita.

Para cada medida se usarán dos electrodos de corriente: uno para inyectar la corriente y otro para recibirla, C1 y C2, (su notación usual es A y B) y el campo eléctrico es medido por dos electrodos de potencial, P1 y P2, (su notación usual es M y N) (Figura 104). La toma de datos en campo queda sintetizada mediante la seudo-sección, la cual contiene la colección de los datos de resistividad aparente trazada en función de una seudo-profundidad (relacionadas a las dimensiones del arreglo) (Revil et al., 2011).

Para la adquisición de información DC en 2D se escogió el arreglo Schlumberger el cual tiene una sensibilidad moderada a las estructuras horizontales y verticales del subsuelo y puede alcanzar una profundidad de investigación mayor del 10% que el arreglo Wenner.

Cabe destacar que a cada electrodo fue necesario tomar su ubicación espacial con GPS de resolución métrica a centimétrica para luego poder generar la correspondiente corrección por topografía y obtener un mejor ajuste del modelo 2D.

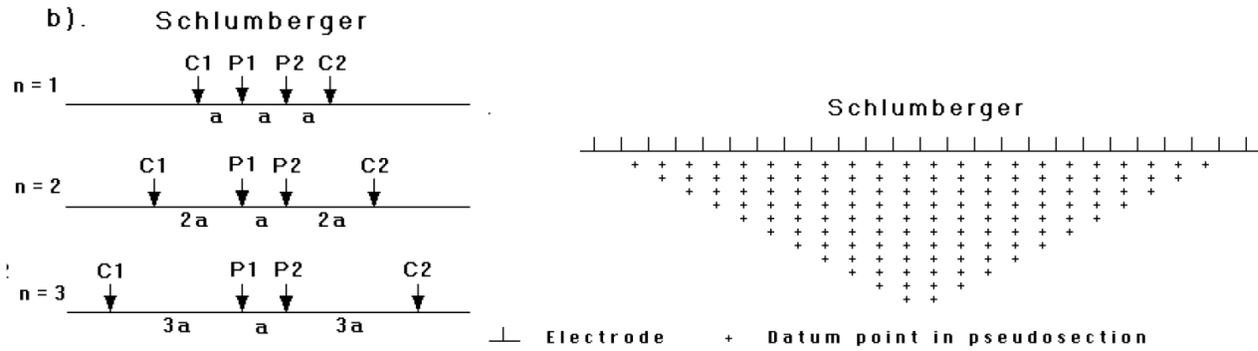


Figura 104. A la izquierda, arreglos de electrodos Schlumberger; A la derecha, seudo-sección usando el arreglo Schlumberger (Tomado y modificado de Loke, 2004).

8.1.2.1.2 Ubicación de tomografías eléctricas

La localización de las líneas obedece a la identificación aproximada de la distribución del nivel freático a profundidad y su relación con la topografía, de tal manera que permita la caracterización de flujo base de agua. La ubicación de los puntos iniciales y finales de cada una de las TRE están consignadas en la siguiente tabla y su localización en la Figura 105.

Tabla 61. Coordenadas de inicio y fin de las tomografías realizadas.

TRE		Coordenadas inicio		Coordenadas fin	
#	Longitud (m)	N	W	N	W
1	90	5°47'51.12"N	75°47'25.03"O	5°47'51.78"N	75°47'27.72"O
2	90	5°47'37.08"N	75°47'26.47"O	5°47'39.66"N	75°47'25.08"O
3	120	5°47'36.30"N	75°47'22.07"O	5°47'39.80"N	75°47'20.47"O
4	60	5°47'36.57"N	75°47'21.24"O	5°47'37.25"N	75°47'22.97"O
5	60	5°47'39.80"N	75°47'18.12"O	5°47'40.82"N	75°47'16.44"O
6	90	5°47'42.88"N	75°47'18.15"O	5°47'42.78"N	75°47'20.62"O
7	90	5°47'45.56"N	75°47'12.65"O	5°47'43.65"N	75°47'14.79"O

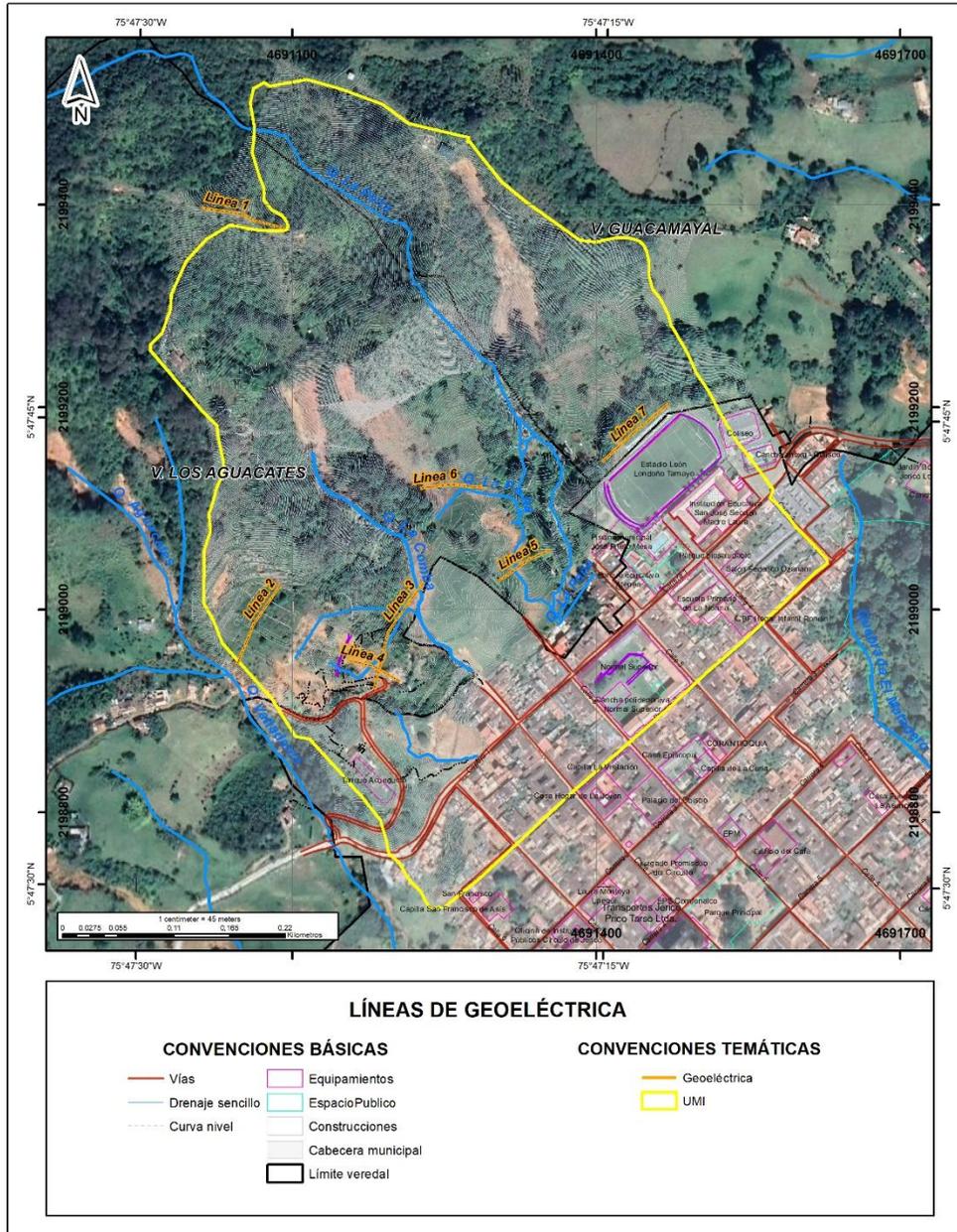


Figura 105. Ubicación de las tomografías en el área del proyecto (color naranja).

8.1.2.1.3 Metodología

A continuación, se presentan los aspectos metodológicos asociados al levantamiento e interpretación de los datos geo eléctricos.

- Adquisición de datos de campo

Consideración de campo

Para la ubicación de las líneas de prospección geo eléctrica, es decir, TRE, es necesario considerar la apertura máxima disponible en el equipo de adquisición de datos (ABmax) con la cual se puede aproximar el alcance a profundidad máximo posible o esperado; y la orientación de la línea para certificar que información litológica e hidrogeológica se está adquiriendo.

Las líneas planteadas buscan interceptar los sitios de interés propuestos, esto para buscar la profundidad del nivel freático y corroborar la posibilidad de estar tratando con afloramiento de aguas o estar lejos de ello. En este estudio se hicieron un total de 7 tomografías de resistividad eléctrica. Las tomografías (TRE) 2, 3, 4, 5, 6 y 7 se ubican en la parte sur del lote, mientras que TRE 1 se ubica en el norte, por tanto, se puede obtener la información necesaria para definir la extensión y distribución del nivel freático a lo largo del área de estudio.

Equipo

El equipo para medidas de resistividad DC consta de un medidor de resistividad (LGM 4point Light 10W), variedad de cables, electrodos de acero inoxidable y un computador portátil que registra la información adquirida.



Figura 106. Equipo de Tomografías Eléctricas LGM 4point light 10W.



Figura 107. Sensor multi-electrodo LGM para tomografías eléctricas.

8.1.2.1.4 Resultados

Teniendo en cuenta que las pseudo-secciones no resuelven el modelo de resistividad eléctrica del subsuelo a profundidad; el proceso de inversión es el procedimiento para llevar la pseudo-sección de los datos aparentes a una imagen en perfil de la resistividad en función de la profundidad llamada tomografía. Aquí el modelo inverso es usualmente desarrollado con aproximaciones determinísticas. Solo estas aproximaciones buscan rescatar la verdadera distribución de la resistividad (Revil et al., 2012).

El procesamiento de datos se llevó a cabo con la ayuda del programa RES2DINV, el cual está basado en la metodología de la solución del problema inverso de Occam modificada por DeGroot-Hedlin y Constable (1990) y mejorada por Loke (2004). Esta metodología permite obtener la solución del problema inverso planteado a resistividades en el subsuelo a partir de los resultados obtenidos en campo, así al final, generando modelos o imágenes de resistividad del subsuelo.

8.1.2.1.5 Análisis de Resultados

La descripción de los resultados obtenidos para cada una de las tomografías realizadas se encuentra a continuación:

- **Tomografía eléctrica resistiva 1 (TRE 1)**

Esta línea tiene longitud de 90 m que permitió un tope de penetración máxima de 20 m. Para esto se usó una distribución de 30 electrodos espaciados 3 m entre sí, con variaciones en el terreno entre 2272 y 2283 m.s.n.m. Esta TRE se realizó en sentido E-W, en el sector más norte y escarpado de la zona de estudio en dirección de la pendiente.



Figura 108. Extensión y adquisición de datos de TRE 1.

En la Figura 109 se presenta el perfil luego de la inversión, en este perfil se observan que las resistividades oscilan entre 250 y 7810 ohm-m. Los valores más altos de resistividad se encuentran sobre el sector más Este de la tomografía, en los niveles más profundos. Por otro lado, los valores más bajos se distribuyen a lo largo de la línea, conformando zonas puntuales y alargadas, principalmente ubicadas a partir de los primeros 5 m de profundidad. La Figura 110 muestra la interpretación dada los valores y geometría de las resistividades luego del proceso de inversión.

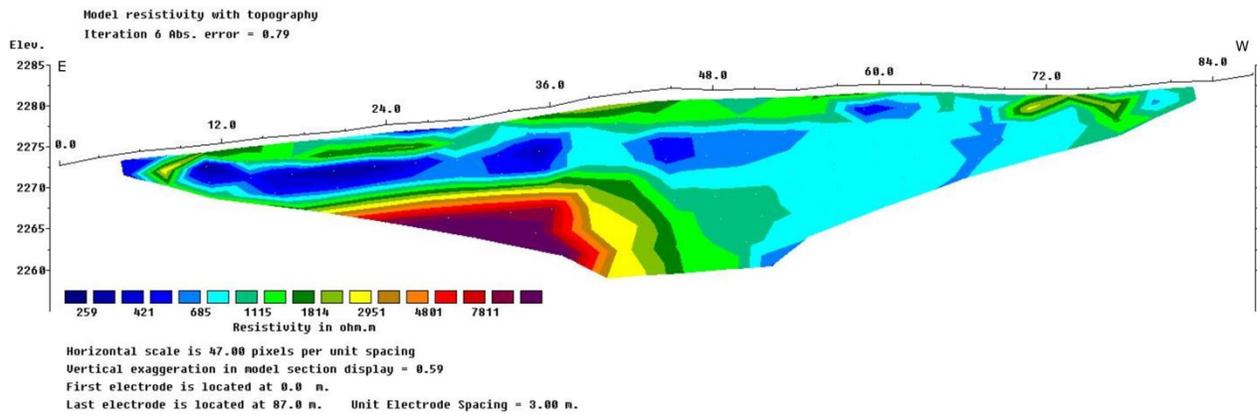


Figura 109. Perfil obtenido luego de la inversión de las resistividades reales-tomografía 1.

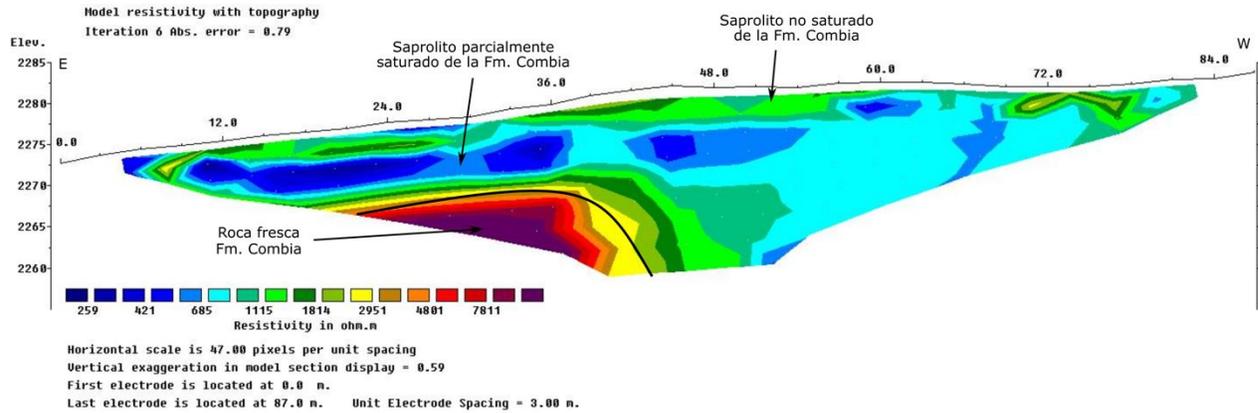


Figura 110. Interpretación de la tomografía 1.

La distribución de resistividades y la litología se correlacionan de la siguiente manera: en la parte más superficial de la tomografía, donde principalmente se tienen resistividades entre 1000 y 1800 ohm-m, se asocia con el saprolito de la Formación Combia no saturado. A partir de los 5 m de profundidad, donde están las zonas puntuales de los valores más bajos de resistividad, se encuentra el mismo material, pero esta vez parcialmente saturado. A pesar de que a profundidad se presenta una mayor saturación, estos sectores no tienen continuidad y los valores de resistividad son altos para asociarse con el nivel freático. Por último, en los niveles más profundos (>8 m), hacia el sector Este de la tomografía, se tiene un cambio abrupto de los valores de resistividad, siendo mucho más altos (7810 ohm-m) y asociándose a la roca fresca de la Formación Combia.

- Tomografía eléctrica resistiva 2 (TRE 2)

Tomografía con dirección predominante en sentido NE-SW, con una longitud total de 90 m. Presenta variaciones topográficas que oscilan entre los 2082 y 2088 m.s.n.m. El tope de penetración máxima de esta tomografía en profundidad es de aproximadamente 20 m. Se utilizaron 30 sensores espaciados 3m entre sí. Se localiza sobre el terracedo que se encuentra en el sector de los Aguacates, a la margen izquierda de las quebradas Valladares y Aguacates.



Figura 111. Extensión y adquisición de datos de TRE 2.

En la Figura 112 se presenta el perfil luego de la realizar la inversión, donde se pueden observar resistividades con valores que oscilan entre 21 y 205 Ohm-m. La Figura 113, por otra parte, muestra la interpretación de las resistividades luego del proceso de inversión.

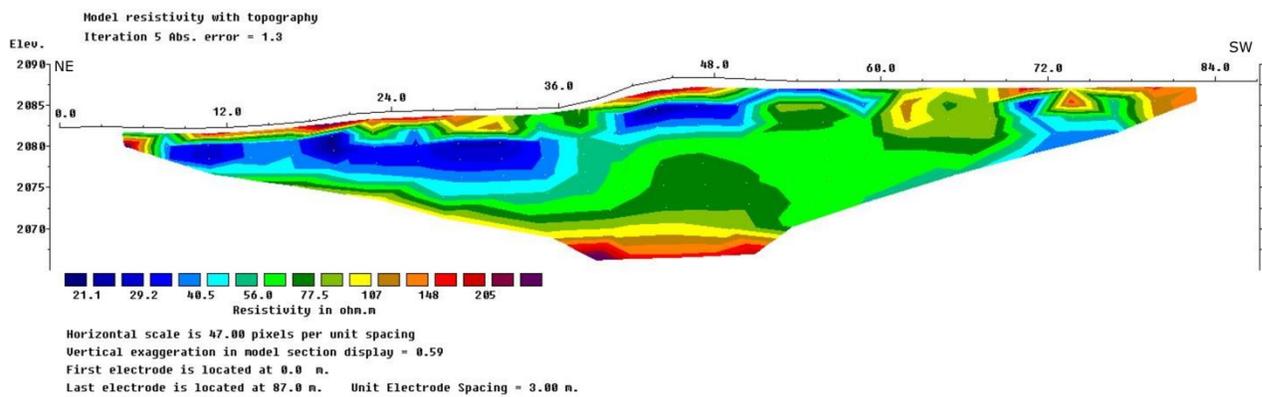


Figura 112. Perfil obtenido luego de la inversión de las resistividades reales-tomografía 2.

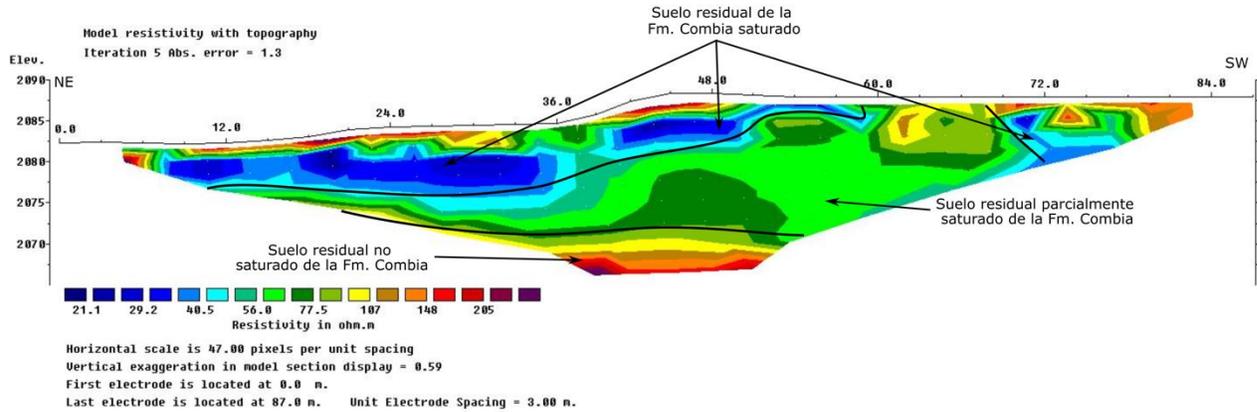


Figura 113. Interpretación de la tomografía 2.

La distribución de resistividades y la litología se correlacionan como se señala a continuación: La parte más superficial del perfil que presenta resistividades bajas (21-56 Ohm-m) se asocia a el suelo residual saturado perteneciente a la Formación Combia. En la parte media del perfil, se encuentra este mismo material asociado al suelo residual de la Formación Combia, pero esta vez parcialmente saturado, por lo que exhiben valores de resistividades bajas (56-77.5 Ohm-m). En la parte más profunda del perfil (>15 m), se encuentran valores de resistividades altas (107-205 Ohm-m) que se asocian a la misma unidad, pero no saturada. A pesar de que hay zonas muy locales que se encuentran saturadas, no hay una continuidad clara y por tanto no se asocia al nivel freático.

- Tomografía eléctrica resistiva 3 (TRE 3)

Tomografía que presenta una dirección al NE-SW y con una longitud de 120 m que permitió que se alcanzara un tope de penetración máxima de aproximadamente 30 m. Para esto se usó una distribución de 60 electrodos espaciados 2 m entre sí, con variaciones topográficas en el terreno entre 2038 y 2043 m.s.n.m. La ubicación de este arreglo permitió obtener información sobre la quebrada La Comba. Se encuentra unos metros debajo de la TRE 2, en el sector de los Aguacates.



Figura 114. Extensión y adquisición de datos de TRE 3.

En la Figura 115 se muestra el perfil luego de la inversión, en esta se observan resistividades con valores que oscilan entre 7 y 2064 Ohm-m. La Figura 116 presenta la interpretación luego del proceso de inversión.

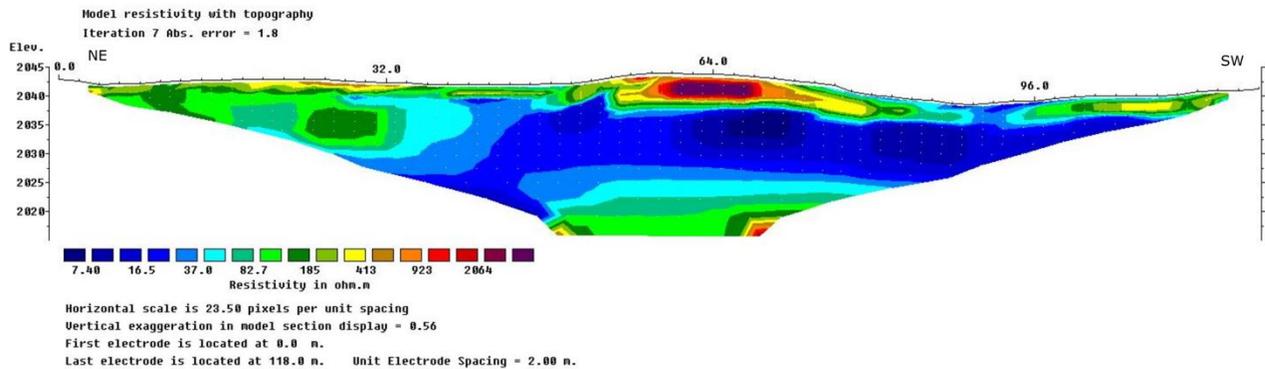


Figura 115. Perfil obtenido luego de la inversión de las resistividades reales-tomografía 3.

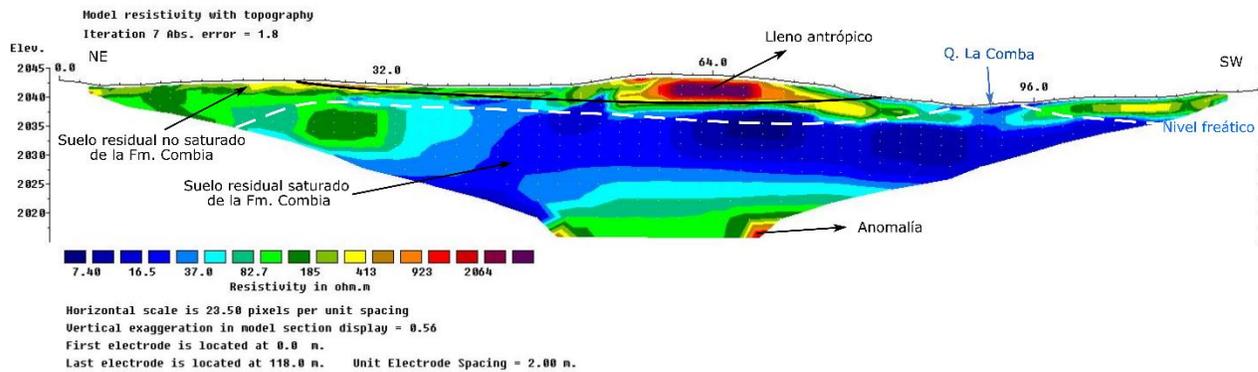


Figura 116. Interpretación de la tomografía 3.

La distribución de resistividades y la litología se correlacionan de la siguiente manera: En la parte más superficial, en la zona central del perfil se presentan resistividades altas (413-2064 Ohm-m), las cuales se relacionan con un lleno antrópico visto en la visita campo. En esta misma zona superficial, pero hacia el sector más NE del perfil se notan resistividades más bajas (82-185 Ohm-m) que se asocian al suelo residual no saturado de la Formación Combia. Esta misma unidad se puede observar hacia el sector SW del perfil. Entre los 0-6 m de profundidad, se localiza el nivel freático (que aflora en el SW asociado a la quebrada La Comba), aquí se encuentran los valores de resistividades más bajas (7-37 Ohm-m) que se relacionan a la misma unidad de suelo residual de la Formación Combia, pero saturado. En la parte más profunda del perfil se encontró una anomalía que presentó datos atípicos de resistividades muy altos.

- Tomografía eléctrica resistiva 4 (TRE 4)

El arreglo tiene una dirección predominante en sentido NW-SE, con una longitud total de 60 m y variaciones topográficas que oscilan entre 2040 y 2047 m.s.n.m. El tope de la penetración máxima en profundidad es de aproximadamente 13 m. Se utilizaron 30 sensores espaciados 2 m entre sí. Se realizó perpendicular a TRE 3 para obtener mayor información de esta zona y correlacionar el nivel freático.



Figura 117. Extensión y adquisición de datos de TRE 4.

En la Figura 118 presenta el perfil luego de la inversión, en esta se observan las resistividades con valores que oscilan entre 7 y 750 ohm-m. La Figura 119 muestra la interpretación luego del proceso de inversión.

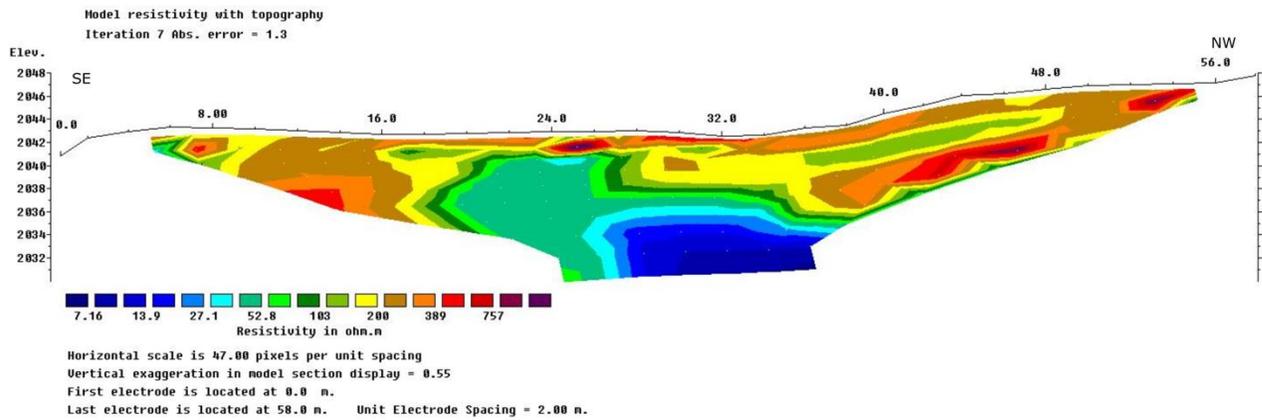


Figura 118. Perfil obtenido luego de la inversión de las resistividades reales-tomografía 4.

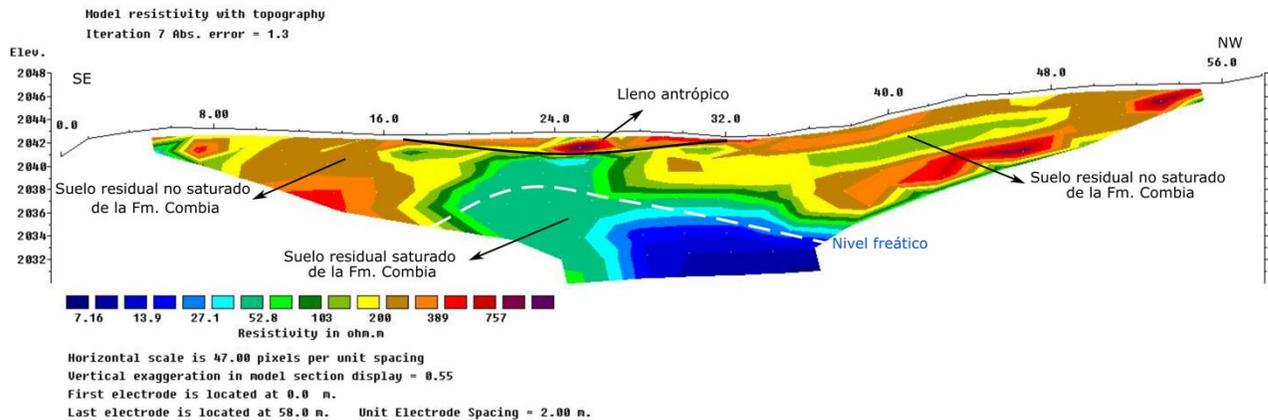


Figura 119. Interpretación de la tomografía 4.

La distribución de resistividades y la litología se correlacionan de la siguiente manera: En la parte más central y somera se presenta resistividades entre 200 y 750 ohm-m que se asocian al lleno antrópico visto en la campaña de campo (Figura 117). Por debajo y adyacente al lleno antrópico, se presentan valores de resistividades entre 7 y 700 ohm-m. Los valores más altos se encuentran principalmente en los extremos del arreglo, lo cual se asocia al suelo residual no saturado de la Formación Combia, mientras que los valores más bajos se distribuyen hacia la zona central de la tomografía por debajo del lleno antrópico aproximadamente a 4 m de profundidad, esto se correlaciona al mismo suelo residual de la Formación Combia, pero esta vez saturado. La profundidad del nivel freático varía entre 4 y 6 m, correlacionándose con TR3 que se encuentra perpendicular.

- Tomografía eléctrica resistiva 5 (TRE 5)

Tomografía con una dirección predominante en sentido NE-SW, cuenta con una longitud de 60 m, con variaciones topográficas entre 2022 y 2026 m.s.n.m. El tope de penetración máxima de esta tomografía en profundidad es de 12 m. Se utilizaron 30 sensores espaciados 2 m entre sí. Este arreglo está localizado perpendicular a la quebrada La Peña, sobre un potrero en la parte sur del proyecto muy cerca a la cabecera municipal.



Figura 120. Extensión y adquisición de datos de TRE 5.

En la Figura 121 se presenta el perfil luego de la inversión, en esta se observan las resistividades con valores que oscilan entre 13 y 385 Ohm-m. Además, la Figura 122 muestra la interpretación luego del proceso de inversión.

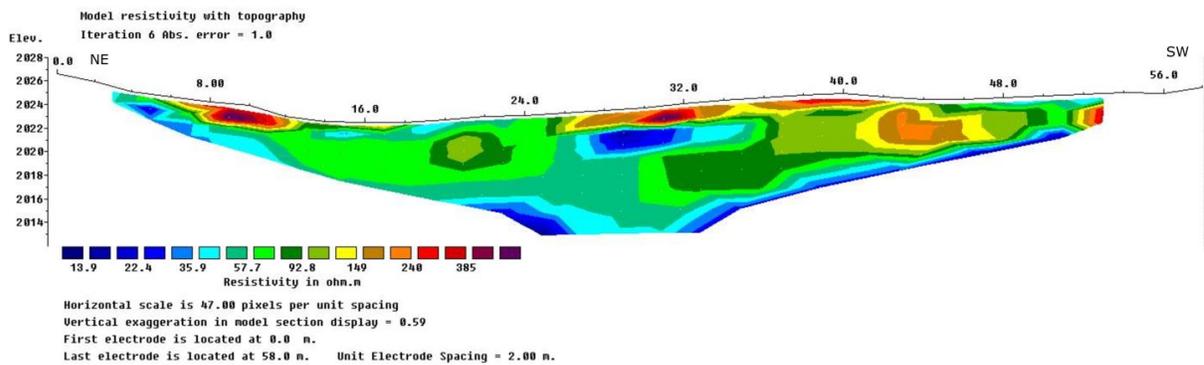


Figura 121. Perfil obtenido luego de la inversión de las resistividades reales-tomografía 5.

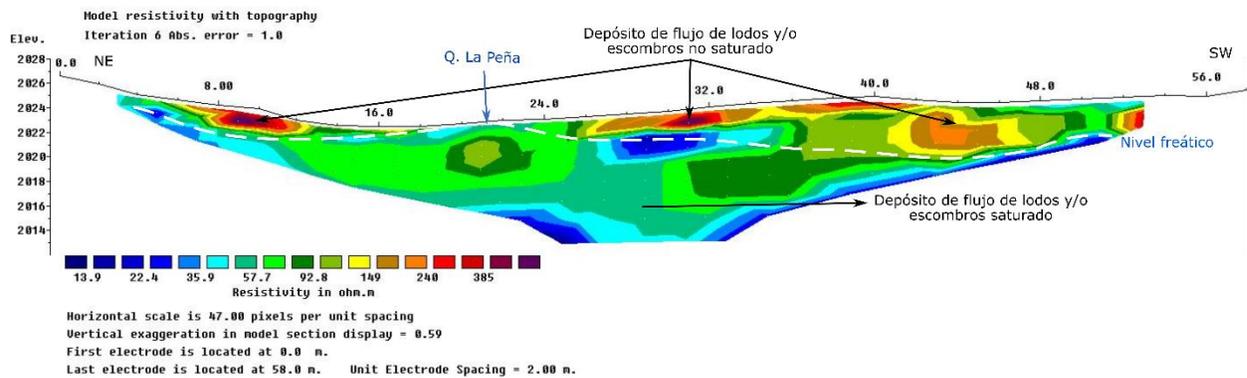


Figura 122. Interpretación de la tomografía 5.

La distribución de resistividades y la litología se correlacionan de esta manera: A lo largo de la parte superficial del perfil a una profundidad que alcanza hasta 6 m, se encuentran datos de resistividades altas (92-385 Ohm-m) que se asocian a depósitos de flujo de lodos y/o escombros no saturados. El nivel freático se halla a una profundidad que varía entre 0-4 m, aflorando en la parte occidental del perfil y asociado a la quebrada La Peña. En la zona más profunda del perfil (>6 m) se presentan resistividades más bajas (13-58 Ohm-m) asociadas a la misma unidad de depósitos de flujos de lodos y/o escombros, pero esta vez saturados.

- Tomografía eléctrica resistiva 6 (TRE 6)

Presenta una dirección predominante en sentido E-W y una longitud de 90 m que permitió un tope de penetración máxima de aproximadamente 17 m. Para esto se usó una distribución de 30 electrodos espaciados 3 m entre sí, con variaciones topográficas en el terreno entre 2043 y 2057 m.s.n.m. Se realizó contigua a la perforación 9 y en la margen derecha de la quebrada La Peña. La ubicación de este arreglo permite obtener información de la profundidad del nivel freático.



Figura 123. Extensión y adquisición de datos de TRE 6.

En la Figura 124 se presenta el perfil luego de la inversión, en esta se observa las resistividades con valores que oscilan entre 9 y 355 ohm-m. Los valores más altos de resistividad se distribuyen a lo largo de los niveles más someros, mientras que los valores más bajos se encuentran a lo largo de la línea a partir de aproximadamente 4 m de profundidad. La Figura 125 muestra la interpretación luego del proceso de inversión.

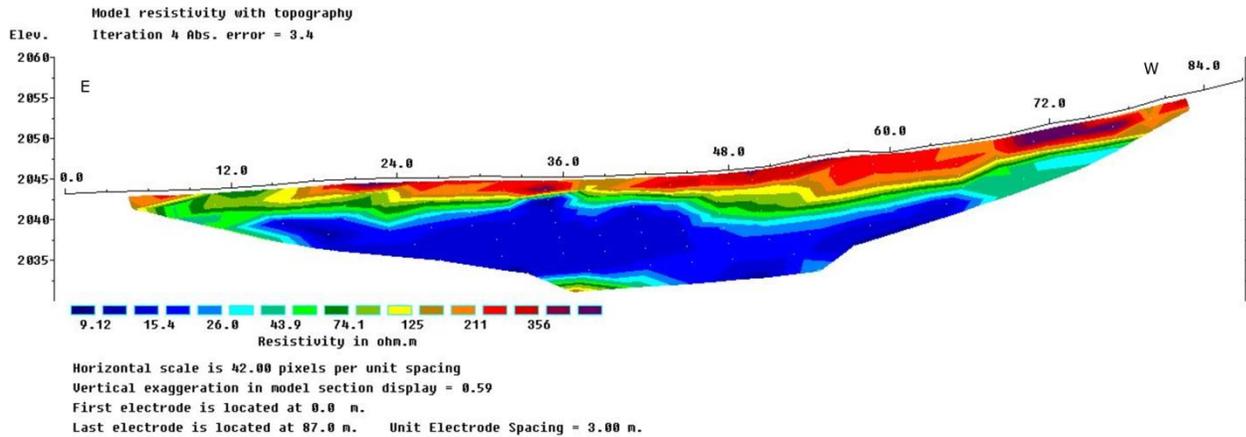


Figura 124. Perfil obtenido luego de la inversión de las resistividades reales-tomografía 6.

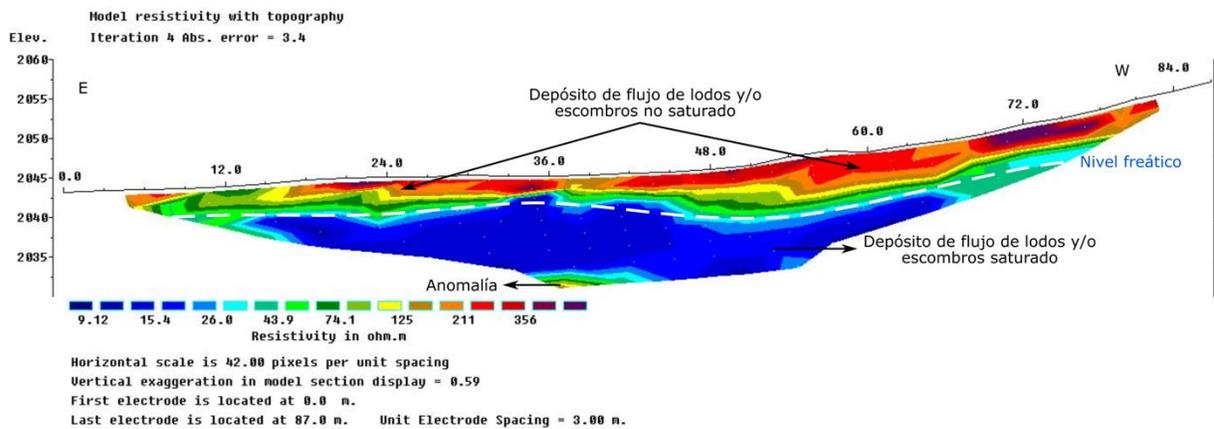


Figura 125. Interpretación de la tomografía 6.

La distribución de resistividades y la litología se correlacionan de la siguiente manera: en la parte más superficial de la tomografía, donde están los valores de resistividades más altos (100 - 355 ohm-m) se asocia a depósitos de flujos de lodos y/o escombros no saturados. A partir de 4 m de profundidad con los valores de resistividades más bajos (9 - 80 ohm- m) se encuentra el mismo material, pero completamente saturado, indicando que el nivel freático fluctúa entre 4-6 m de profundidad. Por último, en la parte más profunda se identificó una anomalía producto de la inversión, por la alta incertidumbre debido a los pocos datos y pérdida de resolución en profundidad.

- Tomografía eléctrica resistiva 7 (TRE 7)

El arreglo tiene una dirección predominante en sentido NE-SW, con una longitud total de 90 m en una zona con alta variación topográfica (2026 y 2036 m.s.n.m.). El tope de penetración máxima de esta tomografía en profundidad es de aproximadamente 17 m. Se utilizaron 30 sensores espaciados 3 m entre sí.



Figura 126. Extensión y adquisición de datos de TRE 7.

En la Figura 127 se presenta el perfil luego de la inversión, en esta se observan las resistividades con valores que oscilan entre 7 y 690 ohm-m. Los valores más altos se encuentran en la zona más alta del perfil en el sector SW. Por otro lado, hacia el NE empiezan a disminuir los valores de resistividad. La Figura 128 muestra la interpretación luego del proceso de inversión.

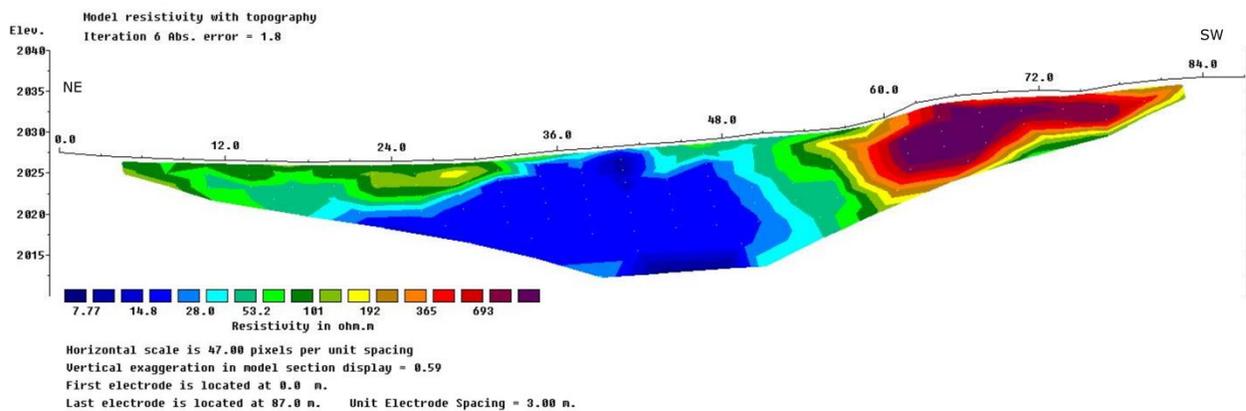


Figura 127. Perfil obtenido luego de la inversión de las resistividades reales-tomografía 7.

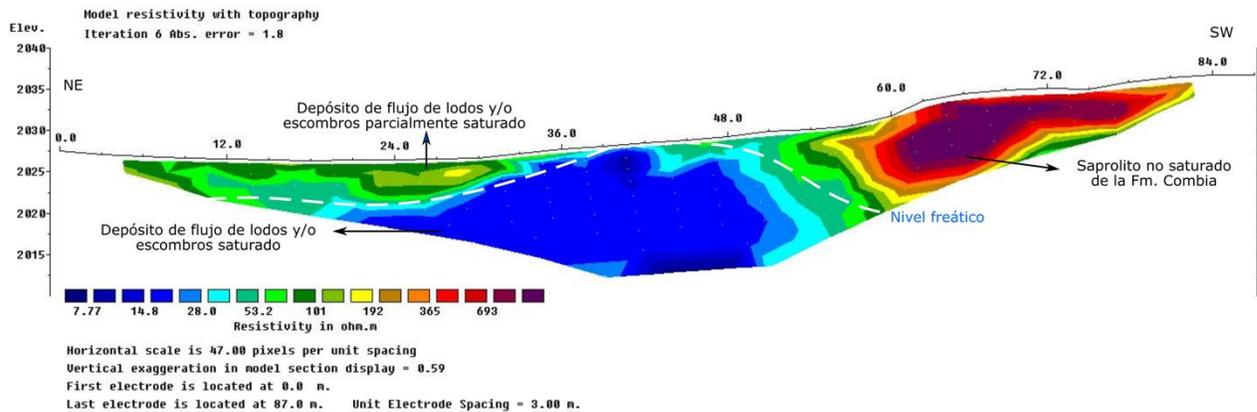


Figura 128. Interpretación de la tomografía 7.

La distribución de resistividades y la litología se correlacionan de la siguiente manera: El sector SW donde aumentan abruptamente los valores de resistividades se correlacionan con el saprolito no saturado de la Formación Combia. Mientras que hacia el extremo NE en la parte más baja del perfil, con resistividades entre 50 y 190 ohm-m, se encuentra un depósito de flujo de lodo y/o escombros parcialmente saturados. Por otra parte, en la zona central se observan los valores de resistividades más bajos (7-30 Ohm-m), correspondiendo al mismo depósito, pero esta vez saturado. Por lo tanto, se presenta una variación del nivel freático que oscila entre 0 y 5 m.

8.1.2.1.6 Consideraciones sobre el nivel freático

A partir de la inversión e interpretación de las tomografías de resistividad eléctrica, se encontró que el nivel freático se presenta sólo en la zona sur del área de estudio, es decir, en las zonas de menor pendiente donde se propicia la acumulación de agua. Este nivel freático presenta variaciones a lo largo de la zona de estudio entre 0 y 6 m de profundidad. Por otra parte, es importante mencionar que a partir de alturas mayores a 2060 m.s.n.m no se observa nivel freático, debido a las pendientes muy abruptas y escarpadas que favorecen el transporte de aguas de escorrentía hacia las zonas más bajas.

8.1.2.2 Exploración sísmica

8.1.2.2.1 Metodología

Para la ejecución del ensayo de prospección sísmica se utilizó la metodología descrita en la norma (ASTM D6429-99, 2011) en combinación con los manuales y procedimientos de la casa fabricante de los equipos.

Se tomaron registros de las ondas superficiales utilizando el ruido ambiental y mediante la ejecución de excitaciones en diferentes puntos sobre la línea de geófonos, con el propósito

de adelantar el ensayo MASW, de Refracción sísmica y el ensayo ReMi, los cuales proporcionan como resultado el perfil de velocidad de propagación de onda de corte y compresional en profundidad.

8.1.2.2.2 Localización

El desarrollo de la exploración se llevó a cabo por medio de cinco (5) líneas de exploración indirecta, ubicadas en los sitios definidos por el personal técnico dentro del área de estudio, acorde a la disponibilidad de áreas donde se permite realizar la adquisición de datos, la cual se presentan a continuación (Figura 129).

En la Tabla 62, la Figura 130, Figura 131, Figura 132, Figura 133 y la Figura 134, se presentan las coordenadas en formato WGS-84, ubicación y registro fotográfico de los ensayos sísmicos ejecutados.

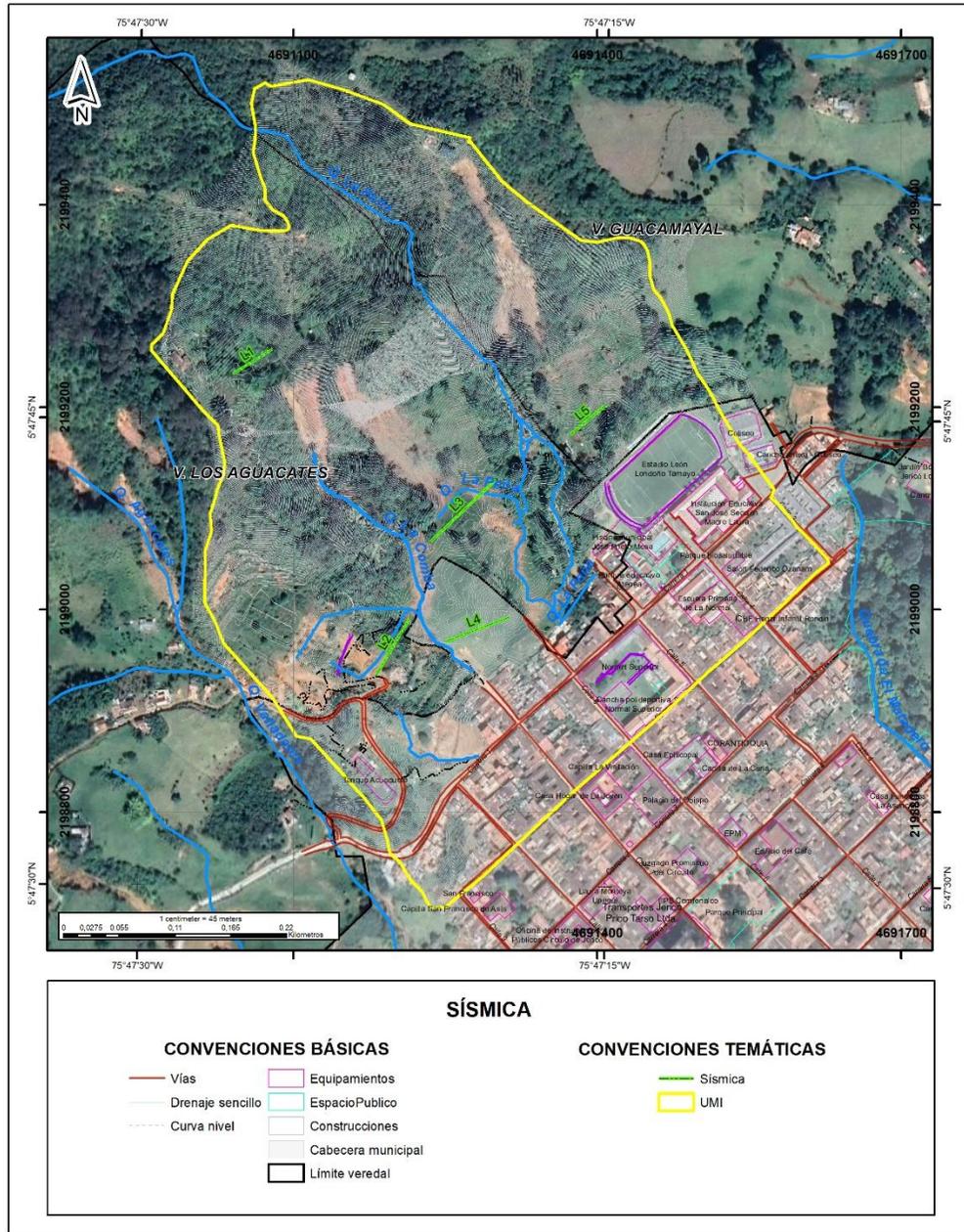


Figura 129. Ubicación líneas de exploración indirecta. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 62. Datos en campo LS1, LS2, LS3 y LS4.

Línea	Número de geófonos	Separación geófonos (m)	PUNTO	COORDENADAS	
				Latitud	Longitud
1	24	2	Inicial	5°47'46.46"N	75°47'26.60"O
			Final	5°47'47.27"N	75°47'25.35"O
2	24	3	Inicial	5°47'36.78"N	75°47'22.06"O
			Final	5°47'38.67"N	75°47'20.87"O

Línea	Número de geófonos	Separación geófonos (m)	PUNTO	COORDENADAS	
				Latitud	Longitud
3	24	4	Inicial	5°47'41.06"N	75°47'20.34"O
			Final	5°47'43.11"N	75°47'18.18"O
4	24	3	Inicial	5°47'37.90"N	75°47'19.85"O
			Final	5°47'38.65"N	75°47'17.73"O
5	24	2	Inicial	5°47'44.54"N	75°47'15.82"O
			Final	5°47'45.50"N	75°47'14.68"O



Figura 130. Registro fotográfico Línea sísmica 1.

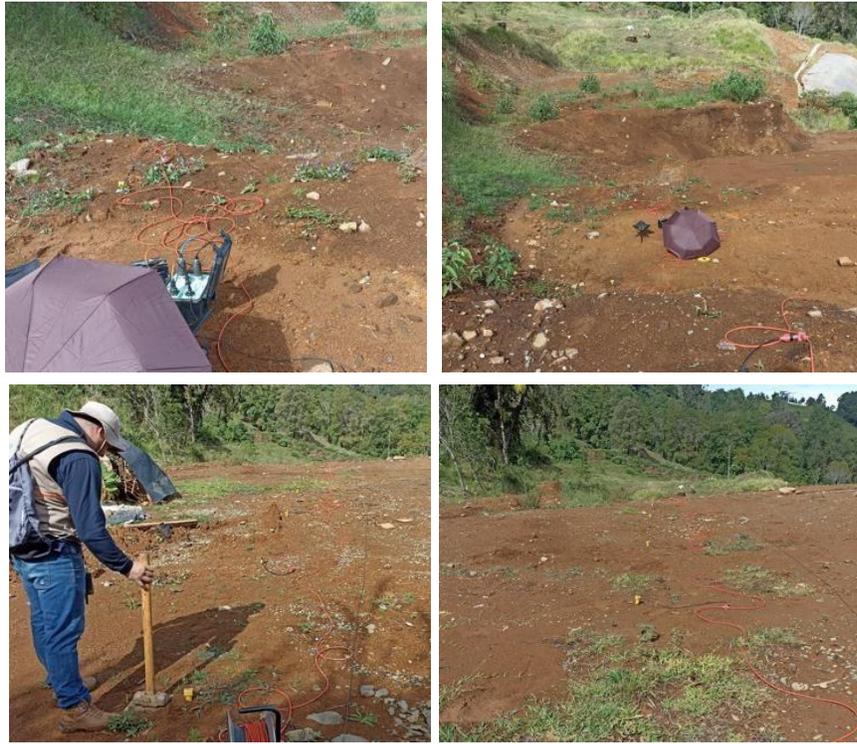


Figura 131. Registro fotográfico Línea sísmica 2.



Figura 132. Registro fotográfico Línea sísmica 3.



Figura 133. Registro fotográfico Línea sísmica 4



Figura 134. Registro fotográfico Línea sísmica 5

8.1.2.2.3 Fundamento teórico

- Refracción sísmica

La refracción sísmica es un ensayo enmarcado en los métodos sísmicos de prospección del subsuelo, basando su análisis en las propiedades de elasticidad y densidad del medio, para esto desarrolla un método con el cual se calcula la velocidad de las ondas propagadas por los estratos que componen el subsuelo.

La refracción sísmica es una herramienta útil para la investigación de deslizamientos, permitiendo determinar principalmente la estructura, velocidad, la profundidad de la superficie de falla y la extensión lateral de un deslizamiento de tierra, basando sus aproximaciones en la estimación del perfil estratigráfico calculado a partir de la diferencia de la propagación de las ondas, en los diferentes estratos del subsuelo, y de esta manera permite la identificación de estratos poco densos que obedecen a efectos de remoción, los cuales son potencialmente susceptibles a generar o amplificar deslizamientos.

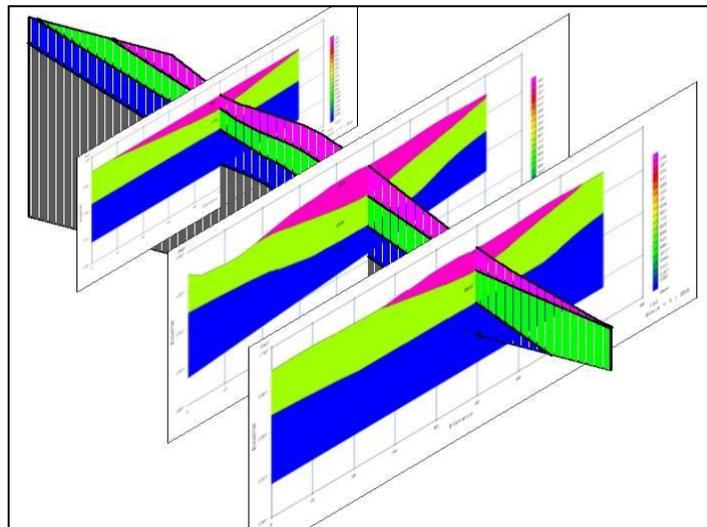


Figura 135. Representación Gráfica de las Dimensiones de Movimiento en Masa.

Los ensayos geofísicos deben estar acompañados de otros métodos de exploración que permitan la verificación de los resultados obtenidos mediante el ensayo de refracción sísmica, generalmente son usados sondeos con recuperación de muestras, o ensayos alternativos de determinación de velocidad de onda compresional, como lo son el Down Hole y Up Hole, ya que una única interpretación del tipo y la distribución de materiales es difícil de hacer solo a partir de datos sísmicos. Las velocidades sísmicas pueden variar en un rango muy amplio, además estas son sensibles a la variación litológica y el grado de compactación o la saturación del subsuelo, factores particularmente importantes e influyentes en suelos tropicales.

Principio físico de refracción sísmica

Una fuente impulsiva crea una onda elástica – onda P (ondas sonoras o acústicas) que viaja a través del subsuelo. Una vez el frente de onda alcanza un nivel de mayor densidad (por ejemplo, roca) una parte de la energía se refracta, o se dobla, y viaja a lo largo del refractor como "frente de onda" a la velocidad del refractor (BedRock).

La energía a partir de la propagación de los frentes de onda conforma el "ángulo crítico" de refracción y vuelve a la superficie, donde su llegada es detectada y registrada por una serie de geófonos, siendo almacenada finalmente en el sismógrafo. El ángulo de refracción depende de la relación de densidades que existe entre los dos materiales (Ley de Snell).

De estos tiempos de recorrido se realiza el cálculo de las velocidades de cada capa, su profundidad y se puede inferir sus propiedades físicas. Adicionalmente, los espesores y las velocidades de propagación de ondas elásticas obtenidas pueden correlacionarse con características geotécnicas como la consistencia y la densidad, esto permite la ejecución de estimaciones no exactas ante la presencia del nivel freático, el cual puede ser investigado específicamente con la refracción (Figura 136).

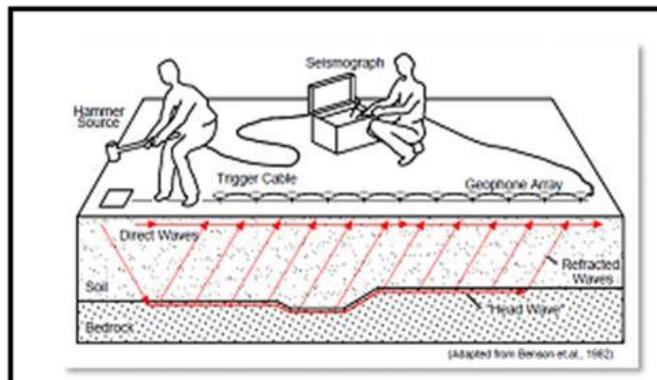


Figura 136. Esquema de Ejecución de Refracción Sísmica.

- Ensayo MASW

Dentro de las técnicas basadas en la dispersión de ondas superficiales destaca el MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) (Park, Miller, & Xia, 1999). Es un método desarrollado a finales de los años 90 en Estados Unidos. Sus principales ventajas son que puede emplear (y combinar si es necesario) ondas Rayleigh generadas de manera activa (mediante masa, vibrador o fuente explosiva) o pasiva (no hay una fuente específica de energía) tráfico, viento, mareas, etc, que se propaga por el terreno en forma de ondas elásticas, mayoritariamente de tipo Rayleigh (Taga, 1993) (Bard, 1999).

Otra ventaja de este método es que, además de analizar el modo fundamental de dispersión de las ondas Rayleigh, puede incorporar información proveniente de los modos superiores de vibración, generando modelos de velocidad de mayor resolución.

Actualmente, es el método geofísico, basado en la dispersión de ondas superficiales, más popular en todo el mundo, dada su fiabilidad y versatilidad. Con una separación entre geófonos variable (entre 0.5 y 5.0 m) y un sistema de desplazamiento optimizado se obtienen modelos de velocidad de ondas S de alta resolución en pocos minutos (V_s) con la profundidad (Pérez, 2012). En la Figura 137 se presenta el comportamiento de las diferentes ondas en superficie.

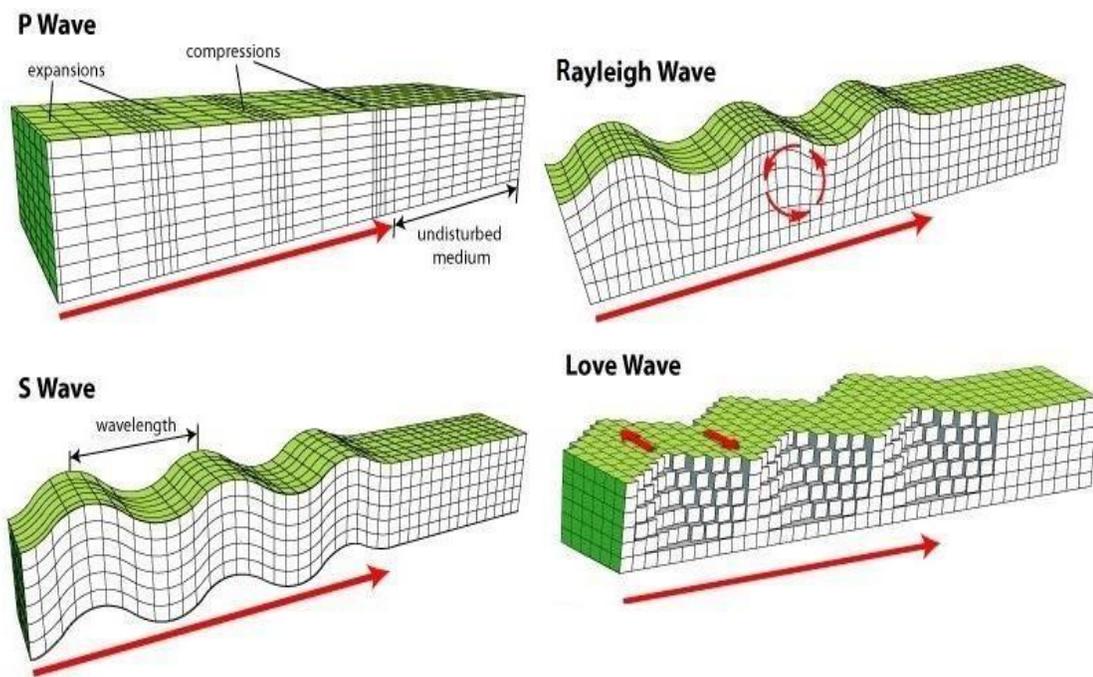


Figura 137. Movimiento de partículas VS dirección de propagación

- **REMI (Refracción Microtremor)**

La técnica de refracción de microtremores (ReMi) (Louie, 2001) utiliza un tendido y equipo para registro similar al de la prueba de refracción sísmica, pero se analizan las ondas con una técnica que permite separar las ondas Rayleigh de otras ondas elásticas y finalmente determinar la variación de velocidad de onda de corte (V_s) en profundidad.

Para la realización de la prueba ReMi se instala un tendido lineal con 12 o más geófonos, el registro de la vibración se realiza con un sismógrafo digital, y se registra tanto vibración ambiental (microtremores) como vibración superficial inducida (impactos, vehículos en circulación, etc.) con frecuencias de onda superiores a 4.5 Hz (Figura 138).

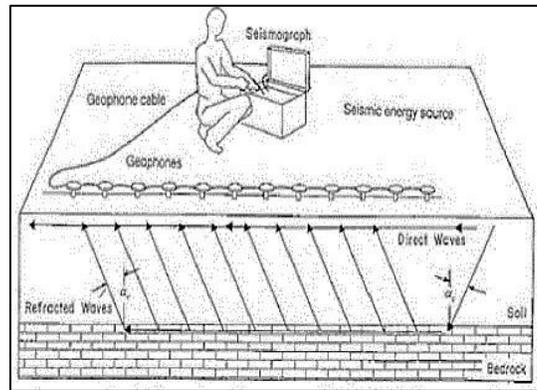


Figura 138. Armado Esquemático del Equipo en Campo. Park, et al 1998.

- **Procesamiento de datos ensayos MASW y REMI**

En la mayoría de los estudios sísmicos de superficie, más de dos tercios de la energía generada se imparte en ondas Rayleigh (Richart et al., 1970), el componente principal viaja a través del suelo (Tren de ondas). Suponiendo variación de la velocidad vertical, cada componente de frecuencia (f) de una onda de superficie, tiene una velocidad de propagación diferente (llamada velocidad de fase, C_f). Estos resultados característicos conforman una longitud de onda diferente, para cada frecuencia propagada. Esta propiedad se llama dispersión.

Aunque el transporte por la masa de suelo se considera ruido BodyWave (es decir, la reflexión o refracción de ondas), sus propiedades de dispersión pueden ser utilizados para inferir cerca de la superficie propiedades elásticas (Nazarian et al., 1983; Stokoe et al., 1994; Park et al., 1998a). La Velocidad de onda de cizalla (v_s) a través del perfil de análisis se representa por medio del modo fundamental conformado por ondas Rayleigh. Esta es una de las formas más comunes de analizar las propiedades de dispersión de ondas superficiales (Bullen, 1963). Este tipo de análisis proporciona los parámetros clave utilizados comúnmente para evaluar la rigidez cerca de la superficie, como una propiedad crítica para muchos estudios geotécnicos (Stokoe et al., 1994).

Construcción de la Curva de Dispersión

La generación de una curva de dispersión es uno de los pasos más críticos para generar finalmente un perfil exacto de velocidad de la onda de cizalladura. Las curvas de dispersión se visualizan como el inverso de la velocidad de fase (lentitud) frente a la frecuencia. Esta relación se puede establecer mediante el cálculo de la velocidad de fase representada mediante la pendiente lineal de cada componente del registro de frecuencias. La precisión de una curva de dispersión se puede mejorar mediante el análisis y la eliminación del ruido en la adquisición (Figura 139). Con el excelente potencial de aislamiento de cada componente de frecuencia, una medida de coherencia (Yilmaz, 1987) se puede aplicar a un sismograma y mediante una posición en el dominio de la frecuencia (Park et al., 1998).

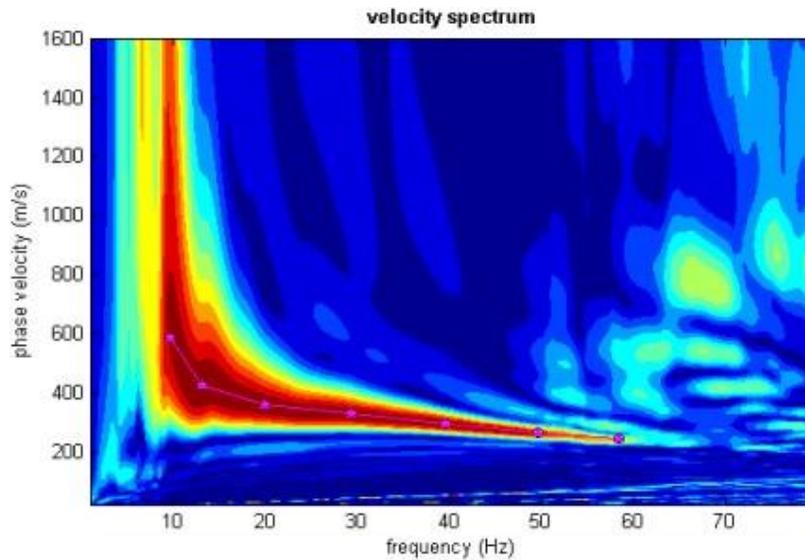


Figura 139. Curva de Dispersión Esquemática (modo fundamental).

Inversión de los Datos

Los perfiles se calculan utilizando un proceso de inversión iterativo que requiere los datos de dispersión y las estimaciones de la densidad y del Poisson. Posterior a dicha determinación se realiza un enfoque en la solución mediante el método de mínimos cuadrados, la cual permite la automatización del proceso (Xia et al., 1999). Para el método utilizado aquí, sólo la velocidad de onda cortante V_s y el espesor se consideran como variable después de cada iteración, con el coeficiente de Poisson, la densidad del modelo permaneciendo invariable a lo largo de la inversión (Figura 140).

Un modelo inicial necesita ser especificado como un punto de partida para el proceso de inversión iterativo. El modelo consta de la velocidad (la onda P y la velocidad de la onda S), la densidad, y parámetros de espesor. Entre estos cuatro parámetros, V_s tiene el efecto más significativo en la convergencia fiable del algoritmo. Se informó de varios métodos para asegurar la convergencia fiable y precisa después de calcular el perfil inicial de V_s (Heukelom y Foster, 1960; Vardoulakis y Vrettos, 1988).

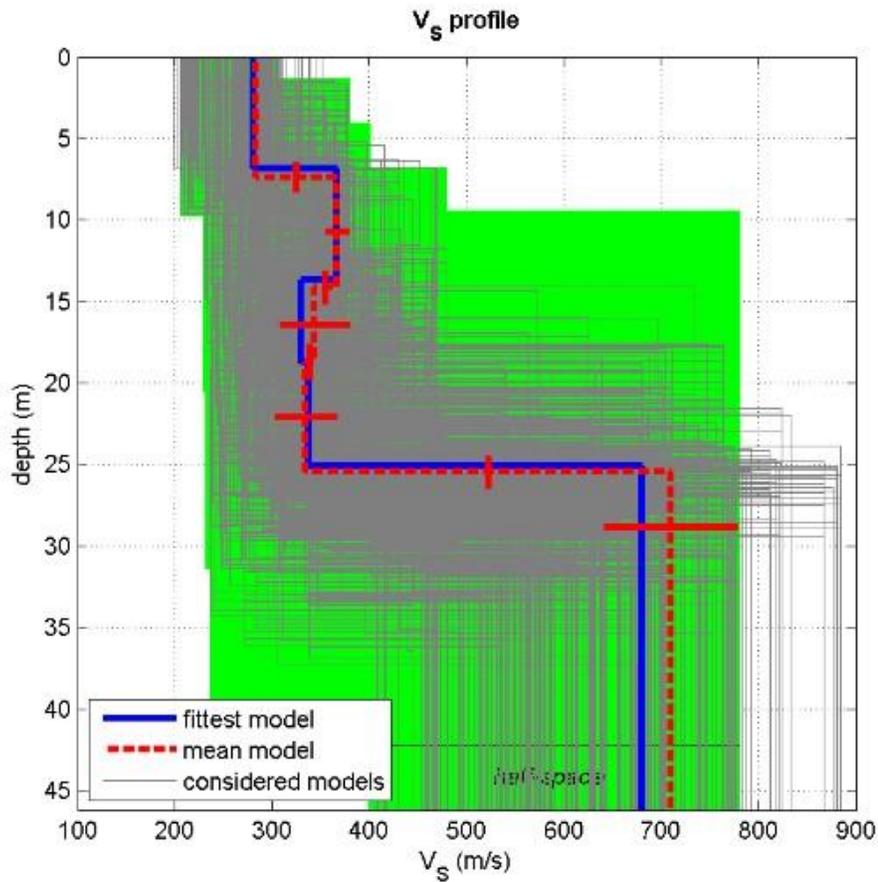


Figura 140. Modelo de Perfil de Velocidad de Onda Cortante.

- Estimación de parámetros geomecánicos.

La velocidad de las ondas en el suelo, están determinadas por propiedades físicas (como la densidad) y por propiedades elásticas de los materiales que atraviesan. Las propiedades elásticas se describen mediante las relaciones entre esfuerzo - deformación, que en este tipo de medios es una relación lineal que se expresa mediante los módulos elásticos (Figura 141). Por lo tanto, si calculamos la velocidad de propagación de las ondas podemos conocer las propiedades elásticas del terreno ensayado, (Pérez, 2012).

Nombre	Definición	Fórmula	En función de V
Módulo de Young E	$\frac{\sigma \text{ longitudinal}}{\varepsilon \text{ longitudinal}}$	$E = 2 \cdot G \cdot (1 + \nu)$	$E = 2 \cdot V_s^2 \cdot \rho \cdot (1 + \nu)$
Módulo de rigidez G	$\frac{\sigma \text{ cizalla}}{\varepsilon \text{ cizalla}}$	$\frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$	$G = V_s^2 \cdot \rho$
Módulo de Bulk K	$\frac{P \text{ hidrostática}}{\varepsilon \text{ volumétrica}}$	$\frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)}$	$K = V_p^2 \cdot \rho - \frac{4 \cdot V_s^2 \cdot \rho}{3}$
Coefficiente de Poisson ν	$\frac{\varepsilon \text{ transversal}}{\varepsilon \text{ longitudinal}}$	$\frac{3K - 2G}{2 \cdot (3K + G)}$	$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 \cdot \left(\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right)}$

Figura 141. Módulos elásticos que definen las relaciones lineales entre cada tipo de esfuerzo y su deformación resultante.

Dónde: σ es el esfuerzo y ε la deformación resultante.

Conocida la velocidad de corte a partir de correlaciones con la velocidad compresional, y densidades de los diferentes estratos que componen el subsuelo y dadas las relaciones matemáticas expresadas a continuación es posible calcular la relación de poisson (ν), y los módulos de Elasticidad (E_0) y de Corte máximo (G_0) para bajas deformaciones.

Tradicionalmente se ha considerado que el módulo cortante G_0 obtenido a partir de las velocidades de ondas sísmicas, sólo tiene aplicación en el campo de la dinámica de suelos. Investigaciones realizadas en los últimos 20 años han demostrado que valores de G_0 corregidos para niveles de deformación apropiados, pueden ser de utilidad para problemas geotécnicos estáticos como es el diseño de cimentaciones (Mayne, 2001). Conocido G_0 se pueden estimar módulos de rigidez al cortante (G) y elásticos (E) correspondientes a una deformación angular de 0.1%, y con ellos determinar los asentamientos en fundaciones, con expresiones matemáticas deducidas para suelos no cementados.

El comportamiento real de los suelos es no lineal, por ende, la rigidez de este varía con el nivel de deformación impuesto. Como se puede observar en la Ilustración 8, el módulo de rigidez obtenido a partir de ensayos geofísicos corresponde a bajas deformaciones (10⁻⁶ a 10⁻⁵), por tanto, para efectos de verificación de asentamientos en fundaciones, se debe usar un módulo de rigidez modificado.

Mayne en 2001, después de varias correlaciones propuso la siguiente relación, recomendando $g=0.3$:

$$\frac{E}{q_g} = 1 - \left(\frac{g}{0.3}\right)$$

$$E_0 \quad q_u$$

La ecuación anterior se puede escribir en términos del factor de seguridad:

$$\frac{E}{E_0} = 1 - \left(\frac{1}{F_s}\right)^{0.3}$$

Donde E0 es la rigidez medida en el ensayo geofísico. Se trabajó con un Factor de Seguridad de 2, según lo reportado por (Mayne, 2001).

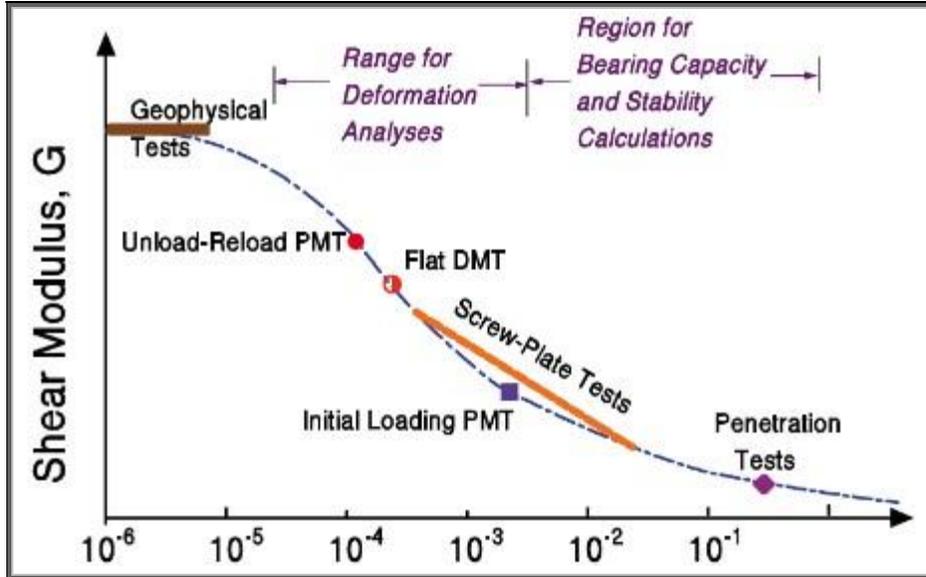


Figura 142. Variación conceptual del módulo de rigidez con respecto al nivel de deformaciones bajo cargas monotónicas estándares relacionados con ensayos in situ. 1

- Características de adquisición

Los datos de entrada para el software de adquisición y las características de los componentes de la fuente y los receptores se presentan en la Tabla 63 para los ensayos MASW y de refracción sísmica, y en la Tabla 64 para los ensayos ReMi.

Tabla 63. Adquisición MASW y refracción sísmica.

Adquisición MASW: (Vs – Capas superficiales)	
Formato de registro:	Seg-2
Intervalo de Muestreo:	1 ms
Tiempo de Registro:	1024 ms
Fuente:	
Almádana	8 Kg

Numero de Adquisiciones por ensayo	2
Stacking:	-5.0 m
Receptores:	
Geófonos Verticales	4.5 Hz

Tabla 64. Adquisición ReMi

Adquisición ReMi: (Vs)	
Formato de registro:	Seg-2
Intervalo de Muestreo:	2 ms
Tiempo de Registro:	30000 ms
Fuente:	
Ruido Ambiental	
Numero de Adquisiciones	12
Stacking:	0
Receptores:	
Geófonos Verticales	4.5 Hz

- **Ensayo de refracción sísmica**

Para el desarrollo del procesamiento e interpretación del perfil sísmico del ensayo de refracción, se implementó el paquete de programas de Refracción Sísmica contenidos en el software Seislmager® (Pickwin y Plotrefa) de la empresa Geometrics. Estos softwares permiten ejecutar las lecturas de los sismogramas para luego desarrollar el procesamiento de la información, produciendo un modelo de profundidad desde el archivo de datos de entrada; de esta manera, los softwares calculan las velocidades de las capas del subsuelo mediante técnicas de mínimos cuadrados, empleando posteriormente el método de tiempo de retardo para estimar las profundidades límite de estas en el área analizada.

Finalmente, el software ajusta las profundidades de cada capa o estrato por efecto de la superficie topográfica, este proceso se hace en forma iterativa hasta encontrar el modelo que se adecúe a las características del subsuelo en el terreno de interés.

A continuación, se describe la interpretación geológica (modelo geológico interpretativo) para

cada línea de refracción sísmica, presentando concordancia entre la distribución de la litología del subsuelo y la localización sobre el área de estudio.

8.1.2.2.4 *Análisis de resultados y conclusiones*

- Línea sísmica 1

Ensayos MASW – ReMi

En la Figura 143 se presentan los espectros de energía (velocidad de Fase de onda Rayleigh Vs Frecuencia) para el ensayo MASW y ReMi respectivamente.

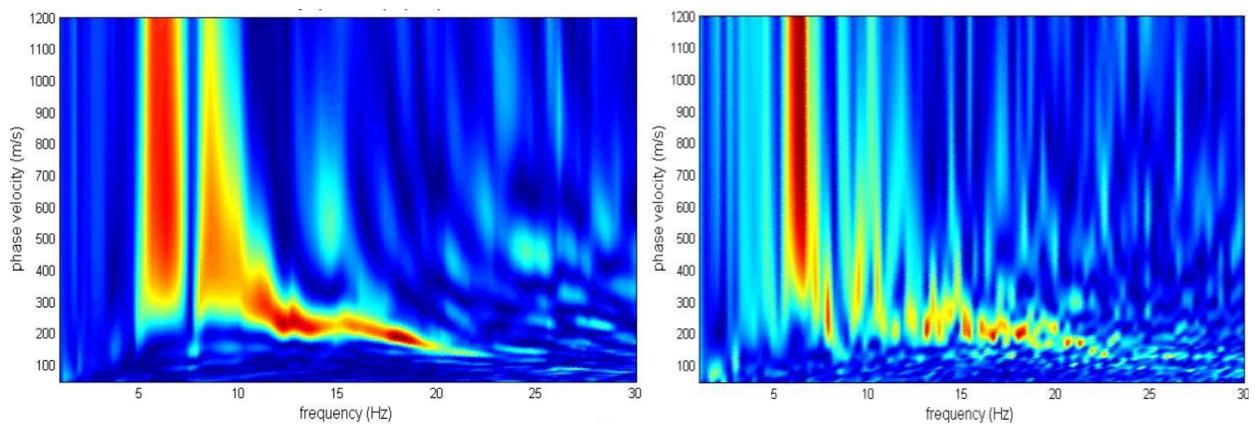


Figura 143. Espectro de energía ensayo MASW y ReMi.

La curva de dispersión empleada en el proceso de inversión se construyó para las bajas frecuencias (capas profundas) con la información experimental del ensayo ReMi, y para las altas frecuencias (capas superficiales) con la información experimental recopilada en el ensayo MASW.

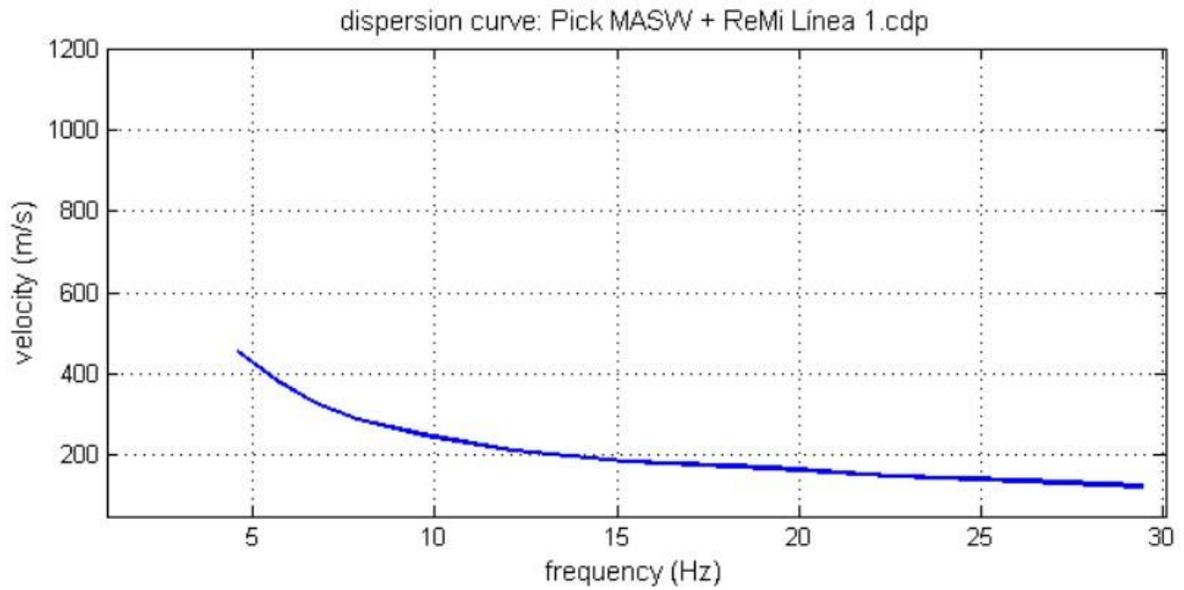


Figura 144. Curva de dispersión experimental (Activo + pasivo)

El perfil de velocidad de onda de corte en profundidad en el punto medio de la línea es presentado por medio del perfil 1D en la Figura 145.

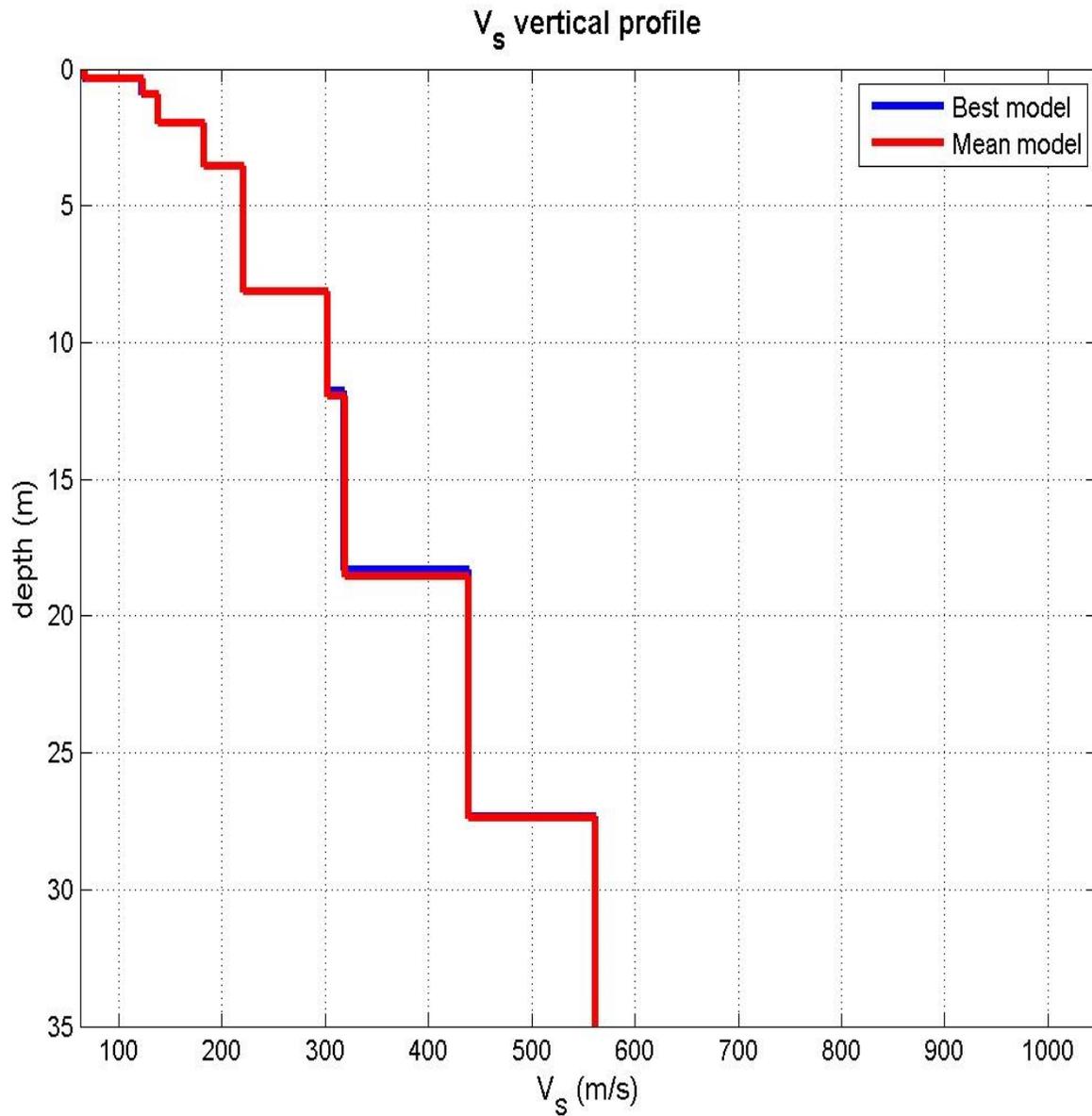


Figura 145. Perfil de velocidad de onda de corte 1D, LPS -1. Vs30 = 285 m/s.

Obtenida la variación de la velocidad de onda de corte en profundidad, y aplicando las correlaciones enunciadas en el apartado 4.5, se calcularon los parámetros elásticos para cada una de las capas, los resultados se presentan en la Tabla 65.

Tabla 65. Estimación de parámetros – Línea 1.

PARÁMETROS GEOFISICA				PAUL W. MAYNE (2001)					
Espesor [m]	Profundidad [m]	VS [m/s]	Densidad [g/cm ³]	G0 [Ton/m ²]	G0 [KPa]	E0 [Ton/m ²]	E0 [KPa]	E [KPa]	10%E0<E<20%E0
0.4	0.4	67	1.54	691	6913.1	1936	19356.6	3634.1	OK
0.6	1.0	123	1.73	2617	26173.2	7171	71714.5	13464.2	OK

PARÁMETROS GEOFISICA				PAUL W. MAYNE (2001)					
Espe- sor [m]	Profundida d [m]	VS [m/s]	Densida d [g/cm3]	G0 [Ton/m 2]	G0 [KPa]	E0 [Ton/m 2]	E0 [KPa]	E [KPa]	10%E0<E<20% E0
1.1	2.1	138	1.77	3371	33707.9	9101	91011.3	17087.1	OK
1.6	3.7	183	1.81	6062	60615.1	16002	160023.8	30044.1	OK
4.6	8.3	221	1.93	9426	94263.1	24320	243198.9	45660.0	OK
3.8	12.1	302	1.97	17967	179671.9	45996	459960.0	86356.4	OK
6.7	18.8	319	1.98	20149	201486.8	50775	507746.7	95328.2	OK
8.9	27.7	439	2.00	38544	385442.0	95590	955896.2	179467.2	OK
7.3	35.0	562	2.07	65380	653797.1	158219	1582188.9	297052.2	OK

Al presentarse diferencias significativas entre la velocidad de onda de corte para las diferentes capas, se presenta a continuación el promedio de velocidad para los 5, 20 y 30 m de material superficial.

Maximum penetration depth according to the "Steady State Rayleigh Method": 35 m

Inversion quality: very good

Vs5 (mean model): 152 m/s

Vs5 (best model): 151 m/s

Vs20 (mean model): 239 m/s

Vs20 (best model): 239 m/s

Vs30 (mean model): 285 m/s

Vs30 (best model): 285 m/s

Figura 146. Variación del promedio de velocidad en profundidad.

Modelo geológico interpretativo – Ensayo de Refracción Sísmica

La línea de refracción-01 se encuentra sobre una topografía alomada, según los datos de velocidades de onda se interpreta; en la capa (I), un material de consistencia muy suave a suave, de posible granulometría limo-arcillosa a limo-arenosa, se encuentra dispuesto en el subsuelo de manera discontinua (en poca concordancia con la topografía del terreno), correspondiendo a Materia Orgánica o Ceniza Volcánica; en la capa (II), un material de matriz posiblemente limo-arenosa de consistencia suave a media, asociado posiblemente al Horizonte del Suelo residual – IB de la Formación Combia, dispuesto de manera moderadamente continua, presentando una aumento en su espesor hacia el final de la línea, con valores de velocidad entre 298 a 537 m/s; en la capa (III), se evidencia un paquete de

velocidades con valores superiores a los 537 m/s, que se encuentra a partir de los 2210 – 2208 m.s.n.m (entre 5 y 7 metros de profundidad, aproximadamente), identificando la presencia de un material que corresponde estratigráficamente al Horizonte del Saprolito – IC, con matriz arenosa (arena fina a media) y posible consistencia media a rígida. Estos valores de velocidad podrían generarse por la presencia del nivel de saturación promedio de agua en la zona, ocasionando un cambio en el comportamiento y velocidad de tránsito de las ondas estudiadas mediante este método, exponiendo una interrupción en la distribución de las capas del subsuelo dentro del modelo (Figura 147).

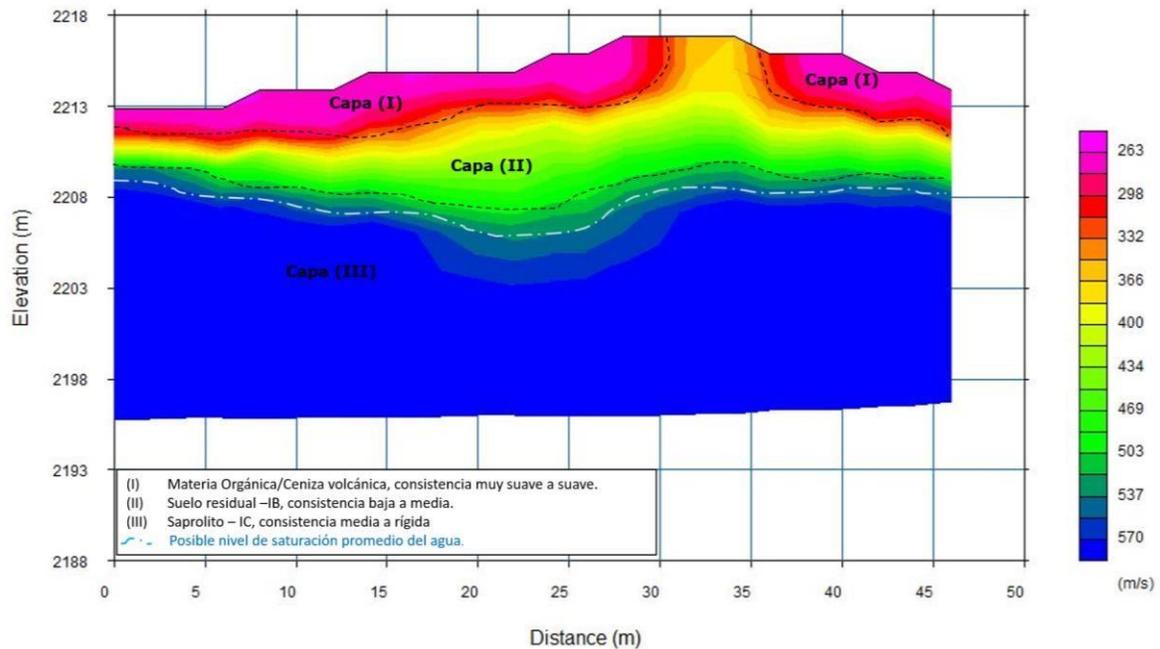


Figura 147. Modelo geológico interpretativo – 01.

- Línea sísmica 2

Ensayos MASW – ReMi

En la Figura 148 se presentan los espectros de energía (velocidad de Fase de onda Rayleigh Vs Frecuencia) para el ensayo MASW y ReMi respectivamente.

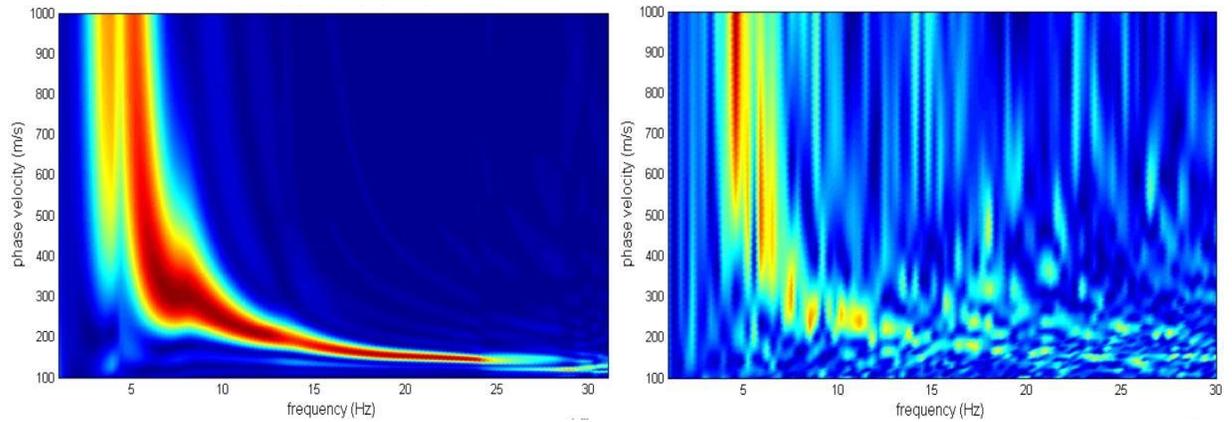


Figura 148. Espectro de energía ensayo MASW y ReMi.

La curva de dispersión empleada en el proceso de inversión se construyó para las bajas frecuencias (capas profundas) con la información experimental del ensayo ReMi, y para las altas frecuencias (capas superficiales) con la información experimental recopilada en el ensayo MASW.

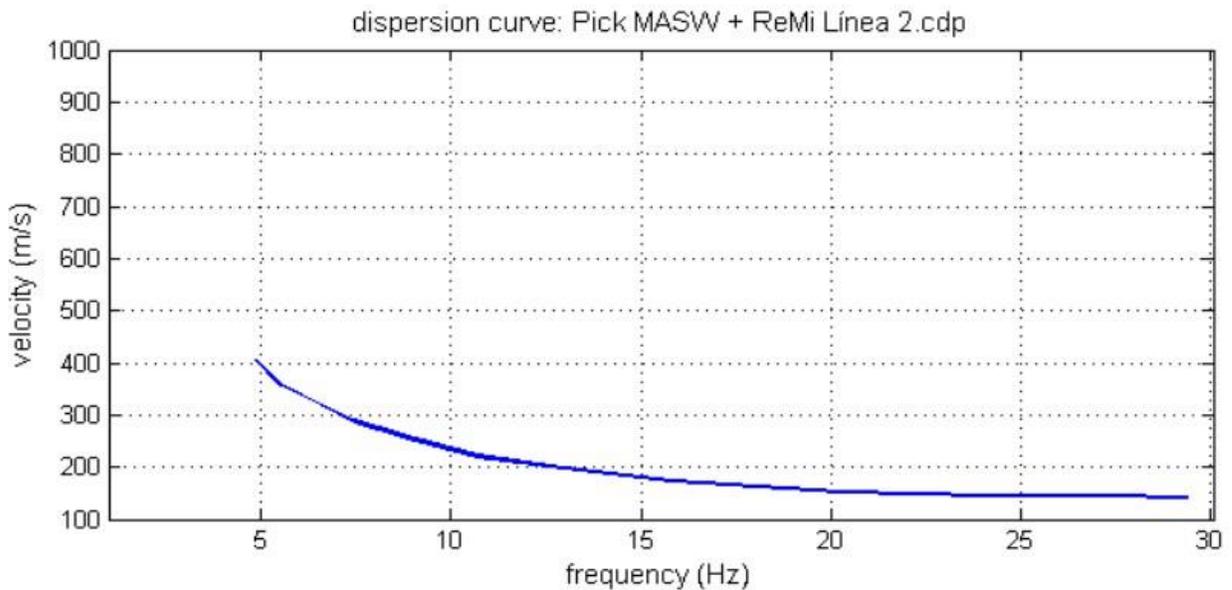


Figura 149. Curva de dispersión experimental (Activo + pasivo)

El perfil de velocidad de onda de corte en profundidad en el punto medio de la línea es presentado por medio del perfil 1D en la Figura 150.

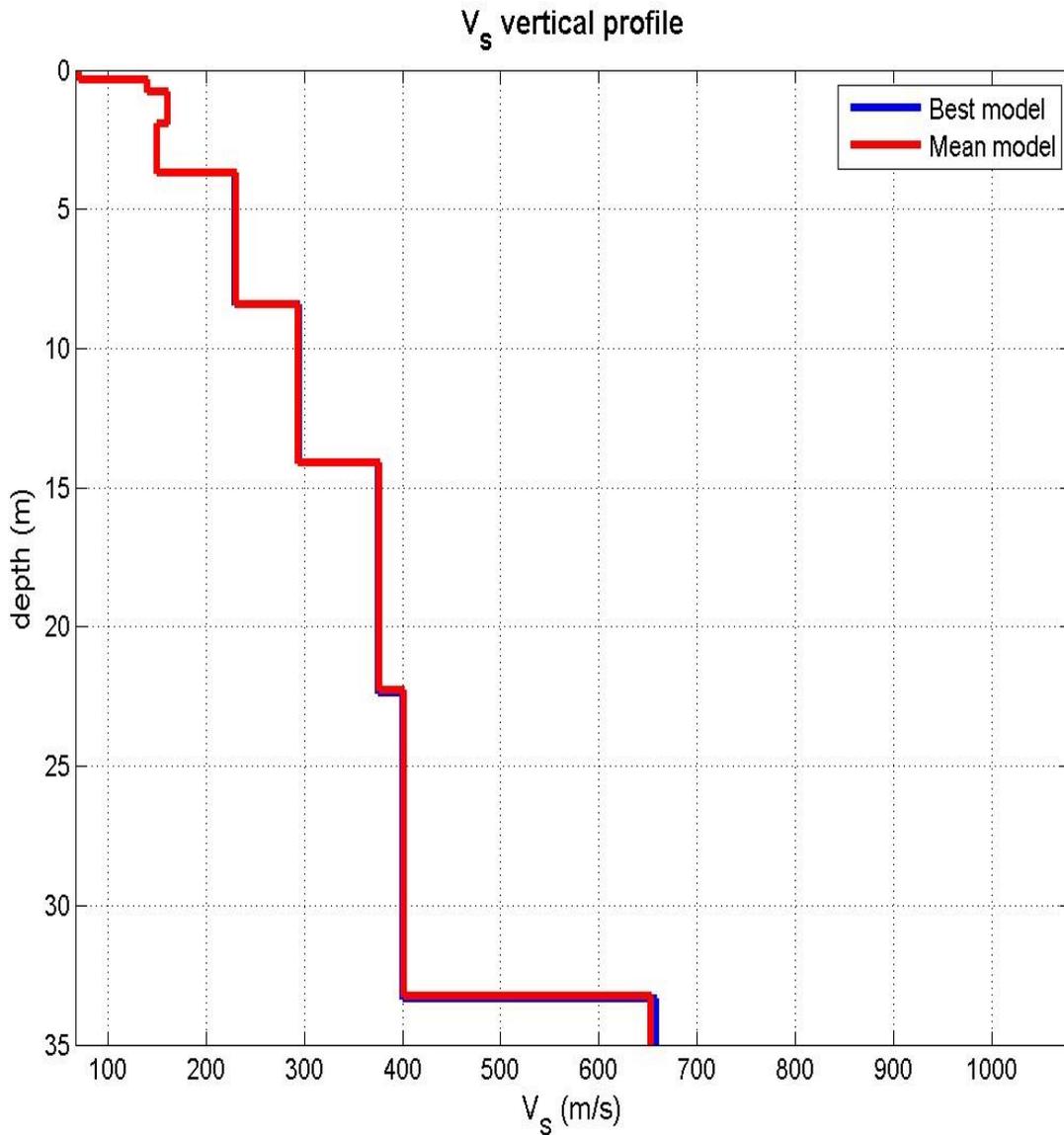


Figura 150. Perfil de velocidad de onda de corte 1D, LPS -2. $V_{s30} = 279$ m/s.

Obtenida la variación de la velocidad de onda de corte en profundidad, y aplicando las correlaciones enunciadas en el apartado 4.5, se calcularon los parámetros elásticos para cada una de las capas, los resultados se presentan en la Tabla 66.

Tabla 66. Estimación de parámetros – Línea 2.

PARÁMETROS GEOFISICA				PAUL W. MAYNE (2001)					10% $E_0 < E < 20%$ E_0
Espe- sor [m]	Profundida d [m]	VS [m/s]	Densida d [g/cm ³]	G0 [Ton/m ²]	G0 [KPa]	E0 [Ton/m ²]	E0 [KPa]	E [KPa]	
0.3	0.3	71	1.59	802	8015.2	2244	22442.5	4213.5	OK
0.5	0.8	140	1.79	3508	35084.0	9613	96130.2	18048.2	OK
1.1	1.9	161	1.77	4588	45880.2	12388	123876.5	23257.5	OK

PARÁMETROS GEOFISICA				PAUL W. MAYNE (2001)					
Espesor [m]	Profundidad [m]	VS [m/s]	Densidad [g/cm ³]	G0 [Ton/m ²]	G0 [KPa]	E0 [Ton/m ²]	E0 [KPa]	E [KPa]	10%E0<E<20%E0
1.8	3.7	150	1.76	3960	39600.0	10454	104544.0	19627.9	OK
4.7	8.4	230	1.87	9892	98923.0	25522	255221.3	47917.2	OK
5.7	14.1	294	1.97	17028	170278.9	43591	435914.0	81841.8	OK
8.1	22.2	376	1.98	27992	279924.5	70541	705409.7	132439.0	OK
11.0	33.2	401	2.01	32321	323210.0	80156	801560.8	150491.1	OK
1.8	35.0	653	2.11	89972	899723.0	217733	2177329.6	408788.4	OK

Al presentarse diferencias significativas entre la velocidad de onda de corte para las diferentes capas, se presenta a continuación el promedio de velocidad para los 5, 20 y 30 m de material superficial.

Maximum penetration depth according to the "Steady State Rayleigh Method": 35 m

Inversion quality: very good

Vs5 (mean model): 154 m/s

Vs5 (best model): 154 m/s

Vs20 (mean model): 243 m/s

Vs20 (best model): 243 m/s

Vs30 (mean model): 279 m/s

Vs30 (best model): 278 m/s

Figura 151. Variación del promedio de velocidad en profundidad.

Modelo geológico interpretativo – Ensayo de Refracción Sísmica

La línea de refracción-02 se encuentra sobre una topografía levemente alomada, intervenida antrópicamente por procesos de excavación y reacomodación de material, según los datos de velocidades de onda se interpreta; en la capa (I), un material de matriz posiblemente limo-arenosa de consistencia suave a media, correspondiendo estratigráficamente posiblemente al Horizonte del Suelo residual – IB de la Formación Combia, dispuesto de manera continua (concordante con la topografía del terreno), con valores de velocidad hasta de 701 m/s; en la capa (II), un material posiblemente de consistencia media a rígida, que corresponde estratigráficamente posiblemente al Horizonte del Saprolito – IC, con matriz arenosa (arena fina a media), dispuesto de manera continua en el terreno, presenta velocidades entre 701 a

1017 m/s.

Finalmente, en la capa (III), se evidencia un paquete de velocidades con valores superiores a los 1017 m/s, que se encuentra a partir de los 2032 – 2030 m.s.n.m (entre 10 y 13 metros de profundidad, aproximadamente), identificando la presencia de una roca altamente meteorizada correspondiente a la Transición Suelo/roca – IIA de la Formación Combia (roca basamento en la zona de estudio). Estos valores de velocidad podrían generarse por la presencia del nivel de saturación promedio de agua en la zona, ocasionando un cambio en el comportamiento y velocidad de tránsito de las ondas estudiadas mediante este método, exponiendo una interrupción en la distribución de las capas del subsuelo dentro del modelo (Figura 152).

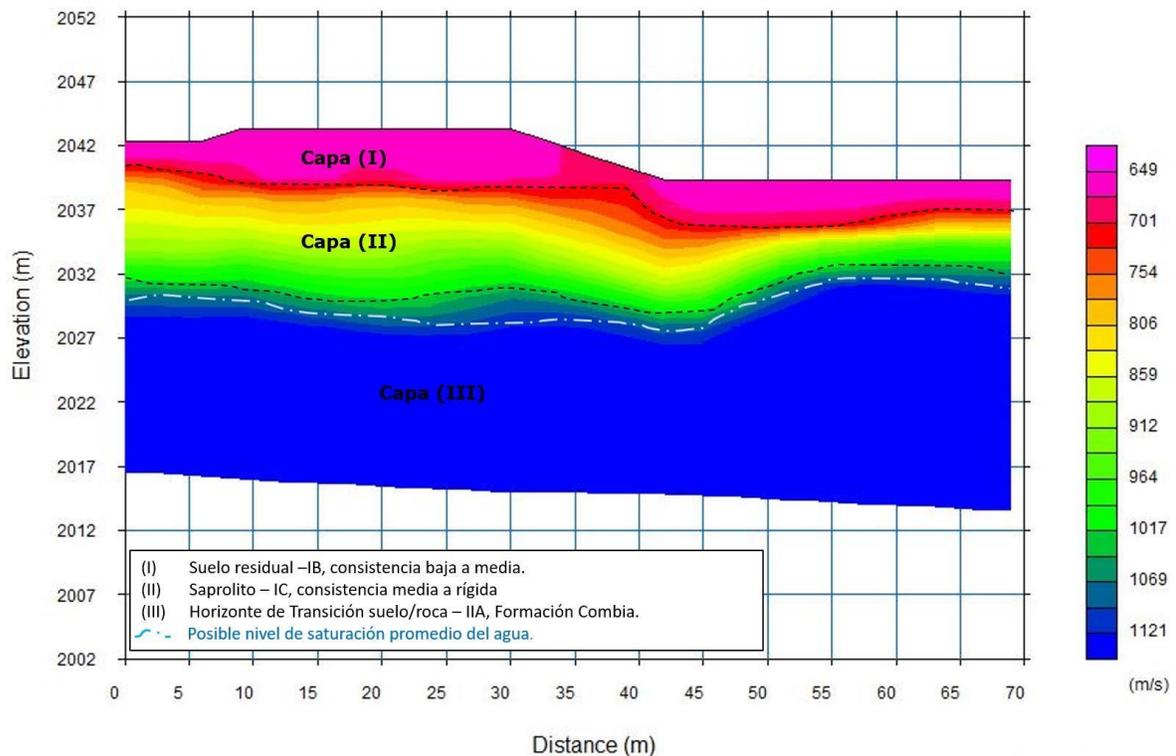


Figura 152. Modelo geológico interpretativo – 02.

- Línea sísmica 3

Ensayos MASW – ReMi

En la Figura 153 se presentan los espectros de energía (velocidad de Fase de onda Rayleigh Vs Frecuencia) para el ensayo MASW y ReMi respectivamente.

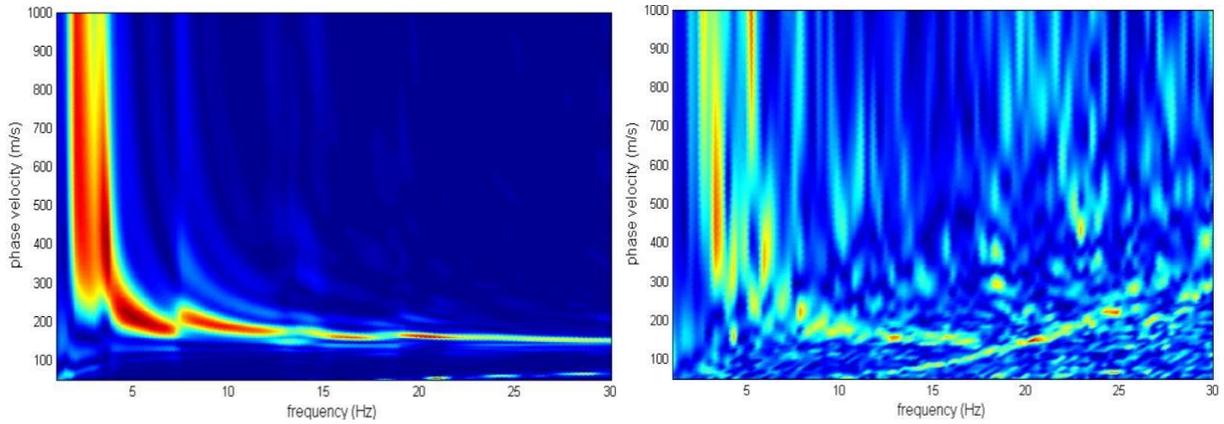


Figura 153. Espectro de energía ensayo MASW y ReMi.

La curva de dispersión empleada en el proceso de inversión se construyó para las bajas frecuencias (capas profundas) con la información experimental del ensayo ReMi, y para las altas frecuencias (capas superficiales) con la información experimental recopilada en el ensayo MASW.

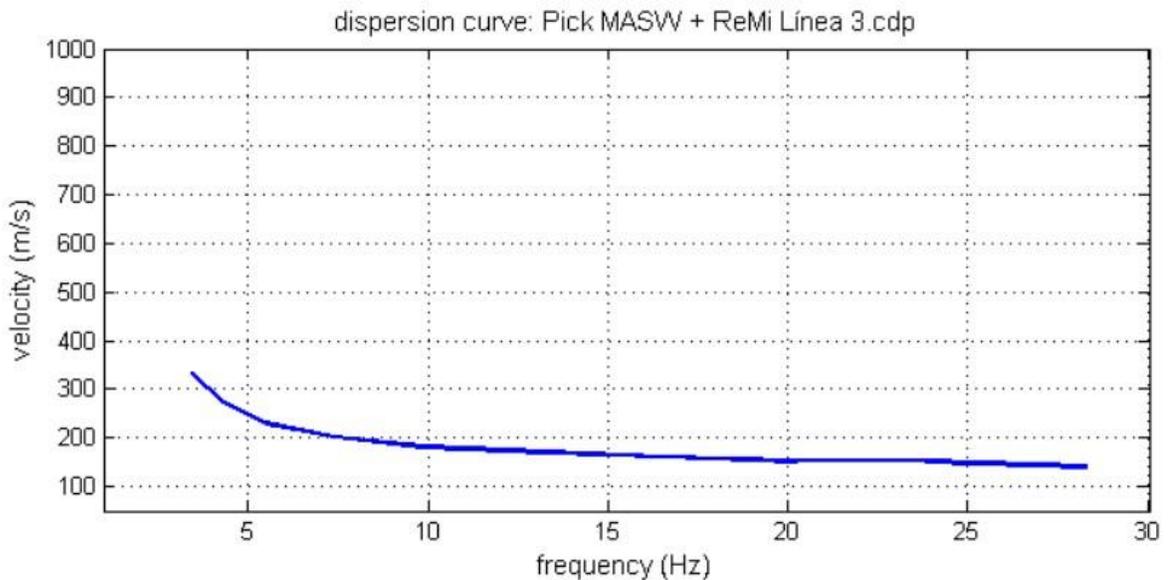


Figura 154. Curva de dispersión experimental (Activo + pasivo)

El perfil de velocidad de onda de corte en profundidad en el punto medio de la línea es presentado por medio del perfil 1D en la Figura 155.

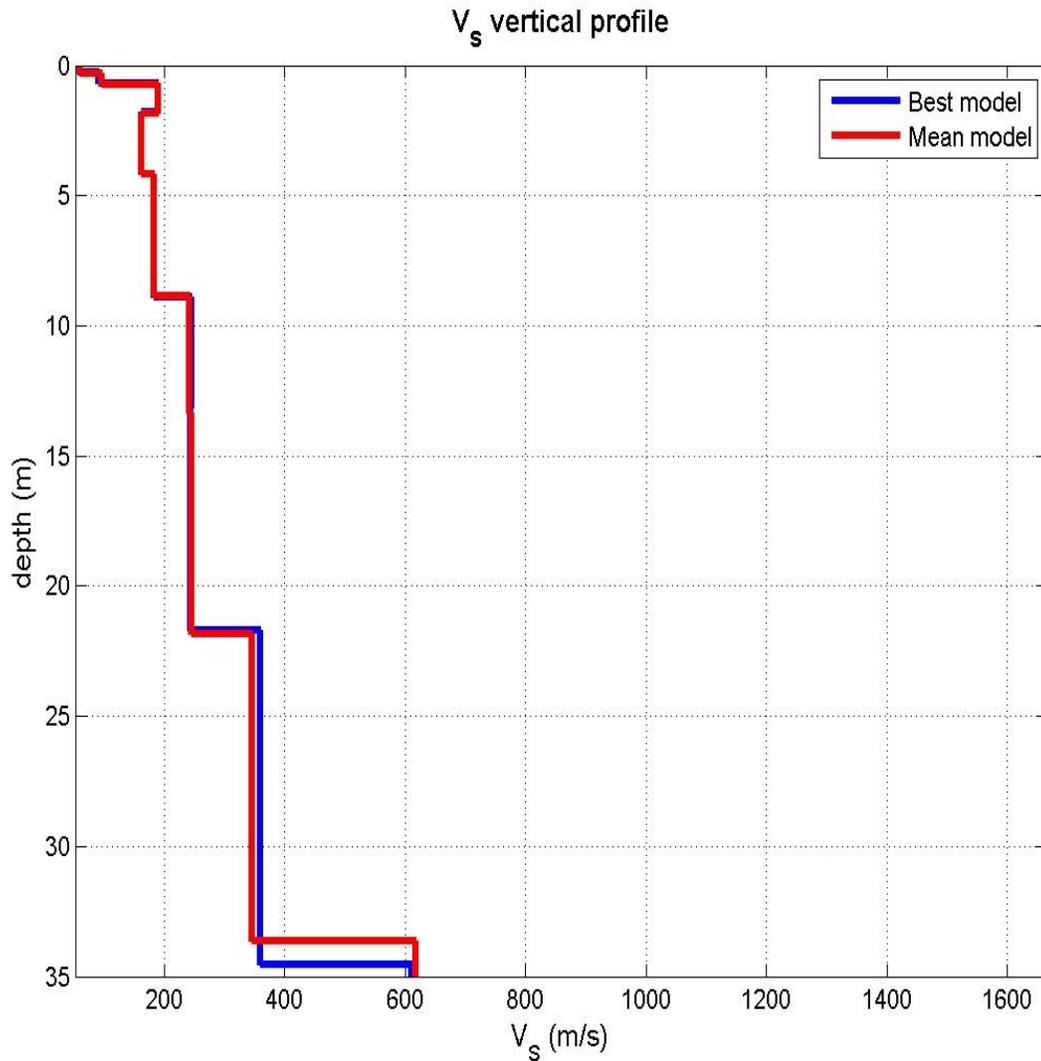


Figura 155. Perfil de velocidad de onda de corte 1D, LPS -3. $V_{s30} = 227$ m/s.

Obtenida la variación de la velocidad de onda de corte en profundidad, y aplicando las correlaciones enunciadas en el apartado 4.5, se calcularon los parámetros elásticos para cada una de las capas, los resultados se presentan en la Tabla 67.

Tabla 67. Estimación de parámetros – Línea 3.

PARÁMETROS GEOFISICA				PAUL W. MAYNE (2001)					10% $E_0 < E < 20\%$ E_0
Espesor [m]	Profundidad [m]	VS [m/s]	Densidad [g/cm ³]	G0 [Ton/m ²]	G0 [KPa]	E0 [Ton/m ²]	E0 [KPa]	E [KPa]	
0.3	0.3	59	1.56	543	5430.4	1521	15205.0	2854.7	OK
0.4	0.7	97	1.64	1543	15430.8	4228	42280.3	7938.0	OK
1.1	1.8	189	1.89	6751	67512.7	18228	182284.3	34223.4	OK
2.3	4.1	162	1.77	4645	46451.9	12263	122633.0	23024.0	OK
4.7	8.8	182	1.78	5896	58960.7	15212	152118.7	28559.9	OK

PARÁMETROS GEOFISICA				PAUL W. MAYNE (2001)					
Espesor [m]	Profundidad [m]	VS [m/s]	Densidad [g/cm3]	G0 [Ton/m2]	G0 [KPa]	E0 [Ton/m2]	E0 [KPa]	E [KPa]	10%E0<E<20%E0
4.5	13.3	242	1.85	10834	108343.4	27736	277359.1	52073.5	OK
8.5	21.8	245	1.87	11225	112246.8	28286	282861.8	53106.6	OK
11.8	33.6	345	1.93	22972	229718.3	56970	569701.3	106960.0	OK
1.4	35.0	618	2.07	79058	790582.7	191321	1913210.1	359200.6	OK

Al presentarse diferencias significativas entre la velocidad de onda de corte para las diferentes capas, se presenta a continuación el promedio de velocidad para los 5, 20 y 30 m de material superficial.

Maximum penetration depth according to the "Steady State Rayleigh Method": 35 m

Inversion quality: very good

Vs5 (mean model): 145 m/s
Vs5 (best model): 146 m/s

Vs20 (mean model): 197 m/s
Vs20 (best model): 197 m/s

Vs30 (mean model): 227 m/s
Vs30 (best model): 228 m/s

Figura 156. Variación del promedio de velocidad en profundidad.

Modelo geológico interpretativo – Ensayo de Refracción Sísmica

La línea de refracción-03 se encuentra sobre una topografía alomada, levemente intervenida antrópicamente, según los datos de velocidades de onda se interpreta; en la capa (I), un material de matriz posiblemente limo-arenosa de consistencia suave a media, correspondiendo estratigráficamente al Horizonte del Suelo residual – IB de la Formación Combia, dispuesto de manera discontinua (moderadamente concordante con la topografía del terreno), con valores de velocidad hasta de 718 m/s; en la capa (II), un material posiblemente de consistencia media a rígida, que corresponde estratigráficamente posiblemente al Horizonte del Saprolito – IC, con matriz arenosa (arena fina a media), dispuesto de manera continua en el terreno, presenta velocidades entre 718 a 1157 m/s y un aumento considerable en su espesor hacia el área central de la línea.

Finalmente, en la capa (III), se evidencia un paquete de velocidades con valores superiores a los 1157 m/s, que se encuentra a partir de los 2038 – 2030 m.s.n.m (entre 10 y 20 metros de profundidad, aproximadamente), identificando posiblemente la presencia de una roca altamente meteorizada correspondiente a la Transición Suelo/roca – IIA de la Formación Combia (roca basamento en la zona de estudio). Estos valores de velocidad podrían generarse por la presencia del nivel de saturación promedio de agua en la zona, ocasionando un cambio en el comportamiento y velocidad de tránsito de las ondas estudiadas mediante este método, exponiendo una interrupción en la distribución de las capas del subsuelo dentro del modelo (Figura 157).

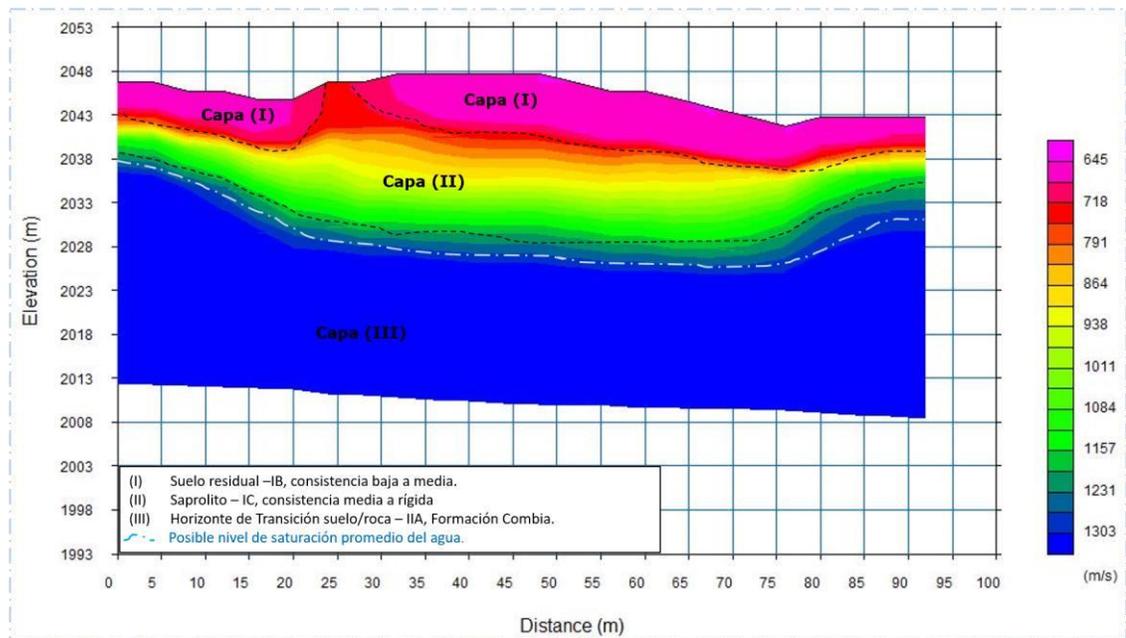


Figura 157. Modelo geológico interpretativo – 03.

- Línea sísmica 4

Ensayos MASW – ReMi

En la Figura 158 se presentan los espectros de energía (velocidad de Fase de onda Rayleigh Vs Frecuencia) para el ensayo MASW y ReMi respectivamente.

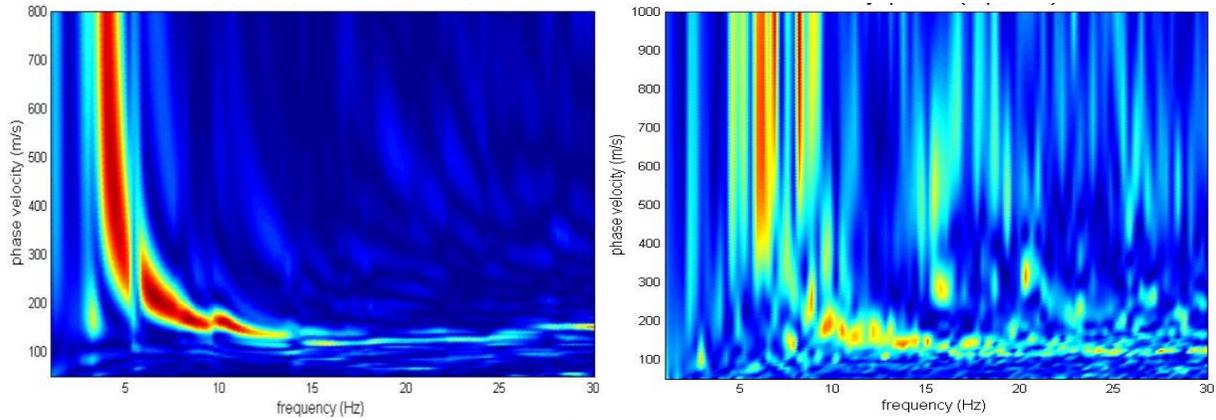


Figura 158. Espectro de energía ensayo MASW y ReMi.

La curva de dispersión empleada en el proceso de inversión se construyó para las bajas frecuencias (capas profundas) con la información experimental del ensayo ReMi, y para las altas frecuencias (capas superficiales) con la información experimental recopilada en el ensayo MASW.

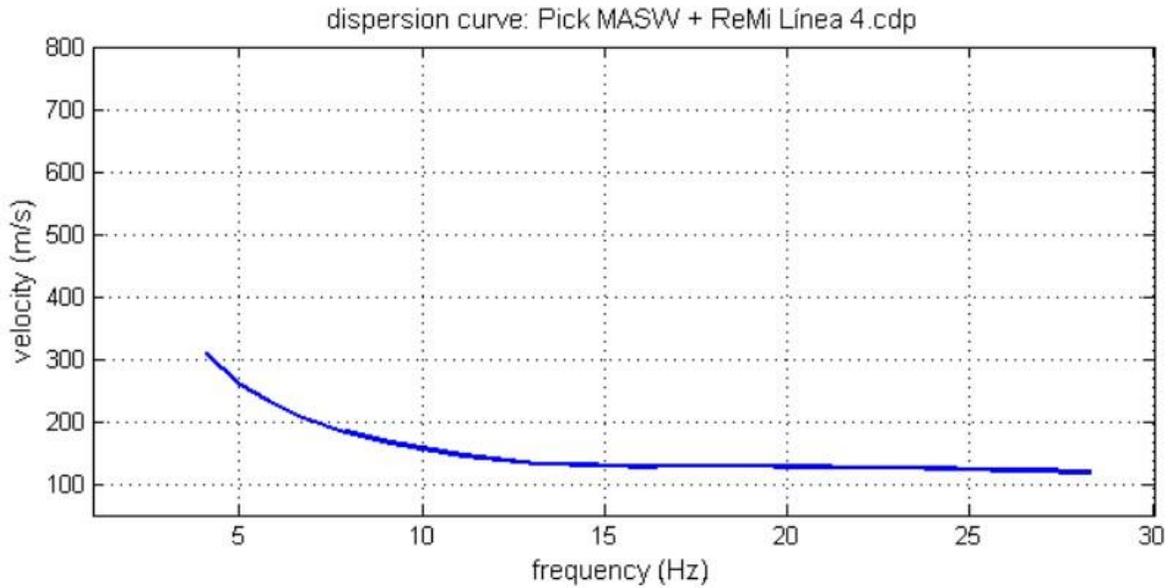


Figura 159. Curva de dispersión experimental (Activo + pasivo)

El perfil de velocidad de onda de corte en profundidad en el punto medio de la línea es presentado por medio del perfil 1D en la Figura 160.

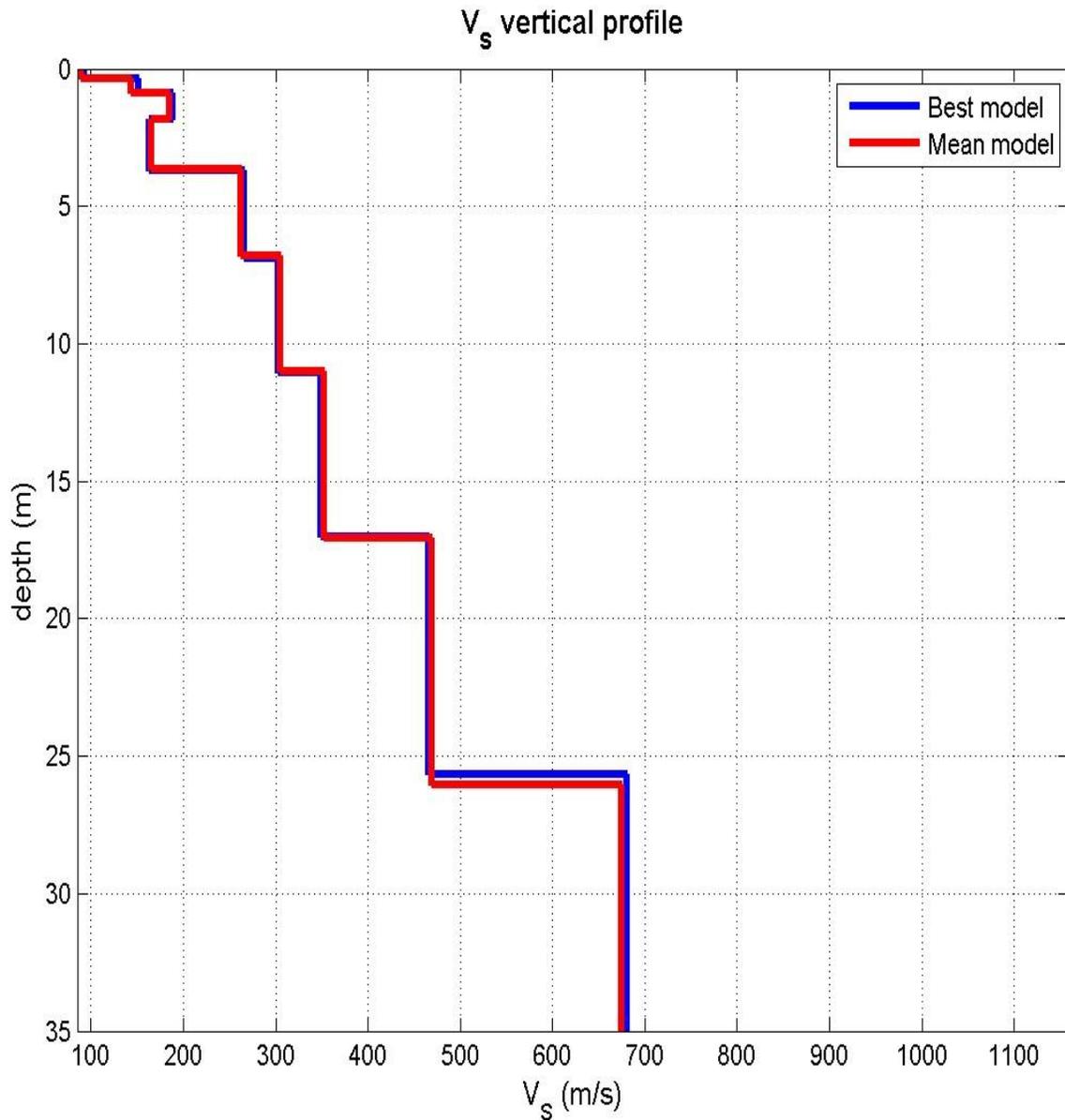


Figura 160. Perfil de velocidad de onda de corte 1D, LPS -4. $V_{s30} = 327$ m/s.

Obtenida la variación de la velocidad de onda de corte en profundidad, y aplicando las correlaciones enunciadas en el apartado 4.5, se calcularon los parámetros elásticos para cada una de las capas, los resultados se presentan en la Tabla 68.

Tabla 68. Estimación de parámetros – Línea 4.

PARÁMETROS GEOFISICA				PAUL W. MAYNE (2001)					10% $E_0 < E < 20\%$ E_0
Espesor [m]	Profundidad [m]	VS [m/s]	Densidad [g/cm ³]	G0 [Ton/m ²]	G0 [KPa]	E0 [Ton/m ²]	E0 [KPa]	E [KPa]	
0.4	0.4	89	1.63	1291	12911.2	3615	36151.4	6787.3	OK
0.5	0.9	143	1.78	3640	36399.2	9973	99733.9	18724.8	OK

PARÁMETROS GEOFISICA				PAUL W. MAYNE (2001)					
Espesor [m]	Profundidad [m]	VS [m/s]	Densidad [g/cm ³]	G0 [Ton/m ²]	G0 [KPa]	E0 [Ton/m ²]	E0 [KPa]	E [KPa]	10%E0<E<20%E0
1.0	1.9	185	1.83	6263	62631.8	16911	169105.7	31749.2	OK
1.8	3.7	165	1.81	4928	49277.3	13009	130091.9	24424.4	OK
3.2	6.9	262	1.94	13317	133169.4	34358	343576.9	64505.7	OK
4.2	11.1	305	1.99	18512	185119.8	47391	473906.6	88974.8	OK
6.1	17.2	353	2.03	25296	252956.3	63745	637449.8	119679.7	OK
9.0	26.2	468	2.04	44681	446809.0	110809	1108086.2	208040.5	OK
8.8	35.0	675	2.08	94770	947700.0	229343	2293434.0	430586.7	OK

Al presentarse diferencias significativas entre la velocidad de onda de corte para las diferentes capas, se presenta a continuación el promedio de velocidad para los 5, 20 y 30 m de material superficial.

Maximum penetration depth according to the "Steady State Rayleigh Method": 35 m

Inversion quality: very good

Vs5 (mean model): 173 m/s

Vs5 (best model): 173 m/s

Vs20 (mean model): 274 m/s

Vs20 (best model): 273 m/s

Vs30 (mean model): 327 m/s

Vs30 (best model): 327 m/s

Figura 161. Variación del promedio de velocidad en profundidad.

Modelo geológico interpretativo – Ensayo de Refracción Sísmica

La línea de refracción-04 se encuentra sobre una topografía alomada, intervenida antrópicamente por procesos de excavación y acomodación de material, según los datos de velocidades de onda se interpreta; en la capa (I), un material de matriz posiblemente limo-arenosa de consistencia suave a media, correspondiendo estratigráficamente al Horizonte del Suelo residual – IB de la Formación Combia, dispuesto de manera discontinua (moderadamente concordante con la topografía del terreno) en una posible mezcla entre material natural y material transportado, con valores de velocidad hasta de 608 m/s; en la

capa (II), un material posiblemente de consistencia media a rígida, que corresponde estratigráficamente al Horizonte del Saprolito – IC, con matriz arenosa (arena fina a media), dispuesto de manera continua en el terreno, presenta velocidades entre 608 a 890 m/s y un aumento considerable en su espesor hacia el área central de la línea.

Finalmente, en la capa (III), se evidencia un paquete de velocidades con valores superiores a los 890 m/s, que se encuentra a partir de los 2020 – 2012 m.s.n.m (entre 10 y 13 metros de profundidad, aproximadamente), identificando la presencia de una roca altamente meteorizada correspondiente a la Transición Suelo/roca – IIA de la Formación Combia (roca basamento en la zona de estudio). Estos valores de velocidad podrían generarse por la presencia del nivel de saturación promedio de agua en la zona, ocasionando un cambio en el comportamiento y velocidad de tránsito de las ondas estudiadas mediante este método, exponiendo una interrupción en la distribución de las capas del subsuelo dentro del modelo (Figura 162).

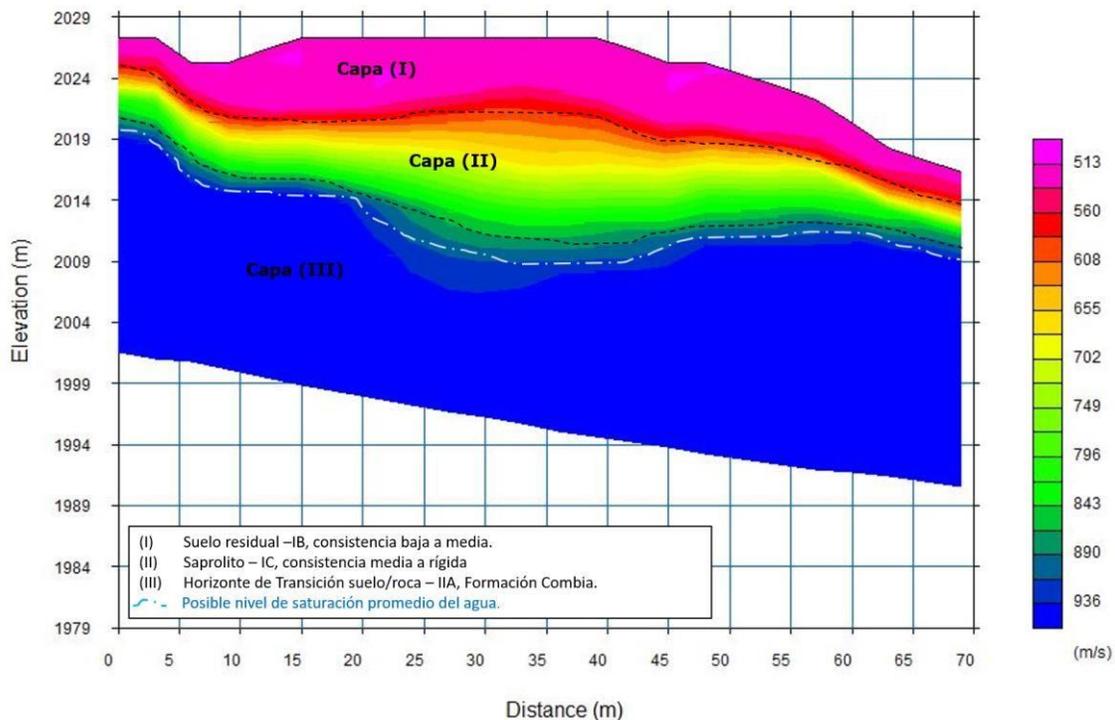


Figura 162. Modelo geológico interpretativo – 04.

- Línea sísmica 5

Ensayos MASW – ReMi

En la Figura 163 se presentan los espectros de energía (velocidad de Fase de onda Rayleigh Vs Frecuencia) para el ensayo MASW y ReMi respectivamente.

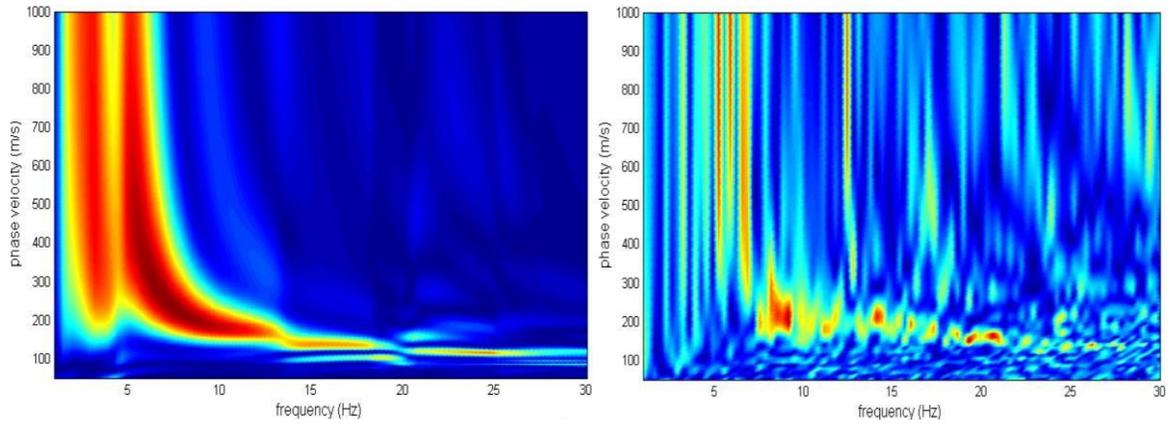


Figura 163. Espectro de energía ensayo MASW y ReMi.

La curva de dispersión empleada en el proceso de inversión se construyó para las bajas frecuencias (capas profundas) con la información experimental del ensayo ReMi, y para las altas frecuencias (capas superficiales) con la información experimental recopilada en el ensayo MASW.

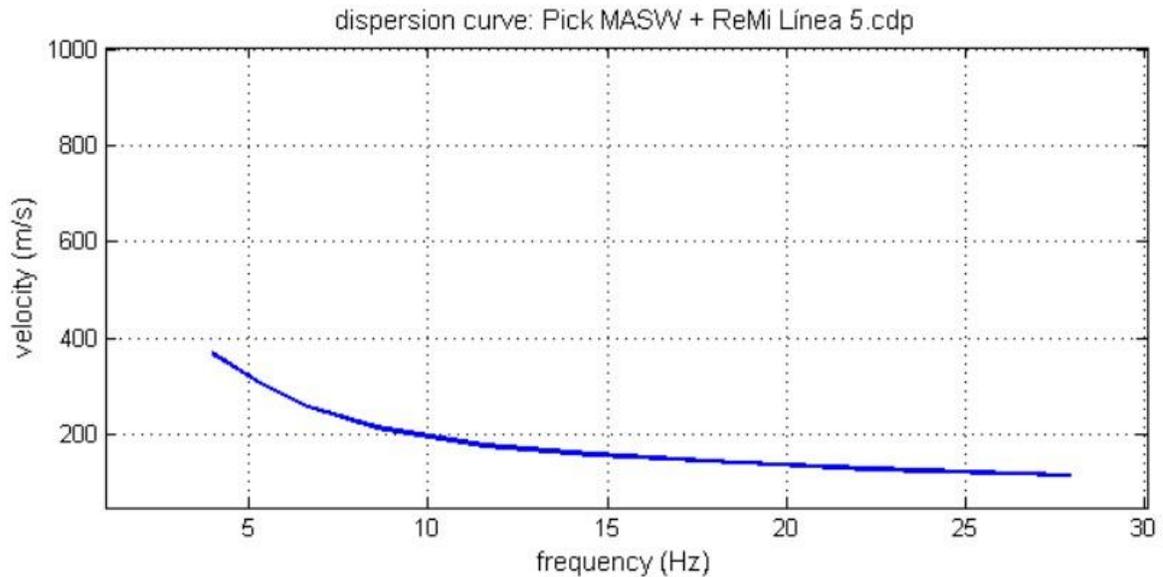


Figura 164. Curva de dispersión experimental (Activo + pasivo)

El perfil de velocidad de onda de corte en profundidad en el punto medio de la línea es presentado por medio del perfil 1D en la Figura 165.

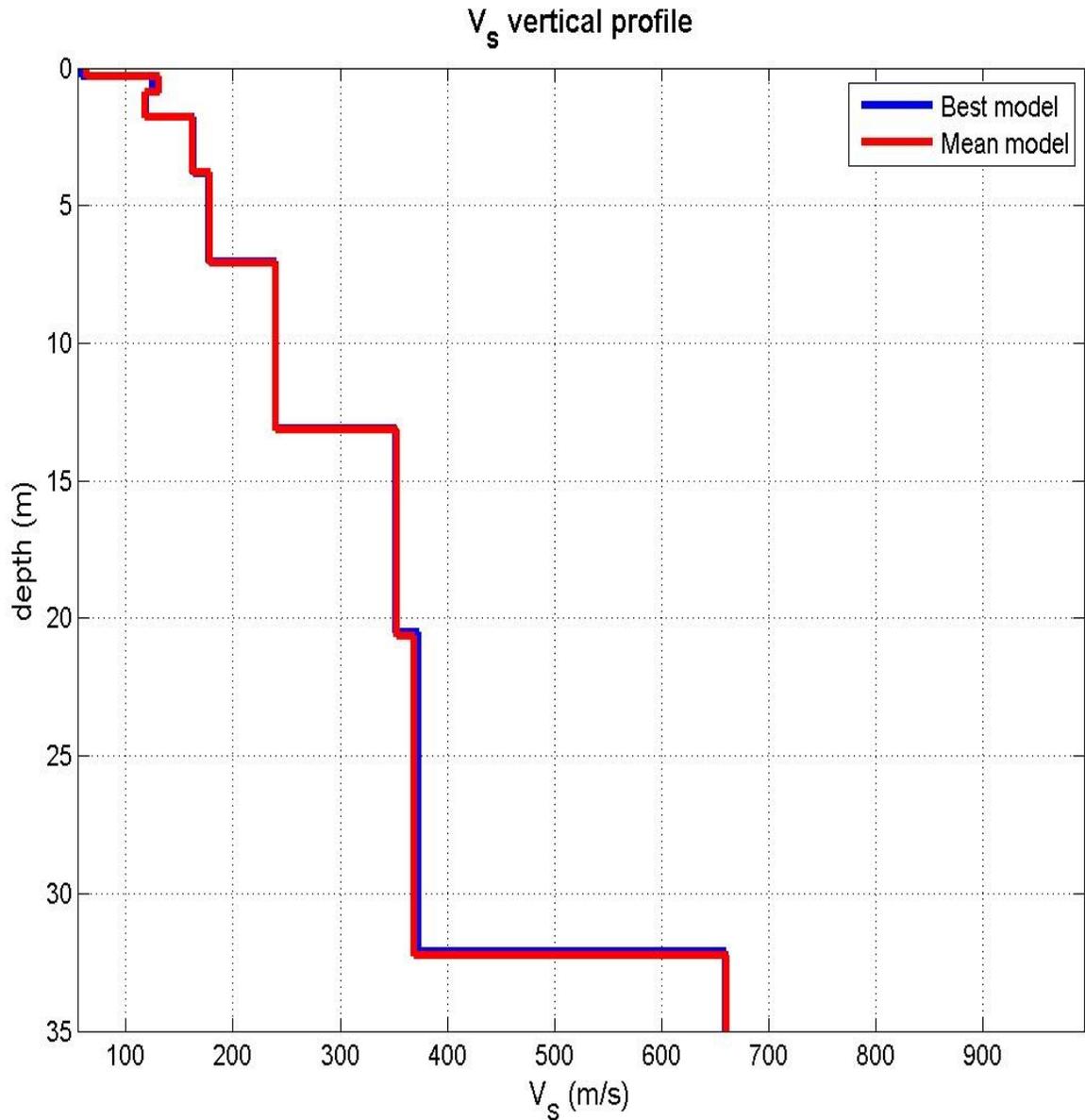


Figura 165. Perfil de velocidad de onda de corte 1D, LPS -5. $V_{s30} = 446$ m/s.

Obtenida la variación de la velocidad de onda de corte en profundidad, y aplicando las correlaciones enunciadas en el apartado 4.5, se calcularon los parámetros elásticos para cada una de las capas, los resultados se presentan en la Tabla 69.

Tabla 69. Estimación de parámetros – Línea 5.

PARÁMETROS GEOFISICA				PAUL W. MAYNE (2001)					10% $E_0 < E < 20\%$ E_0
Espesor [m]	Profundidad [m]	VS [m/s]	Densidad [g/cm ³]	G0 [Ton/m ²]	G0 [KPa]	E0 [Ton/m ²]	E0 [KPa]	E [KPa]	
0.3	0.3	64	1.58	647	6471.7	1812	18120.7	3402.1	OK

PARÁMETROS GEOFISICA				PAUL W. MAYNE (2001)					
Espesor [m]	Profundidad [m]	VS [m/s]	Densidad [g/cm ³]	G0 [Ton/m ²]	G0 [KPa]	E0 [Ton/m ²]	E0 [KPa]	E [KPa]	10%E0<E<20%E0
0.5	0.8	131	1.77	3037	30375.0	8323	83227.4	15625.7	OK
0.9	1.7	118	1.68	2339	23392.3	6316	63159.3	11858.0	OK
2.0	3.7	162	1.76	4619	46189.4	12194	121940.1	22894.0	OK
3.2	6.9	178	1.86	5893	58932.2	15205	152045.2	28546.1	OK
6.1	13.0	240	1.90	10944	109440.0	28017	280166.4	52600.6	OK
7.5	20.5	353	1.94	24174	241741.5	60919	609188.5	114373.7	OK
11.6	32.1	368	1.95	26408	264076.8	65491	654910.5	122957.9	OK
2.9	35.0	661	2.07	90443	904426.5	218871	2188712.1	410925.4	OK

Al presentarse diferencias significativas entre la velocidad de onda de corte para las diferentes capas, se presenta a continuación el promedio de velocidad para los 5, 20 y 30 m de material superficial.

Maximum penetration depth according to the "Steady State Rayleigh Method": 35 m

Inversion quality: very good

Vs5 (mean model): 138 m/s

Vs5 (best model): 136 m/s

Vs20 (mean model): 216 m/s

Vs20 (best model): 214 m/s

Vs30 (mean model): 250 m/s

Vs30 (best model): 250 m/s

Figura 166. Variación del promedio de velocidad en profundidad

Modelo geológico interpretativo – Ensayo de Refracción Sísmica

La línea de refracción-05 se encuentra sobre una topografía levemente alomada, con una intervención antrópica sectorizada, según los datos de velocidades de onda se interpreta; en la capa (I), un material de consistencia muy suave a suave, de posible granulometría limo-arcillosa a limo-arenosa, se encuentra dispuesto en el subsuelo de manera levemente discontinua (en moderada concordancia con la topografía del terreno), correspondiendo posiblemente a Materia Orgánica o Ceniza Volcánica; en la capa (II), un material de matriz posiblemente limo-arenosa de consistencia suave a media, correspondiendo estratigráficamente posiblemente al Horizonte del Suelo residual – IB de la Formación

Combia, dispuesto de manera moderadamente continua, con valores de velocidad entre 476 a 653 m/s; en la capa (III), se evidencia un paquete de velocidades con valores superiores a los 653 m/s, que se encuentra a partir de los 2040 – 2038 m.s.n.m (entre 5 y 7 metros de profundidad, aproximadamente), identificando la presencia de un material que corresponde estratigráficamente al Horizonte del Saprolito – IC, con matriz arenosa (arena fina a media) de consistencia posiblemente media a rígida. Estos valores de velocidad podrían generarse por la presencia del nivel de saturación promedio de agua en la zona, ocasionando un cambio en el comportamiento y velocidad de tránsito de las ondas estudiadas mediante este método, exponiendo una interrupción en la distribución de las capas del subsuelo dentro del modelo (Figura 167).

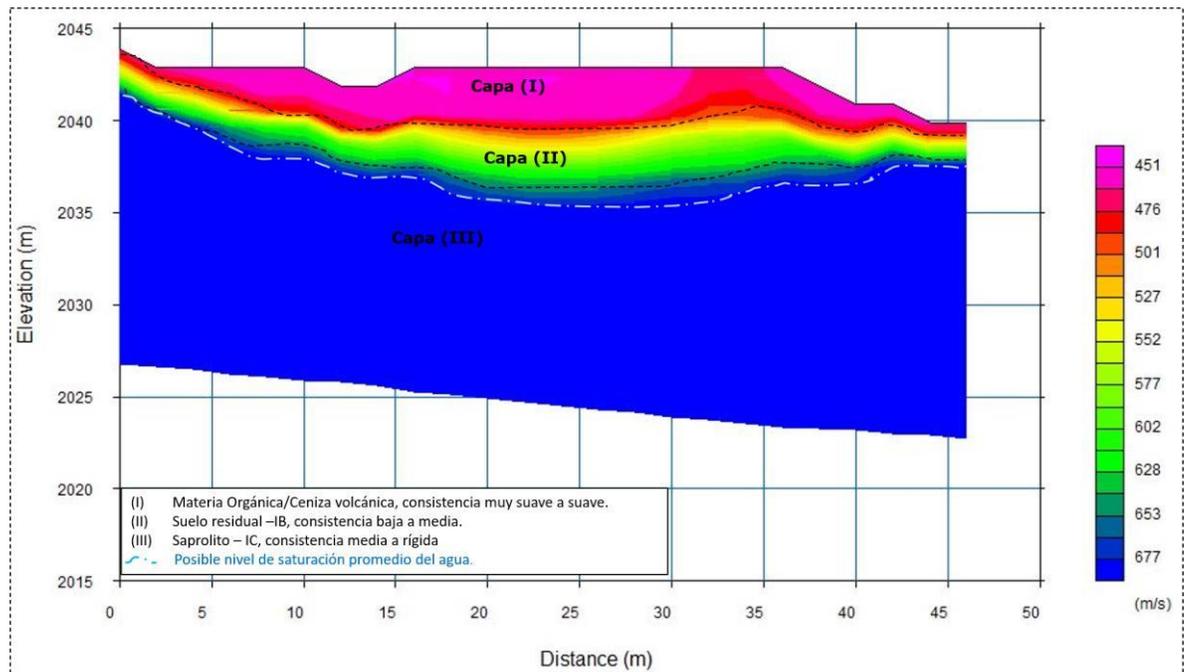


Figura 167. Modelo geológico interpretativo – 05.

8.1.2.2.5 Conclusiones.

Con base en la formulación propuesta por Dobry (1976), se calculó el período teórico fundamental de vibración del depósito de suelo en función de la velocidad de onda de corte, como se especifica a continuación:

$$T_s \cong T_1 = \frac{4H}{\bar{V}} \rightarrow \bar{V} = \frac{1}{H} \sum_{i=1}^n V_i H_i$$

En la Tabla 70 se presenta el periodo de vibración del suelo con base en la velocidad de onda de corte obtenida en el ensayo MASW.

Tabla 70. Rango de periodos de vibración del suelo.

	Periodo de vibración (segundos)
Zona Línea 1	0.421
Zona Línea 2	0.430
Zona Línea 3	0.529
Zona Línea 4	0.367
Zona Línea 5	0.480

La clasificación sísmica del perfil se basa en las velocidades de onda de corte V_s obtenidas en el ensayo de ondas superficiales; en la Tabla 71 se presenta la relación entre la velocidad de onda de corte con el tipo de suelo, según lo propuesto por la National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP), con base en la velocidad de onda corte promedio en los 30 m superficiales ($V_s 30$).

Tabla 71. Caracterización sísmica de los suelos, NEHRP 2003

TIPO	VS30 (M/S)	DESCRIPCIÓN
A	> 1500	Roca dura
B	760 - 1500	Roca dura
C	360 - 760	Roca blanda y suelo muy denso
D	180 - 360	Suelo rígido
E	<180	Suelo Blando
F	Suelos especiales (licuables, colapsables, arcillas muy plásticas, suelos orgánicos)	

En la Tabla 72 se muestra lo estipulado en la Sección A.2.4.4 del título A de la NSR-10:

Tabla 72. Clasificación del perfil de suelo según tabla A.24-1 NSR-10 2

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un Ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F ₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F ₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F ₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F ₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

De acuerdo con los resultados de los ensayos específicos de velocidades de onda de corte, la clasificación de los perfiles sísmicos del subsuelo a la luz de lo estipulado en la NSR-10 en su capítulo A- 2.4.1, se presenta a continuación:

Tabla 73. clasificación de los perfiles sísmicos del subsuelo a la luz de lo estipulado en la NSR-10 en su capítulo A- 2.4.1

Línea	Vs 30 (m/s)	Tipo de Perfil (NSR - 10)
1	285	D
2	279	D
3	227	D
4	327	D
5	250	D

Se presenta la densidad, la relación de Poisson y otros parámetros de resistencia de los materiales encontrados, los cuales son estimados a partir de correlaciones publicadas en la literatura técnica a partir de la velocidad de onda de corte.

El módulo de Young (E0) y el módulo de rigidez (G0) han sido calculados para bajos rangos de deformación del orden de 1×10^{-5} , por lo cual corresponden a Gmax y Emax; los valores reducidos del módulo de elasticidad (E) se calcularon a partir de relaciones propuestas en la literatura, lo cual no exime su revisión para poder ser aplicados en los diseños geotécnicos.

8.1.2.2.6 Limitaciones

Por tratarse de un método geofísico de inherente carácter indirecto, la interpretación de los resultados depende de concepto técnico del especialista, por lo que la misma puede variar ligeramente entre especialistas.

La estratigrafía presentada corresponde con los datos obtenidos en campo y bajo las condiciones particulares del sitio en estudio.

Las conclusiones y recomendaciones consignadas en este capítulo se basan en los resultados de las investigaciones de campo y la interpretación de oficina. Los alcances y conclusiones consignadas en el presente estudio se ajustan solo a las características de este proyecto en particular.

8.2 RESULTADOS Y ANALISIS DE LABORATORIO

Finalizado el trabajo de los sondeos o exploración directa, las muestras obtenidas en estos son llevadas al laboratorio de suelos, donde el equipo técnico conformado por geólogos y geotecnistas inspeccionaron los materiales y definieron para cada sondeo, una columna estratigráfica del material que compone el terreno, para posteriormente integrar la información de la totalidad de sondeos y establecer el modelo geológico de la zona, verificando y ajustando las descripciones dadas por el operario técnico que ejecuta el trabajo de exploración.

Una vez se tiene el perfil estratigráfico del subsuelo, se seleccionaron las muestras representativas de cada estrato las cuales fueron enviadas al laboratorio de suelos en donde se practicaron diferentes ensayos de caracterización física y mecánica. Para las muestras remoldeadas tomadas con el muestreador estándar se llevan a cabo ensayos como humedad natural, límites de Atterberg que dan como resultado los límites de consistencia e índice de plasticidad y el ensayo de granulometría que permite la clasificación del material por el método U.S.C.S o ASHTHO. Sobre las muestras inalteradas tomadas en tubos shelby se llevan a cabo ensayos como corte directo y compresión inconfiada, que permiten la obtención de las propiedades de resistencia de los suelos.

La Tabla 74 contiene la cantidad de muestras analizadas por cada tipo de ensayo:

Tabla 74. Tipos de ensayos y cantidad de muestras analizadas.

Tipo de ensayo	Cantidad
Limite Liquido	136
Limite Plástico	136
Humedad Natural	136
Granulometría por lavado sobre tamiz N° 200	136
Peso unitario en suelos	50
Peso unitario en roca	20

Tipo de ensayo	Cantidad
Compresión inconfiada en suelo	10
Corte directo en suelo tipo CD	26
Compresión simple en roca	10
Compresión simple en roca con medida de deformación axial	10

En la Tabla 75 se presenta un resumen de los resultados de los ensayos realizados a las muestras recuperadas y seleccionadas.

Tabla 75. Resultados de laboratorio Polígono Jericó.

RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO												
Sondeo - Muestra	Prof muestra (m)	Formación	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice plástico (%)	Pasa malla 200 (%)	Qu (kg /cm ²)	Cohesión KPa	Ang Fricción (°)	Peso unitario (kN/m ³)	Clasif. USCS
P1-M1	0.45	Qfl	59.64	74.6	40.3	34.3	63.6				15.62	MH
P1-M3	2.45	Qfl	54.06	35.3	24.5	10.8	35.7		47.4	30.9		GM
P1-M4	3.45	Qfl	66.70	71.5	35.5	36.0	75.5					MH
P1-M5	4.45	Qfl	57.44	30.6	22.9	7.7	16.6				16.62	GM
P1-M6	5.45	SRIB	51.01	64.6	36.6	28.0	65.8	0.93	36.0	45.2	16.9	MH
P1-M7	6.45	SRIB	64.64	43.3	23.6	19.7	21.4				16.01	SC
P1-M8	7.45	SRIB	48.8	41.8	20.3	21.5	39.5				16.85	SC
P1-M9	8.45	SRIC	61.49	75.0	41.7	33.3	80.8					MH
P1-M10	9.45	SRIC	58.16	64.0	38.6	25.4	64.4				15.53	MH
P2-M2	1.45	Qfl	60.85	79.2	39.4	39.8	76.3				15.82	MH
P2-M3	2.45	Qfl	59.51	67.8	40.4	27.4	58.6	1.26	30.6	28.4	18.2	MH
P2-M4	3.45	Qfl	64.46	67.5	41.3	26.3	75.3					MH
P2-M5	4.45	SRIC	57.64	67.6	38.5	29.2	57.6				15.34	MH
P2-M6	5.45	SRIC	56.70	76.8	36.7	40.1	63.4				15.38	MH
P2-M8	7.45	SRIC	60.81	34.6	21.3	13.3	42.5		50.4	44.6		SC
P2-M9	8.45	SRIC	61.27	41.4	22.6	18.8	47.5					SC
P2-M11	10.45	SRIC	63.01	34.8	20.5	14.3	37.3				16.70	SC
P2-M12	11.45	SRIC	56.5	50.0	25.5	24.4	56.5				16.77	CL
P2-M14	13.30	SRIC	45.66	35.7	21.7	14.0	37.9					SC
P2-M15	14.45	SRIC	58.46	38.7	22.3	16.4	31.7				16.76	SC
P3-M2	1.45	Qfl	78.14	85.6	45.2	40.4	88.3		35.3	41.4	15.58	MH
P3-M3	2.45	SRIB	45.30	79.0	37.5	41.5	80.3	2.24	44.5	31.0	16.6	MH
P3-M4	3.45	SRIB	63.32	70.8	42.7	28.1	84.9					MH
P3-M5	4.45	SRIB	62.66	83.4	38.6	44.7	84.8				15.61	MH
P3-M6	5.45	SRIC	60.72	78.8	38.5	40.3	85.1					MH
P3-M7	6.45	SRIC	56.60	80.1	39.4	40.6	65.2				15.82	MH

RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Sondeo - Muestra	Prof muestra (m)	Formación	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice plástico (%)	Pasa malla 200 (%)	Qu (kg /cm2)	Cohesión KPa	Ang Fricción (°)	Peso unitario (kN/m3)	Clasif. USCS
P3-M8	7.45	SRIC	52.29	47.0	25.2	21.8	49.2		65.8	37.0		SC
P3-M11	10.45	SRIC	55.90	47.6	26.2	21.4	51.9		15.2	40.0		CL
P3-M12	11.45	SRIC	63.85	57.9	31.6	26.4	57.5					MH
P3-M13	12.45	SRIC	62.95	46.5	25.3	21.2	58.8					CL
P3-M14	13.30	SRIC	48.23	33.0	21.4	11.6	11.2				15.79	GP-GC
P4-M1	0.45	Qfl	52.41	61.8	35.6	26.2	67.3				16.52	MH
P4-M2	1.45	Qfl	61.48	74.5	41.5	33.0	62.1				16.36	MH
P4-M3	2.45	SRIB	52.67	67.5	37.4	30.1	71.0	1.14	80.0	43.4	16.6	MH
P4-M4	3.45	SRIB	82.31	100.0	46.2	53.8	81.4				16.48	MH
P4-M5	4.45	SRIB	70.43	80.4	44.3	36.1	90.0					MH
P4-M6	5.45	SRIC	56.47	75.6	40.4	35.2	76.2				16.85	MH
P4-M7	6.45	SRIC	57.70	81.9	41.7	40.2	84.4	1.37	55.8	27.4	17.3	MH
P4-M8	7.45	SRIC	60.86	76.1	38.2	37.8	41.3					SM
P4-M9	8.45	SRIC	58.72	70.0	37.4	32.5	67.5				16.80	MH
P4-M11	10.45	SRIC	62.07	66.5	37.4	29.1	72.9				16.17	MH
P4-M12	11.45	SRIC	51.12	69.6	35.6	34.0	74.7		55.8	27.4		MH
P4-M14	13.45	SRIC	50.53	72.9	38.1	34.7	62.0				16.04	MH
P4-M15	14.3	SRIC	40.45	35.9	21.2	14.6	13.1					SC
P5-M1	0.45	SRIC	74.04	88.3	42.7	45.6	93.1				16.02	MH
P5-M2	1.45	SRIC	73.23	74.7	37.3	37.4	69.3					MH
P5-M3	2.45	SRIC	66.15	83.2	41.5	41.6	82.5		29.4	33.1		MH
P5-M4	3.45	SRIC	9.67	-	-	NP	6.9				14.99	GP-GM
P6-M1	0.45	SRIB	59.37	71.5	43.7	27.8	84.2					MH
P6-M2	1.45	SRIB	53.03	64.0	36.3	27.7	71.2				15.95	MH
P6-M3	2.45	SRIB	50.12	71.0	35.4	35.6	89.3		84.3	33.1		MH
P6-M6	5.45	SRIC	82.23	106.0	45.4	60.5	85.9					MH
P6-M7	6.45	SRIC	76.48	89.0	43.7	45.3	88.5					MH
P6-M8	7.45	SRIC	66.51	74.1	40.4	33.7	86.0		69.3	24.6		MH
P6-M10	9.45	SRIC	60.11	71.5	40.8	30.8	87.1				15.64	MH
P6-M12	11.45	SRIC	58.58	73.4	36.7	36.7	91.3					MH
P6-M14	13.45	SRIC	53.71	81.2	42.5	38.7	82.0				16.27	MH
P6-M13	12.45	SRIC	44.50	67.9	37.7	30.2	79.2	1.03	89.7	29.7	17.5	MH
P6-M18	17.45	SRIC	55.51	72.8	41.5	31.3	86.6					MH
P6-M20	19.45	SRIC	59.04	76.6	38.5	38.0	90.6					MH
P6-M21	20.45	SRIC	60.41	82.8	43.6	39.2	92.3				16.36	MH

RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Sondeo - Muestra	Prof muestra (m)	Formación	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Limite plástico (%)	Índice plástico (%)	Pasa malla 200 (%)	Qu (kg /cm2)	Cohesión KPa	Ang Fricción (°)	Peso unitario (kN/m3)	Clasif. USCS
P7-M2	2.45	Qfl	52.06	62.4	39.3	23.2	65.0					MH
P7-M3	3.45	Qfl	65.35	46.8	25.9	20.8	48.7				15.73	SC
P7-M4	4.45	Qfl	59.54	43.3	25.5	17.8	45.0					SC
P7-M6	6.45	Qfl	64.31	45.3	24.6	20.7	24.4				15.58	GC
P7-M7	7.45	SRIB	63.48	32.5	20.7	11.8	11.4					GC
P7-M9	9.45	SRIB	52.77	41.0	23.3	17.7	32.8					SC
P7-M10	10.45	SRIB	57.83	46.2	26.6	19.6	46.1					GC
P7-M12	11.45	SRIB	57.14	65.0	32.7	32.3	72.4				15.91	MH
P7-M13	13.45	SRIC	53.83	48.9	27.6	21.3	49.5		53.9	30.7		SC
P7-M14	14.45	SRIC	62.08	67.4	33.6	33.8	64.3				15.27	MH
P7-M15	15.45	SRIC	61.77	82.0	44.3	37.6	85.5					MH
P7-M16	16.45	SRIC	64.61	78.9	38.9	40.0	64.3					MH
P7-M17	17.45	SRIC	64.70	46.5	24.6	22.0	44.1					SC
P8-M1	0.45	SRIB	63.09	48.5	25.2	23.2	53.6					CL
P8-M3	2.45	SRIC	44.82	35.9	22.5	13.4	48.7	1.01	52.2	53.9	16.8	SC
P8-M4	3.45	SRIC	58.12	68.6	42.4	26.3	59.8				15.85	MH
P8-M6	5.45	SRIC	66.53	73.3	43.3	30.0	67.9					MH
P9-M3	2.45	Qfl	40.89	42.1	24.8	17.2	21.6				17.04	GC
P9-M4	3.45	Qfl	40.37	37.0	23.2	13.8	21.4					GC
P9-M5	4.45	Qfl	55.59	45.5	25.5	20.0	34.3					GC
P9-M6	5.45	SRIB	63.55	76.0	42.5	33.5	67.1				16.08	MH
P9-M7	6.45	SRIB	65.18	82.6	45.3	37.3	78.1		53.1	27.7		MH
P9-M9	8.45	SRIB	44.50	45.5	24.3	21.2	31.8					GC
P9-M11	10.45	SRIB	26.72	30.4	19.6	10.8	13.5				16.95	GC
P9-M12	11.45	SRIB	60.21	31.9	21.6	10.4	24.8					SC
P9-M13	12.45	SRIC	44.55	31.5	18.4	13.1	18.5					GC
P10-M3	2.45	Qfl	53.46	37.2	22.2	15.0	40.4	0.93	19.7	44.5	17.3	GC
P10-M4	3.45	Qfl	70.76	33.0	20.4	12.6	32.3				16.84	GC
P10-M5	4.45	Qfl	64.75	43.6	23.6	20.0	47.4				17.16	GC
P10-M6	5.45	Qfl	72.60	77.9	42.4	35.5	59.4				15.72	MH
P10-M7	6.45	Qfl	50.51	38.8	20.4	18.4	11.9					GC
P10-M8	7.45	SRIB	50.77	43.7	24.5	19.2	42.0		57.7	26.7		GC
P10-M9	8.45	SRIB	51.54	35.4	22.4	13.0	22.1				17.21	GC
P10-M13	11.45	SRIB	54.11	38.4	21.7	16.7	34.4				16.98	SC
P10-M15	13.45	SRIB	54.42	42.8	23.6	19.2	36.8					SC

RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Sondeo - Muestra	Prof muestra (m)	Formación	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice plástico (%)	Pasa malla 200 (%)	Qu (kg /cm2)	Cohesión KPa	Ang Fricción (°)	Peso unitario (kN/m3)	Clasif. USCS
P10-M17	15.45	SRIB	45.26	41.5	24.5	16.9	42.3				17.31	SC
P10-M18	16.45	SRIB	35.81	46.8	25.7	21.1	47.8					SC
P11-M2	1.45	SRIB	30.40	67.6	35.4	32.2	84.2				16.18	MH
P11-M3	2.45	SRIB	42.67	73.5	33.6	39.9	75.8		39.8	35.2		CH
P11-M4	3.45	SRIB	53.66	74.7	39.6	35.1	89.5					MH
P11-M5	4.45	SRIB	59.55	63.1	37.6	25.5	86.9					MH
P11-M6	5.45	SRIC	52.62	75.5	39.6	35.9	87.2					MH
P11-M7	6.45	SRIC	49.77	47.1	26.6	20.4	55.3	1.38	63.8	51.5	16.6	CL
P11-M8	7.45	SRIC	42.31	63.6	33.3	30.3	62.2					MH
P11-M9	8.45	SRIC	38.64	39.7	26.3	13.3	48.9				15.54	SM
P11-M11	10.45	SRIC	34.32	36.8	22.3	14.5	39.2		137.5	27.6		GC
P11-M13	12.45	SRIC	35.60	47.1	25.2	21.9	58.4					CL
P11-M17	16.45	SRIC	37.19	39.19	21.6	18.2	46.3		71.8	38.8		SC
P11-M18	17.45	SRIC	36.62	37.2	22.5	14.7	32.2				16.41	GC
P11-M19	18.45	SRIC	29.93	33.9	21.6	12.3	16.4					GC
P11-M21	20.45	SRIC	31.74	30.8	20.2	10.6	12.8					GC
P12-M2	1.45	Qfl	39.53	30.4	19.2	11.2	8.7				17.08	GW-GC
P12-M7	6.45	SRIB	45.29	42.9	25.4	17.5	37.1					GC
P12-M8	7.45	SRIB	33.58	37.4	23.7	13.7	40.7				16.86	SC
P12-M9	8.45	SRIB	42.21	61.3	33.3	28.0	61.6					MH
P12-M12	11.45	SRIC	23.13	27.6	20.5	7.1	17.9					SC
P13-M2	1.45	Qfl	62.35	78.9	43.5	35.4	79.3					MH
P13-M3	2.45	Qfl	47.24	46.9	26.3	20.6	34.7					GC
P13-M4	3.45	Qfl	49.61	64.8	39.4	25.5	77.2				15.76	MH
P13-M5	5.45	SRIB	51.95	66.9	37.6	29.3	61.8		33.6	39.2		MH
P13-M6	5.45	SRIB	51.76	37.3	22.5	14.7	45.7					SC
P13-M7	6.45	SRIB	49.26	45.7	23.9	21.8	43.7					SC
P13-M8	7.45	SRIC	65.26	71.0	42.7	28.3	78.8					MH
P13-M9	8.45	SRIC	59.80	30.1	20.3	9.8	20.3				16.54	SC
P13-M10	9.45	SRIC	61.15	75.2	42.6	32.6	64.7	1.24	41.9	44.1	17.1	MH

RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Sondeo - Muestra	Prof muestra (m)	Formación	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice plástico (%)	Pasa malla 200 (%)	Qu (kg /cm2)	Cohesión KPa	Ang Fricción (°)	Peso unitario (kN/m3)	Clasif. USCS
P13-M12	11.45	SRIC	58.16	68.9	39.4	29.5	78.1					MH
P13-M13	12.45	SRIC	58.29	72.9	39.5	33.4	64.8				15.57	MH
P13-M15	14.45	SRIC	50.51	47.2	24.4	22.8	48.6					GC

8.3 ANALISIS GEOTECNICO

Con base en la caracterización geológica y los resultados del programa de exploración, así como los resultados de los diferentes ensayos practicados a las muestras seleccionadas, se realizó el análisis geotécnico que, basado en la definición y caracterización del modelo geológico y geotécnico, permitió realizar los análisis de estabilidad de las zonas evaluadas.

8.3.1 ESTRATIGRAFIA GENERAL Y DEFINICION DE PARAMETROS GEOMECANICOS

Concluidas la etapa de exploración del subsuelo, la revisión y agrupación de muestras y los ensayos de laboratorio, se ajustan y complementan perfiles representativos de la conformación del terreno por medio de la definición de columnas estratigráficas en cada sondeo y su posterior correlación de acuerdo con las observaciones en campo y el criterio de los profesionales involucrados.

Estratigrafía

Para el área en estudio, el programa de auscultación del subsuelo mediante sondeos permitió definir los perfiles geológico-geotécnicos en cada uno de los sitios de exploración, información que fue correlacionada entre sí para agrupar las diferentes unidades litológicas. De acuerdo con la información evaluada, en la zona de estudio se tienen de manera homogénea perfiles estratigráficos donde superficialmente se detectan depósitos de vertiente, tipo flujos de lodos, que suprayacen suelos residuales de la formación Combia, dentro de los cuales se pudieron diferenciar los horizontes IB y IC, de acuerdo con el perfil típico presentado por Deere and Patton. Debajo de estos suelos y de forma gradual se observa la transición hacia la roca parental detectada en varios de los sondeos exploratorios.

A continuación, se hace una descripción de los estratos identificados y sus variaciones significativas.

- **Depósito de vertiente tipo flujo de lodos (Qfl):** El material clasificado como flujos de lodo fue detectado de forma superficial en los sondeos P1, P2, P3 y P4 ubicados en la zona suroccidental con espesores delgados entre 2.0 y 5 m. En este sector se han llevado a cabo obras de estabilización y de remoción de material que han retirado parcialmente estos materiales. Hacia la zona Nororiental el espesor de los depósitos de vertiente se incrementa levemente detectando depósitos de vertiente entre 4 y 7.0 m de espesor y fueron detectados en los sondeos P7, P9, P10, P12 y P13. Estos materiales se asocian a antiguos movimientos en masa desprendidos de la ladera y que se acumularon en zonas de menor pendiente.

Están compuestos por mezclas heterogéneas de limos arcillosos, arcillas, arenas, gravas arcillosas, de color café amarillento a café oscuro a negro, algunos con contenidos de materia orgánica. Se observan pequeños fragmentos de roca, aunque en ocasiones se pueden tener fragmentos de tamaño decimétrico.

Las propiedades físicas de estos materiales se detallan a continuación:

Clasificación USC: Predominan materiales tipo MH, SC, GC, GM

Humedad natural: Varía entre 39.5% y 78.4%

Límite líquido: Oscila entre 30.4% y 85.6%.

Límite Plástico: Varía entre 19.2% y 45.2%

Índice plástico: Varía entre 7.7% y 40.4%.

Pasa malla 200: Varía entre 8.7% 83.3%.

Las propiedades mecánicas de estos materiales se detallan a continuación:

Resistencia a la compresión inconfiada: Varía entre 0.93 y 1.26 kg/cm²

Cohesión: Varía entre 19.7 y 47.4 kPa

Angulo de fricción: Oscila entre 28.4° y 44.5°

Peso Unitario: Varía entre 15.5 y 18.2 kN/m³

- **Suelo Residual Horizonte IB (SRIB):** Este material se detectó en la mayoría de los sondeos, con excepción de los sondeos P2 y P5. El espesor de este material oscila entre 2 y 7 metros y esta suprayacido en general por depósitos de vertiente, aunque en los sondeos P6 y P11 se encontró desde la superficie. Estos materiales de origen residual provienen de la descomposición y meteorización de las rocas volcánicas que predominan en el sector, en los cuales no se observa la textura de la roca parental.

Corresponden a materiales con predominio de limos arcillosos de alta plasticidad (MH) y en menores proporciones arcillas de baja plasticidad (CL), arenas arcillosas (SC) y gravas arcillosas (GC). En general se describe como limos arcillosos y arcillas con variaciones a arenas arcillosas en ocasiones con fragmentos de roca volcánica, producto del proceso de

meteorización diferencial propio de este tipo de materiales. Son materiales donde predominan las tonalidades café grisáceas a café amarillentas con altas plasticidad y alto contenido de humedad.

Las siguientes son las propiedades físicas principales:

Clasificación USC: MH, SC, CL, GC

Humedad natural: Varía entre 26.7% y 82.3%

Límite líquido: Varía entre 30.4% y 100%

Límite plástico: Varía entre 19.6% y 46.2%

Índice plástico: Varía entre 10.4% y 53.8%

Pasa malla 200: Varía entre 11.4% y 90.0%

Las propiedades mecánicas de estos materiales se detallan a continuación:

Resistencia a la compresión inconfiada: Varía entre 0.93 y 2.24 kg/cm²

Cohesión: Varía entre 33.6 y 84.3 kPa

Angulo de fricción: Oscila entre 26.7° y 45.2°

Peso Unitario: Varía entre 15.6 y 17.3 kN/m³

- **Suelo Residual Horizonte IC (SRIC):** Este material fue detectado en todos los sondeos, con excepción del sondeo P-10. El material residual diferenciado como horizonte IC tiene espesores variables entre 2 y 16 metros. Merece especial atención el amplio desarrollo de suelos residuales en los sondeos P6 y P11, ubicados en la parte alta del Cerro Las Nubes donde el espesor del horizonte IC, supera los 15 metros.

El material está conformado por Limos arcillosos, con variaciones a limos arenosos, arenas y gravas arcillosas, producto de la presencia de fragmentos de roca meteorizada que conforman el perfil de meteorización. En general son materiales de color café rojizo a café amarillento y zonas grisáceas. El material conserva la textura de la roca original, donde se observan zonas con un grado de meteorización menor, además de algunas zonas rojizas y grises en bandas. Se identifican estructuras heredadas de forma oblicua con zonas de oxidación a través de ellas.

Estos materiales presentan las siguientes propiedades:

Clasificación USC: Presenta amplia variación granulométrica encontrando MH, CL, SC Y GC principalmente.

Humedad natural: Varía entre 9.67% y 82.2%.

Límite líquido: Varía entre 27.6% y 106%.

Límite Plástico: Varía entre 18.4% y 45.4%.

Índice plástico: Varía entre 7.1%% y 60.5%.

Pasa malla 200: Varía entre 6.9% y 93.1%.

Definición de parámetros geomecánicos

Los parámetros geomecánicos se obtuvieron a partir de la información recopilada de los sondeos exploratorios y de los análisis de los resultados de los diferentes ensayos practicados a las muestras extraídas en cada uno de ellos, teniendo en cuenta también el comportamiento del suelo a partir del ensayo SPT realizado en campo y los valores de referencias bibliográficas de reconocidos autores. Al analizar esta información en conjunto es posible conocer las propiedades del suelo de manera aproximada. La forma de obtención de estos parámetros a partir de correlaciones fue explicada en el numeral 3.1.2.4 de la metodología.

El procedimiento para obtener los valores finales de cohesión y fricción consiste en la obtención de un valor promedio, mínimo y máximo de dichos valores para cada una de las correlaciones utilizadas, descartando aquellas consideradas no representativas. Posteriormente, a criterio del geotecnista se selecciona ya sean los valores mínimos, máximos o promedios que se constituirán como la muestra estadística final para obtener la media, la desviación estándar, el mínimo y el máximo de los parámetros geomecánicos. A continuación, se detallan los parámetros de resistencia de los diferentes estratos que conforman el perfil geológico-geotécnico:

DEPÓSITO DE VERTIENTE (FLUJOS DE LODOS Qfl)

Esta unidad se encontró en la mayoría de los sondeos, con un marcado predominio en las zona sur o inferior de la ladera. Los valores encontrados con las correlaciones, realizados con base en los resultados del ensayo SPT, varían para el ángulo de fricción entre 20° y 31° y la cohesión entre 8.0 kPa y 44 kPa.

Los resultados de ensayos de caracterización geomecánica realizados sobre muestras inalteradas de este material arrojaron los siguientes resultados:

Tabla 76. Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del Depósito de vertiente (Qfl).

Muestra	Material	Ensayo	Fricción (°)	Cohesión (kPa)	Peso unitario (kN/m ³)
P1-M3	Qfl	Corte CD	30.9	47.4	15.6
P2-M3	Qfl	Corte CD	28.4	30.6	15.3
P3-M2	Qfl	Corte CD	41.4	35.3	15.7
P10-M3	Qfl	Corte CD	44.5	19.7	15.7

Analizada la información del ensayo SPT se tomó como parámetro de ángulo de fricción el promedio de los valores mínimos obtenidos con cada correlación. Para el caso de la cohesión se tomó el promedio de los valores promedios obtenidos con cada correlación. De los

ensayos de corte directo se descartaron algunos valores (resaltados en color rojo) por considerar que éstos no son representativos y que se ubican en intervalos por fuera de valores típicos reportados en la literatura especializada. Filtrada la información se analizaron conjuntamente los datos de laboratorio y ensayo SPT, de donde se obtuvieron los valores finales adoptados para el análisis, los cuales se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 77. Parámetros geomecánicos del Depósito de vertiente (Qf1)

	Fricción (°)	Cohesión (kPa)	Peso unitario (kN/m ³)
Media	25	25.9	15.6
Desviación	4	12.0	
Mínimo	20	8.0	
Máximo	31	44.0	

SUELO RESIDUAL IB

Este material corresponde a la meteorización de las rocas volcánicas de la formación Combia, predominante en la zona de estudio y se caracteriza por materiales limo arcillosos sin estructura de la roca parental. Se observó en la mayoría de los sondeos exploratorios. Los valores encontrados con las correlaciones obtenidas del ensayo SPT, varían para el ángulo de fricción entre 20° y 33° y para la cohesión oscilan entre 24.0 kPa y 39.8 kPa.

Los resultados de ensayos de caracterización geomecánica realizados en el laboratorio, sobre muestras inalteradas de este material arrojaron los siguientes resultados:

Tabla 78. Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del material suelo residual IB.

Muestra	Material	Ensayo	Fricción (°)	Cohesión (kPa)	Peso Unitario (kN/m ³)
P1-M6	SRIB	Corte CD	45.2	36.0	15.8
P3-M3	SRIB	Corte CD	31	44.5	15.4
P4-M3	SRIB	Corte CD	43.4	80.0	15.8
P6-M3	SRIB	Corte CD	33.1	84.3	15.9
P9-M7	SRIB	Corte CD	27.7	53.1	16.1
P10-M8	SRIB	Corte CD	26.7	57.7	15.4
P11-M3	SRIB	Corte CD	35.2	39.8	16.3
P13-M5	SRIB	Corte CD	39.2	33.6	15.4

Analizada la información del ensayo SPT se tomó como parámetro de ángulo de fricción el promedio de los valores mínimos obtenidos con cada correlación. Para el caso de la cohesión se tomó el promedio de los valores promedios obtenidos con cada correlación, descartando

los valores arrojados por la ecuación de Stroud. De los ensayos de corte directo se descartaron algunos valores (resaltados en color rojo) por considerar que éstos no son representativos y que se ubican en intervalos por fuera de valores típicos reportados en la literatura especializada. Para el ángulo de fricción se descartaron valores por encima de 35° y para la cohesión se descartaron valores por encima de 40 kPa. La información resultante se analizó conjuntamente con los datos del ensayo SPT, de donde se obtuvieron los valores finales adoptados para el análisis, los cuales se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 79. Parámetros geomecánicos del estrato Suelo Residual IB.

	Fricción (°)	Cohesión (kPa)	Peso unitario (kN/m3)
Media	26	31.7	16.0
Desviación	4	6.2	
Mínimo	20	24.0	
Máximo	33	39.8	

SUELO RESIDUAL IC

Este material al igual que el suelo residual IB proviene de la meteorización de las rocas volcánicas que conforman la Formación Combia y desarrollan suelos limo arcillosos en la gran mayoría de casos. Se detectó en la mayoría de los sondeos exploratorios ejecutados, con espesores variables.

Los valores encontrados con las correlaciones que utilizan la información del ensayo SPT, varían para el ángulo de fricción entre 22° y 38° y para la cohesión entre 30 kPa y 34 kPa (ignorando los valores promedio obtenidos con Stroud.).

Los resultados de ensayos de caracterización geomecánica realizados sobre muestras de este material arrojaron los siguientes resultados:

Tabla 80. Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del material Suelo Residual IC.

Muestra	Material	Ensayo	Fricción (°)	Cohesión (kPa)	Peso Unitario (kN/m3)
P2-M8	SRIC	Corte CD	44.6	50.4	15.6
P3-M8	SRIC	Corte CD	37.0	65.8	15.4
P3-M11	SRIC	Corte CD	40.0	15.2	15.8
P4-M7	SRIC	Corte CD	27.4	55.8	15.5
P4-M12	SRIC	Corte CD	27.4	55.8	16.1
P5-M3	SRIC	Corte CD	33.1	29.4	15.0

P6-M8	SRIC	Corte CD	24.6	69.3	15.6
P6-M13	SRIC	Corte CD	29.7	89.7	16.1
P7-M13	SRIC	Corte CD	30.7	53.9	15.1
P8-M3	SRIC	Corte CD	53.9	52.2	15.9
P11-M7	SRIC	Corte CD	51.5	63.8	15.5
P11-M11	SRIC	Corte CD	27.6	137.5	16.0
P11-M17	SRIC	Corte CD	38.8	71.8	16.6
P13-M10	SRIC	Corte CD	44.1	41.9	15.6

De los ensayos de corte directo se descartaron algunos valores (resaltados en color rojo) por considerar que éstos no son representativos y que se ubican en intervalos por fuera de valores típicos reportados en la literatura especializada. Para el ángulo de fricción se descartaron valores por encima de 35° y para la cohesión se descartaron valores por encima de 60 kPa.

Tamizada la información resultante se analizó conjuntamente con los datos del ensayo SPT, de donde se obtuvieron los valores finales adoptados para el análisis, los cuales se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 81. Parámetros geomecánicos del estrato Suelo Residual IC.

	Fricción (°)	Cohesión (kPa)	Peso Unitario (kN/m ³)
Media	27	41.9	16.0
Desviación	3	17.0	
Mínimo	22	15.2	
Máximo	33	55.8	

Para los análisis estadísticos de los parámetros y propiedades, se asumió una función de distribución de probabilidad normal para cada uno de los parámetros involucrados (cohesión y ángulo de fricción interna). Se considera que una función normal, es una de las que mejor se ajusta a la distribución de variables o propiedades en la naturaleza. Las variables determinadas por una compleja combinación de múltiples factores tienden a comportarse, 'normalmente', es decir, a estar bien representadas por una 'distribución normal' o 'curva de campana'.

8.3.2 NIVEL FREÁTICO

Como característica general en el polígono de estudio, se encontró el nivel freático en todos los sondeos exploratorio-realizados, con excepción del sondeo P-12, en donde durante la etapa de exploración no se reportó dicho nivel. La profundidad del nivel freático en la zona

oscila entre 1.0 m y 6.14 m. Es preciso aclarar que esta condición corresponde a los valores reportados durante la ejecución de cada uno de los sondeos de la campaña de exploración realizada entre los meses de noviembre y diciembre 2021. Los niveles encontrados están sujetos a cambios y modificaciones que dependen de las condiciones climáticas del momento. En la siguiente tabla se indica la profundidad del nivel freático en cada uno de los sondeos, medidas durante el periodo de ejecución de estos.

Tabla 82. Profundidad del nivel freático

Sondeo	Profundidad del nivel freático (m)	Prof Total sondeo
P-1	8.30	15.40
P-2	2.30	17.1
P-3	3.40	16.10
P-4	11.50	17.50
P-5	5.30	10.15
P-6	12.5	20.50
P-7	12.0	19.0
P-8	1.0	10.0
P-9	15.0	18.5
P-10	2.30	16.50
P-11	16.14	20.50
P-12	seco	15.0
P-13	2.40	16.0

8.4 INSTRUMENTACIÓN

Para monitorear el comportamiento de taludes naturales o artificiales se hace necesario conocer los desplazamientos verticales y/o horizontales que experimentan estas geoformas en el sector de estudio. Los inclinómetros verticales permiten monitorear el desarrollo de los movimientos laterales, determinar su localización, magnitud y rangos, bajo la superficie del terreno con una buena precisión. Los inclinómetros se aplican principalmente para monitorear el comportamiento de desplazamientos del terreno, excavaciones, etc. Un sistema de inclinometría incluye una tubería para inclinómetros (con 4 canales o estrías, distribuidas en dos ejes ortogonales entre sí), una sonda de monitoreo con cable de control y una unidad de lectura.

La tubería para el inclinómetro se instala de forma que uno de los ejes de canales (estrías) quede alineado en la dirección esperada del movimiento. Las medidas se hacen pasando las ruedas de la sonda a través de las estrías de este eje. Inicialmente, se introduce la sonda con las ruedas superiores en la dirección A0 y posteriormente en la dirección A180.

En relación con los piezómetros, estos elementos permiten de manera sencilla monitorear y

realizar seguimiento de las variaciones del nivel freático y eventualmente la toma de muestras de agua para análisis, en caso de requerirse. Los piezómetros que se han instalado y se instalarán en este proyecto corresponden a tuberías de p.v.c ranurada envuelta en geotextil no tejido. Este elemento se introduce en el orificio del sondeo y el espacio anular se rellena con arena para permitir el flujo hacia la tubería ranurada. La ranuración se realiza en el sector de interés, para lo cual se cuenta con la asesoría de personal especialista en el área de Hidrogeología

La instrumentación instalada se realizó en 12 de los sondeos ejecutados, en los cuales se colocaron 6 piezómetros y 6 inclinómetros. Los piezómetros fueron instalados en los sondeos P1, P5, P6, P10, P11 y P13, en tanto que los inclinómetros se colocaron en los sondeos P2, P3, P4, P8, P9 y P12.

8.4.1 Monitoreo potenciales movimientos en masa.

Como parte de los alcances del estudio de amenaza, se instalaron 6 inclinómetros en diferentes perforaciones tratando de cubrir la mayor parte de la zona de estudio y haciendo énfasis en monitorear la zona inestable previamente definida. Para lo anterior, se instalaron 4 inclinómetros en la zona inestable y dos inclinómetros adicionales se distribuyeron en la zona restante. Para la instalación de los inclinómetros se introdujo la tubería comúnmente utilizada para este propósito en el sondeo seleccionado. Una vez la tubería se encuentre en el pozo, se rellena el espacio anular entre el tubo y el terreno con una lechada de agucemento lo suficientemente fluida para que llene este espacio de manera adecuada. El tubo se debe alinear de tal manera que un par de ranuras se encuentren alineadas en la dirección anticipada del movimiento. La ranura que se encuentra, en dirección ladera abajo, se marca como A0 y la ranura opuesta, se marca como A180. Las otras dos ranuras se marcan como B0 y B180.

A partir del 24 de enero de 2022 se dio inicio al programa de monitoreo de los inclinómetros instalados, para lo cual se utilizó una sonda compuesta por dos sensores biaxiales que miden las inclinaciones en dos ejes A0-A180 y B0-B180 como se observa en la Figura siguiente y en el Anexo 8.

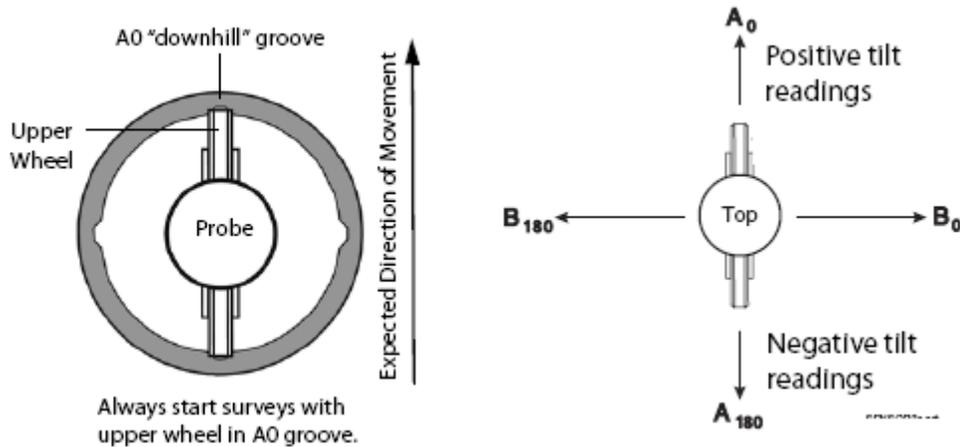


Figura 168. Características de instrumentación instalada

En el proceso, se introduce la sonda (Slope Indicator) dentro de la tubería y se deja deslizar hasta el fondo del tubo, verificando que se establezcan la temperatura y la humedad; una vez logrado esto se comienzan a tomar los registros.

El sistema de lectura está constituido por una sonda (torpedo), cable, tubería, lector (consola) y operador. Generalmente el sistema cuenta con una precisión de $\pm 7,0$ mm por cada 30,0 m. Sin embargo, si el operador tiene buena experiencia, el tubo utilizado es de buena calidad e instalado correctamente, y el equipo de lectura está en buenas condiciones, la precisión del sistema puede llegar hasta $\pm 2,0$ mm por cada 30,0 m.

En la imagen siguiente se muestra la localización geográfica de los instrumentos instalados, así como la profundidad que alcanzó cada instrumento.

Tabla 83. Tabla de localización de instrumentación instalada

ELEMENTO	COORDENADAS				PROF INSTALACION (m) (**)
	WGS84		MAGNA Colombia Bogotá		
	NORTE	OESTE	X	Y	
INCL-1	5°47'35.42"N	75°47'21.45"W	810384.09	1132651.23	17.0
INCL-2	5°47'34.28"N	75°47'19.53"W	810443.08	1132616.05	16.0
INCL-3	5°47'36.97"N	75°47'21.40"W	810385.83	1132698.70	17.5
INCL-4	5°47'38.70"N	75°47'19.35"W	810448.90	1132751.74	10.0
INCL-5	5°47'42.31"N	75°47'19.24"W	810452.69	1132862.77	15.5
INCL-6	5°47'47.96"N	75°47'16.40"W	810540.49	1133036.22	15.0

*Las coordenadas de los instrumentos fueron obtenidas mediante un GPS portátil, por lo tanto, pueden llegar a presentar una pequeña desviación o desfase.

El programa de monitoreo como se comentó anteriormente, se inició el día 24 de enero de 2022 con la lectura base y se programaron 3 lecturas de control que se realizaron los días 07 de febrero, 21 de febrero y 14 de marzo de 2022. Los resultados para cada uno de los instrumentos monitoreados se presentan a continuación:

Inclinómetro 1.

Este instrumento muestra un desplazamiento acumulado de 0.29 cm en el eje A0 (eje orientado en el sentido del movimiento) y de -0.12 cm en el eje B0. Estos valores son inferiores al margen de error para la precisión del equipo de lectura.

Inclinómetro 2.

Se presentan desplazamientos acumulados hasta el 14 de marzo de 2022 de -0.55 cm en el eje A0, valor superior al margen de error para la precisión del sistema, que de acuerdo a la profundidad del inclinómetro corresponde a ± 0.37 cm (Precisión: ± 0.70 cm cada 30m). En el eje B0 se presentan desplazamientos máximos de 0.35 cm, valor inferior al margen de error para la precisión del equipo, que de acuerdo a la profundidad del inclinómetro corresponde a ± 0.37 cm (Precisión: ± 0.70 cm cada 30m).

Inclinómetro 3.

Se presentan desplazamientos acumulados máximos de 0.20 en el eje A0 y de 0.22 en el eje B0. Estos valores se encuentran dentro del margen de error para la precisión del sistema.

Inclinómetro 4.

En este instrumento se presentan desplazamientos máximos de 1.12 cm en el eje A0, valor que es superior al margen de error del equipo de lectura, que denotaría un posible movimiento a profundidad aproximada de 5 metros. En el eje B0 el desplazamiento acumulado a la fecha es de 0.12 cm, valor que se encuentra en el rango de precisión del equipo de lectura.

Inclinómetro 5.

En el sentido A0 se presentan desplazamientos máximos acumulados de -0.17 cm, valor inferior al margen de error para la precisión del sistema, que de acuerdo a la profundidad del inclinómetro corresponde a ± 0.36 cm (Precisión: ± 0.70 cm cada 30m). Por otro lado, en el sentido B0, se presentan desplazamientos máximos de 0.18 cm, valor inferior al margen de error para la precisión del equipo, que de acuerdo a la profundidad del inclinómetro corresponde a ± 0.36 cm (Precisión: ± 0.70 cm cada 30m).

Inclinómetro 6.

En este instrumento se tiene desplazamientos máximos de -0.23 cm en el eje A0 y de 0.06 cm en el eje B0. Estos valores se encuentran en el rango de precisión del equipo de lectura utilizado.

En conclusión, Para la última lectura (14 de marzo de 2022), puntualmente sobre los instrumentos INCL-2 e INCL-4 se evidenciaron desplazamientos acumulados significativos que excedieron el margen de precisión del equipo. Para el caso de los instrumentos INCL-1, INCL-3, INCL-5, INCL-6, hasta el momento no se presentan desplazamientos significativos

en ninguno de los ejes, de acuerdo a esto se mantienen dentro del margen de error para la precisión del equipo de lectura.

Se recomienda continuar con el programa de monitoreo con lecturas quincenales durante al menos dos años o mientras se construyen las obras de estabilización hasta mínimo un año después de finalizada dicha construcción.

Teniendo en cuenta que el inclinómetro No 3 instalado en la perforación 4 experimentó obstrucción a una profundidad de 12 metros, que impide el monitoreo a mayores profundidades, es conveniente reemplazar este instrumento por otro que alcance una profundidad no inferior a 20 metros, para determinar con precisión la profundidad de la falla que afecta el sector. Este inclinómetro se podrá instalar en un nuevo sondeo que se podrá ubicar contiguo al sitio de la perforación 4

8.5 DEFINICION DE MODELOS GEOLÓGICO-GEOTECNICOS

Una vez terminado el programa de exploración y obtenidos los resultados de laboratorio, se plasmó en los perfiles topográficos, la información geológica y geotécnica, construyendo de esta manera el modelo geológico y geotécnico de análisis, que involucra la estratigrafía, las características físicas y mecánicas de los estratos, la presencia de nivel freático entre otros.

Como se mencionó anteriormente, para el polígono de estudio, se levantaron cinco (5) perfiles topográficos, con los cuales se hicieron los respectivos análisis geotécnicos. En la siguiente figura se muestra la ubicación de los sondeos y los perfiles correspondientes.

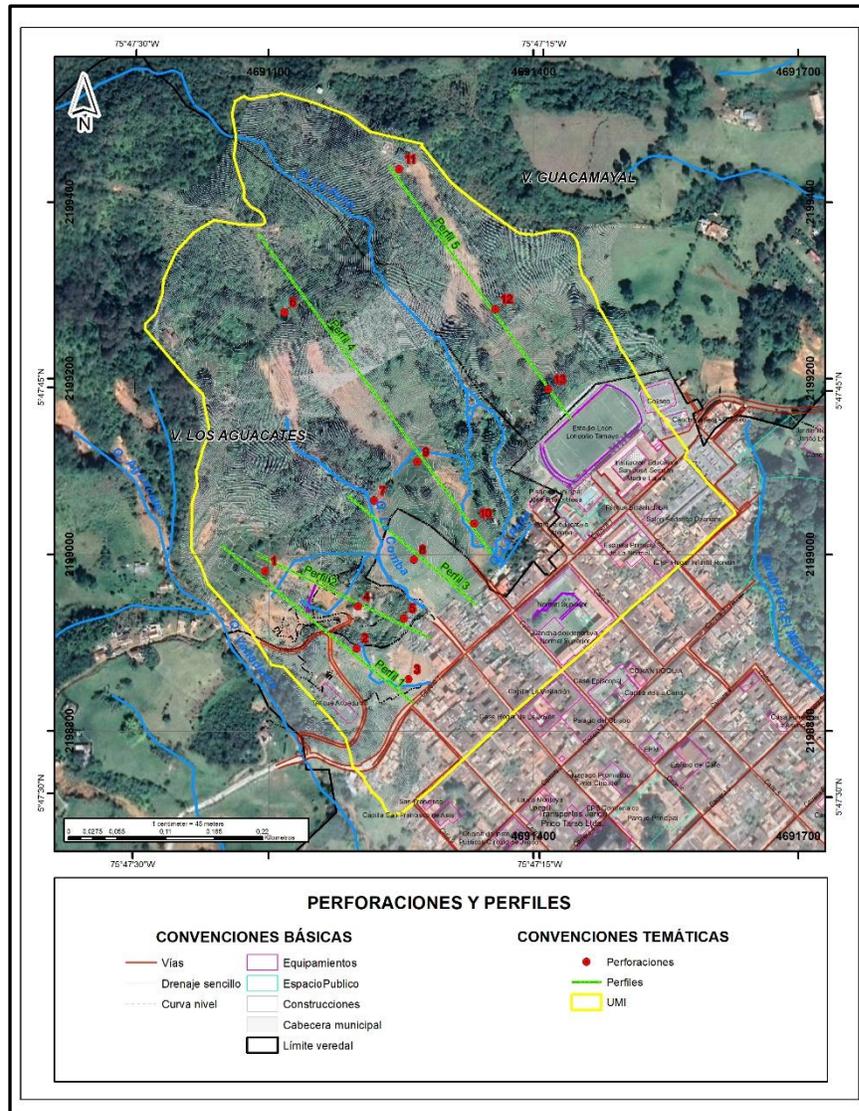


Figura 169. Localización perfiles de análisis y sondeos exploratorios.

Perfil 1. Ubicado en el extremo suroccidental del área de estudio. Se orienta en dirección N56W, atravesando la zona alta del predio, donde se llevaron a cabo trabajos de estabilización de los Aguacates hasta la zona urbana en la carrera 1ª. Tiene una longitud aproximada de 400 m y un desnivel de 115 metros aproximadamente y está definido estratigráficamente por los sondeos P1, P-2 y P-3.

Estratigráficamente se compone predominantemente por depósitos de vertiente en superficie y materiales de origen residual asociados a la meteorización de rocas de la Formación Combia. En profundidad se detectó la roca tipo andesitas, basaltos y tobas (Figura 170).

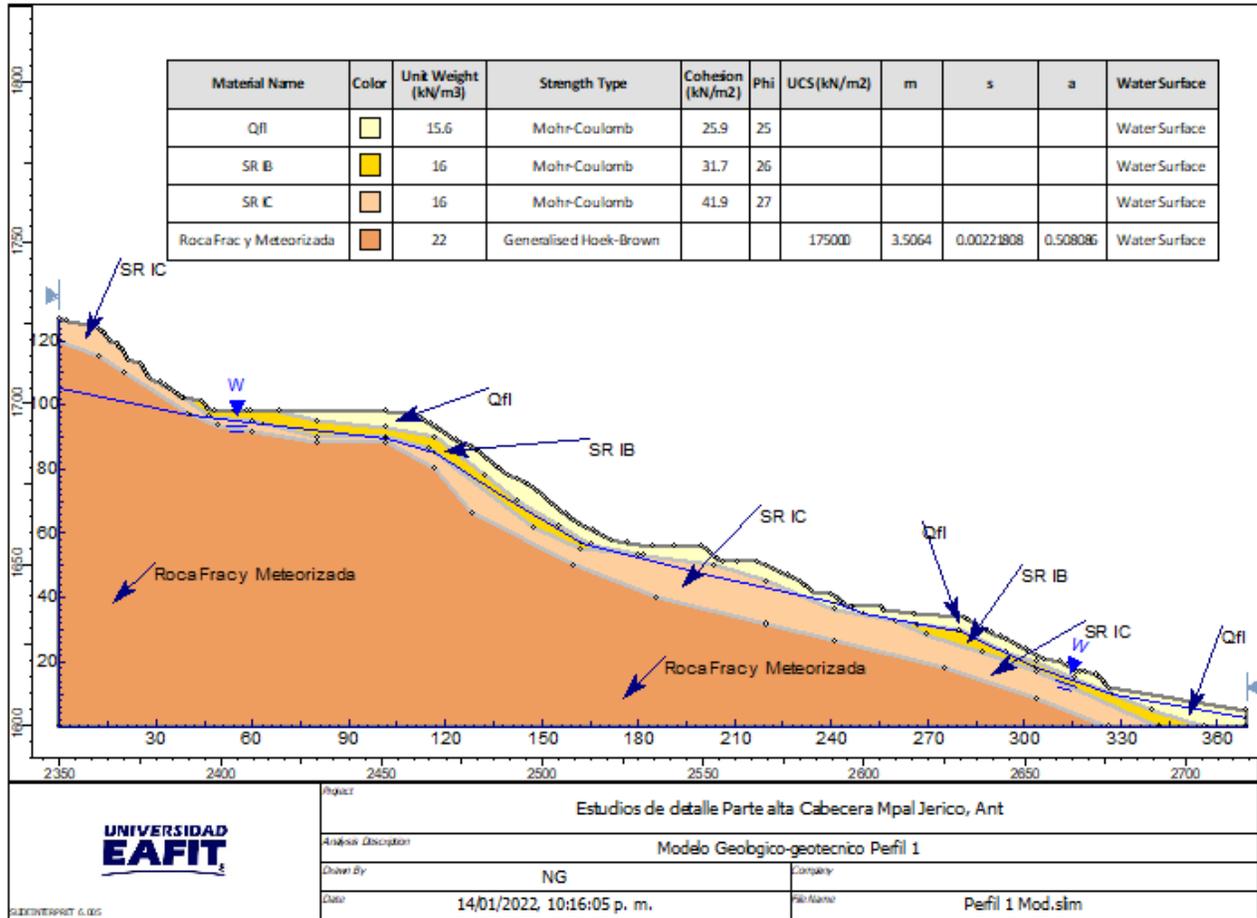


Figura 170. Modelo geológico- geotécnico perfil 1 Jericó.

Perfil 2. El perfil No 2 se ubica muy cerca del perfil No 1 y comparte información estratigráfica con este, pues el sondeo No 1 es común para los dos perfiles. Está orientado en dirección N70W. Tiene una longitud aproximada de 350 metros y tiene un desnivel de 110 metros. Está definido por los sondeos P-1, P-4 y P-5.

Estratigráficamente tiene una conformación geológica y geotécnica muy similar al perfil No 1, en donde predominan los depósitos de vertiente tipo flujo de lodos superficialmente, subyacidos por suelos residuales derivados de la meteorización de rocas volcánicas que componen el perfil en el sector (Figura 171).

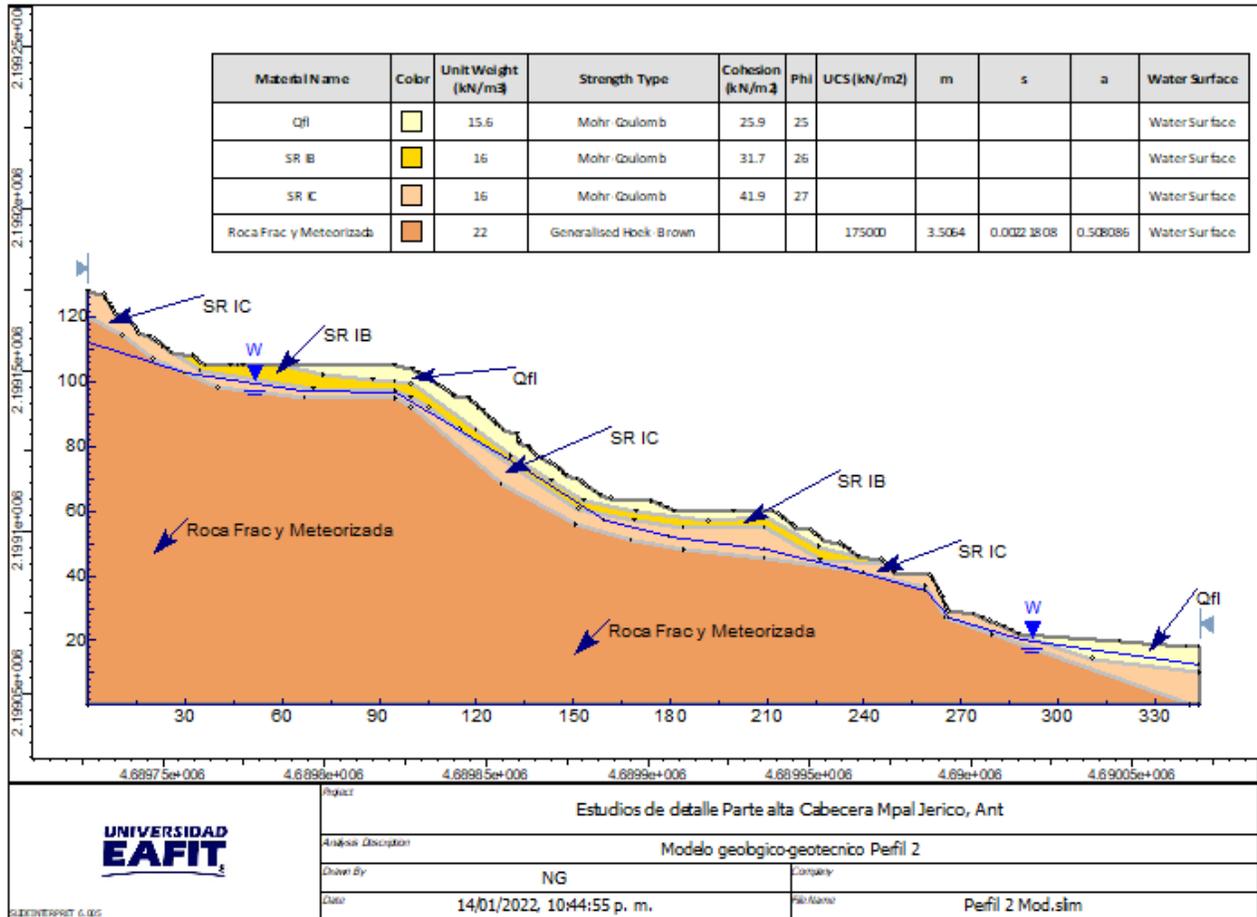


Figura 171. Modelo geológico-geotécnico perfil 2 Jericó

Perfil 3. Localizado en la zona centro sur del área de estudio. Tiene una longitud aproximada de 200 metros y un desnivel de 47 metros. Se orienta en dirección N29W y está definido por los sondeos P-7 y P-8.

La distribución estratigráfica de este perfil se caracteriza por la presencia de depósitos de vertiente de mayor espesor que los encontrados en los perfiles 1 y 2, subyacidos por suelos residuales asociados a la Formación Combia (Figura 172).

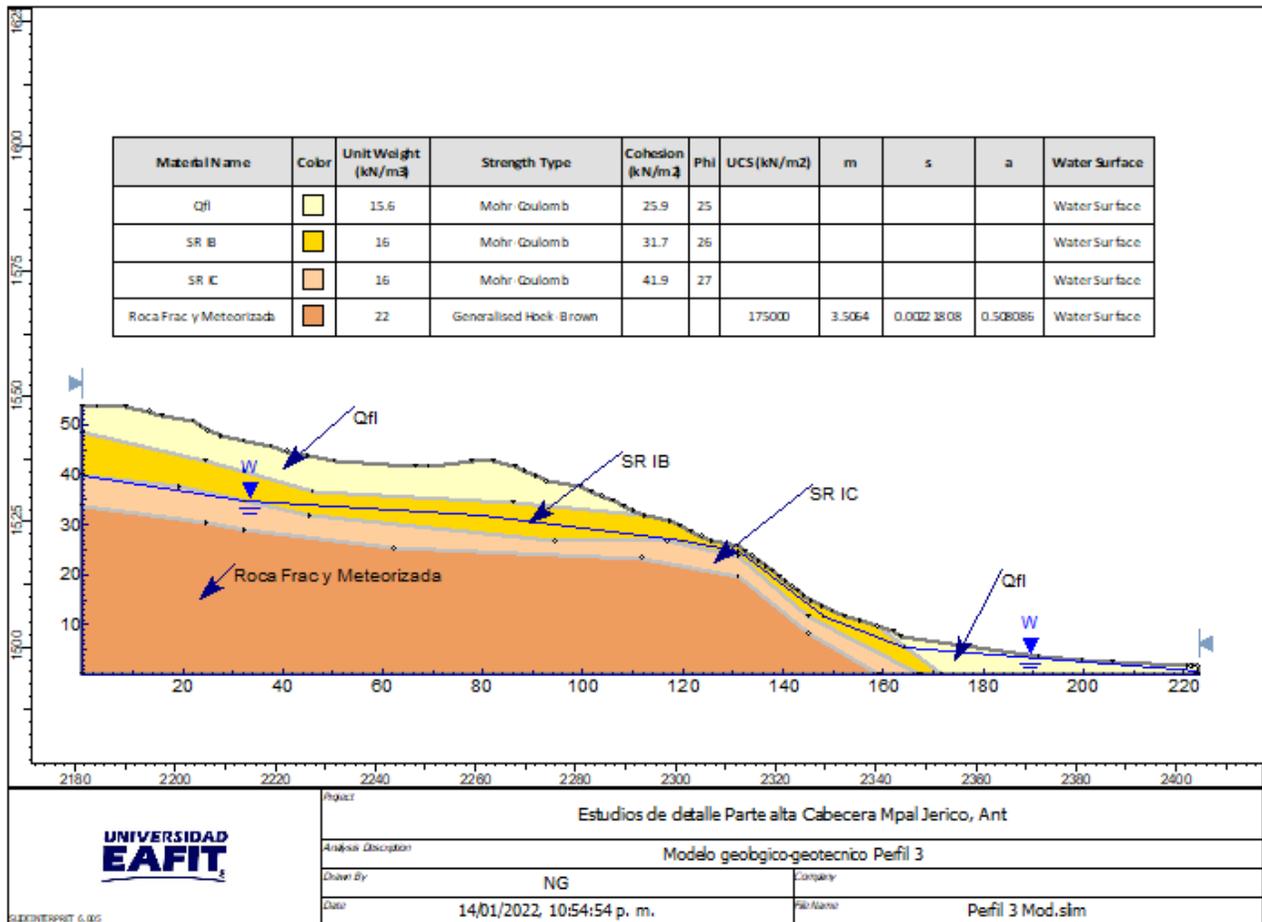


Figura 172. Modelo geológico-geotécnico perfil 3 Jericó.

Perfil 4. Se localiza en la zona centro del área de estudio, atravesándola desde el costado suroriental hasta la parte alta del Cerro Las Nubes (costado Noroccidental). Tiene una longitud aproximada de 430 metros y un desnivel de 230 metros aproximadamente. Se orienta en sentido N42W y está definido por los sondeos P-6, P-9 y P10.

Este perfil se compone en la parte alta del cerro Las Nubes por espesos suelos residuales que pasan gradualmente a roca meteorizada, en tanto que, en la parte inferior, se distinguen depósitos de vertiente suprayaciendo suelos residuales provenientes de la meteorización de la Formación Combia (Figura 173).

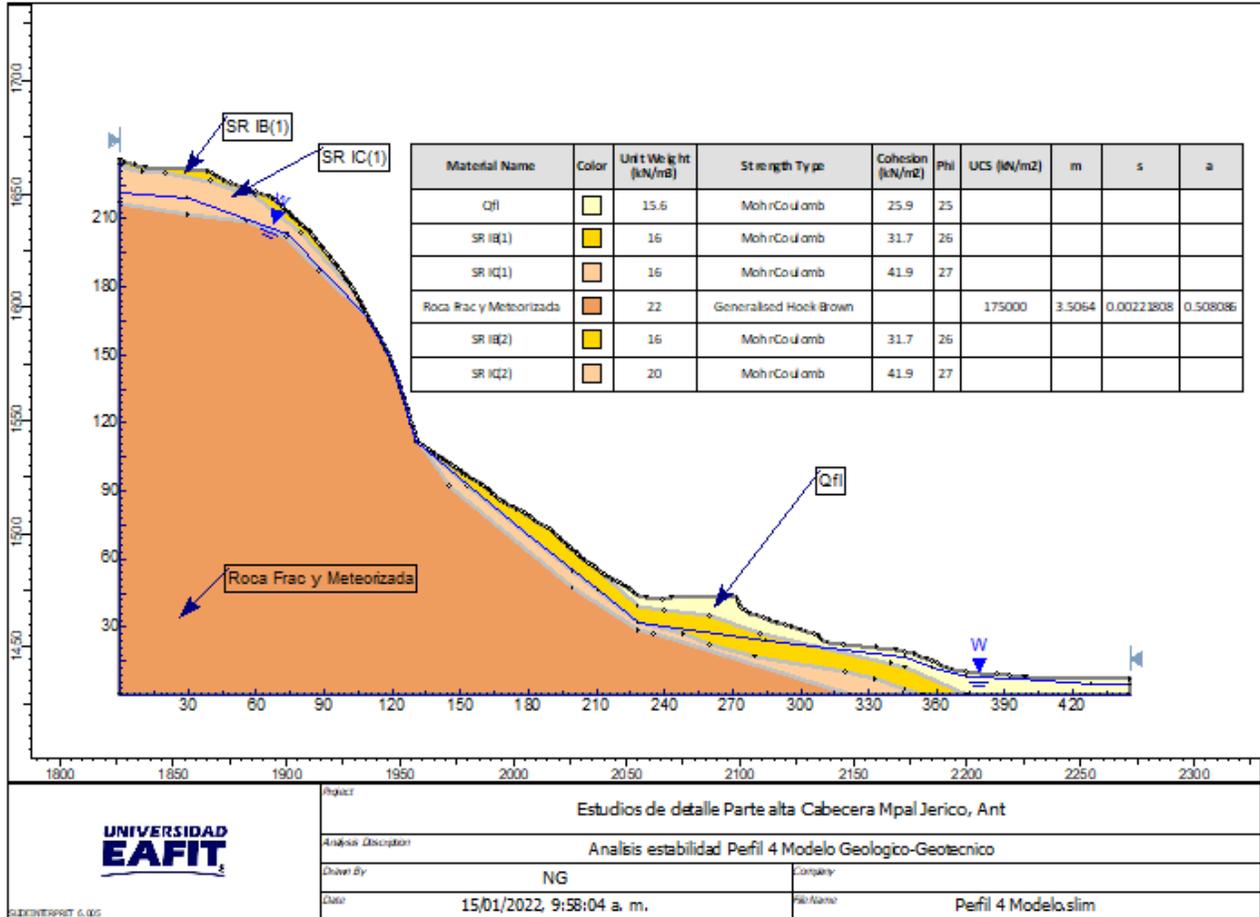


Figura 173. Modelo geológico-geotécnico perfil 4 Jericó.

Perfil 5. Se localiza en la zona Nororiental del sector de estudio. Tiene una longitud aproximada de 500 metros y un desnivel de 250 metros aproximadamente. Se orienta en sentido N35W, atravesando la zona del Estadio de Fútbol ascendiendo a la Estación del Teleférico en el cerro Las Nubes y está definido por los sondeos P-11, P12 y P-13.

Este perfil se compone estratigráficamente muy similar al perfil No 4, donde en la parte superior se detectaron suelos residuales de la formación Combia, con espesores hasta de 20 metros, en tanto que, en la parte inferior, se tienen superficialmente depósitos de vertiente, suprayaciendo los suelos residuales de la Formación Combia. (Figura 174).

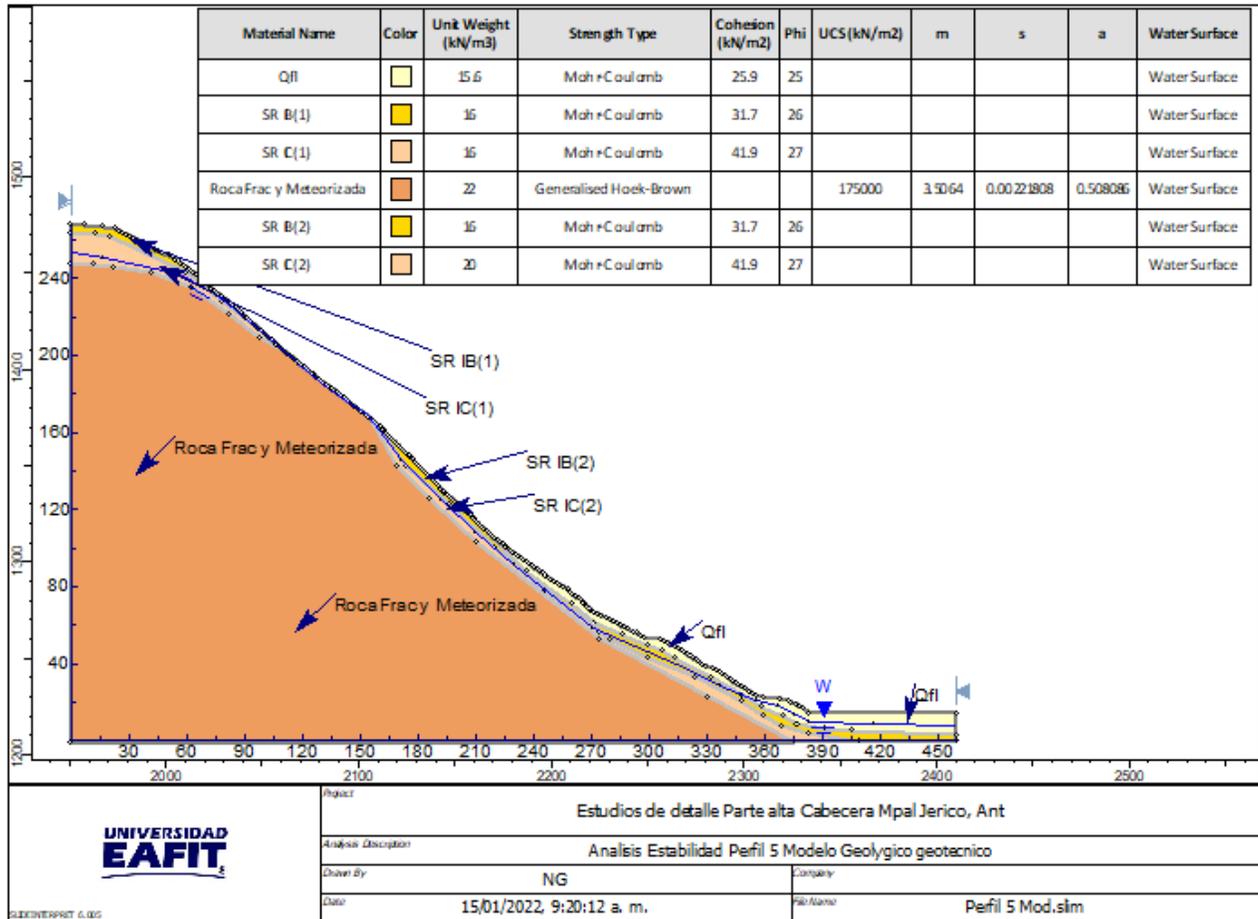


Figura 174. Modelo geológico-geotécnico perfil 5 Jericó.

8.5.1 ANALISIS DE ESTABILIDAD CONDICION ACTUAL

Para evaluar la estabilidad de la zona de estudio se consideró la situación actual definida por las condiciones encontradas al momento de realizar los sondeos y exploraciones en campo. Este escenario fue considerado tanto en condiciones estáticas como pseudoestáticas y un panorama adicional de elevación del nivel freático y/o suelos saturados superficialmente. El análisis con las obras propuestas o situación futura o proyectada se presentará en un numeral posterior, una vez se haya definido la evaluación de la amenaza por movimientos en masa.

Para el análisis de estabilidad se utilizó el software Slide v 6.0 que se fundamenta en la teoría del equilibrio límite, el cual calcula por diferentes métodos (Morgenstern and Price, Janbu, Bishop etc) los factores de seguridad más críticos para diferentes superficies de falla en el talud. Para este caso se consideró de acuerdo con observaciones de campo, tipo de material, condiciones topográficas, que la falla más probable corresponde a fallas circulares en la zona baja del polígono de estudio, en tanto que hacia la zona alta del cerro Las Nubes y la zona escarpada se pueden presentar procesos de tipo no circular, principalmente deslizamientos

con un componente planar importante. Considerando estas probabilidades se analizarán tanto fallas circulares como no circulares.

Como se mencionó anteriormente, para el polígono de estudio se levantaron cinco (5) perfiles topográficos típicos que representaban las condiciones morfométricas del sector, en los cuales se plasmó la información estratigráfica y geotécnica.

El valor límite para el factor de seguridad en el caso estático y seudoestático fue tomado de las recomendaciones de la Norma de construcciones sismoresistentes (NSR-10) (Tabla 84).

Tabla 84. Factores de seguridad para el análisis de estabilidad (Tomado de Tabla H.2.4-1. NSR-10 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos).

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

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

Coeficientes sísmicos de diseño.

Para el análisis seudoestático se utilizarán las recomendaciones establecidas en la NSR-10 numeral H.5.2.5 Sismo de diseño, en donde se especifica que el coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestáticos de taludes (KST) deberá estimarse en función de la aceleración máxima del terreno (amax) y ésta a su vez se calcula en función de la aceleración pico efectiva (Aa), del factor de amplificación Fa y del coeficiente de importancia (I) como:

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

Para el caso de la zona donde se ubica el polígono de estudio, la norma NSR10 estableció la zona del municipio de Jericó como zona de amenaza sísmica alta, con un valor de aa de 0.25 y el tipo de suelo se cataloga como D. Con base en dicha información, se obtiene que el factor de amplificación Fa es 1.3. Considerando el tipo de edificaciones (grupo I), el coeficiente de importancia es 1.0. Si se reemplazan estos valores en la ecuación anterior se tiene que: $a_{max} = 0.325g$.

El coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes KST tiene valor inferior o igual al de amax y se admiten los siguientes valores mínimos de KST/ amax, dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) y del tipo de análisis.

Tabla 85. Valores de K_{ST}/a_{max} (Tomado NSR-10)Valores de K_{ST}/a_{max} Mínimos para Análisis Seudoestático de Taludes

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

Para el caso de “Todos los materiales térreos” se tiene una relación $K_{ST}/a_{max} = 0.50$, entonces El coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático sería $(K_{ST}) = 0.325 \cdot 0.5 = 0.162$ aprox 0.16

Para el caso del coeficiente sísmico de diseño vertical (k_v) la norma NSR10 en el literal A.2.8.1 plantea lo siguiente: “Cuando se utilice la componente vertical de los movimientos sísmicos de diseño, como mínimo debe tomarse como las dos terceras partes de los valores correspondiente a los efectos horizontales”, es decir en este caso se tendría $K_h \cdot 2/3 = 0.16 \cdot 2/3 = 0.108$ aprox 0.11.

Los análisis seudoestáticos se harán considerando tanto el coeficiente sísmico horizontal como el vertical.

Evaluación de la Amenaza por estabilidad

Para definir amenaza por estabilidad, el valor límite para el factor de seguridad en el caso estático se toma de acuerdo con lo planteado en el Decreto 1626 de 2015, en el cual se define que para valores inferiores a 1.2 (o $PF > 0.05/\text{año}$) el nivel de amenaza es alto, valores entre 1.2 y 1.5 (PF entre 0.0002 y 0.05/año) se clasifican con nivel de amenaza media y factores de seguridad > 1.5 ($PF < 0.0002$) se definen con nivel de amenaza bajo.

Para el caso estático se determina la condición de amenaza de acuerdo con el factor de seguridad obtenido, para los casos seudoestático y saturado se tomarán como valores de referencia los correspondientes a la probabilidad de falla.

La probabilidad de falla presentada en los diferentes análisis realizados es un valor adimensional y corresponde a la probabilidad de que ocurra una falla en el talud, dado que se está presentando un escenario específico, por ejemplo, en el caso seudoestático la probabilidad de falla presentada corresponde a la probabilidad de falla dado que en ese momento se está presentando el sismo definido, sin embargo, para obtener la probabilidad real debe considerarse también la probabilidad que el sismo realmente ocurra.

La lluvia y el sismo son los factores detonantes considerados dentro de los escenarios planteados y estos factores se encuentran asociados a un periodo de retorno determinado, por lo tanto, la probabilidad de ocurrencia de cualquier evento viene definido por $1/Tr$, donde

Tr es el periodo de retorno del factor detonante con unidades 1/año; al realizar el producto de esta probabilidad de ocurrencia por la probabilidad de falla presentada en cada modelo se obtendrá la probabilidad final para cada escenario analizado, (la cual responde a la probabilidad de que ocurra X dado que ocurrió Y), por ejemplo, la probabilidad de que se dé un deslizamiento dado que se está presentando el sismo (que es finalmente el factor detonante).

Detonante Lluvia

Como se mencionó en la metodología, una vez definidas las unidades geotécnicas para los análisis básicos, es necesario disponer de cierta información de campo y algunos parámetros hidrológicos para evaluar la inestabilidad resultante de la acción hídrica relacionada con la fluctuación del nivel freático y/o el avance del frente húmedo. A partir del programa de exploración de campo, realizado de acuerdo con lo estipulado en la exploración básica del subsuelo, se obtiene una profundidad de la tabla de agua que, junto con información hidrológica para la zona, permite determinar el incremento del nivel freático y calcular la influencia de esta variación en la estabilidad asociada a deslizamientos profundos. De otro lado, se debe definir la profundidad de saturación, a partir de información específica de los materiales y de variables hidrológicas, para determinar la influencia en la estabilidad del avance del frente húmedo en lo que respecta a la formación de deslizamientos superficiales.

- **Deslizamientos profundos**

Debido a que en los deslizamientos la posición del nivel freático es generalmente un condicionante de la inestabilidad, resulta clave calcular la profundidad de la tabla de agua, asociada a un cierto periodo de retorno, para el cual se considera que ocurrirá la falla. La experiencia sugiere utilizar un periodo de retorno de 20 años.

En virtud de que los deslizamientos profundos ocurren debido a un incremento en la presión de poros del suelo generado por el ascenso del nivel freático, y que estos procesos están asociados a largos periodos de lluvia, se requiere relacionar de alguna manera la variación del nivel freático con la variabilidad de la lluvia acumulada para largos periodos.

Dicha estimación se ha de realizar en atención a que existe una relación directa entre el volumen acumulado de agua caída en un periodo de lluvia y el ascenso del nivel freático, ya que por lo general en nuestro medio no se cuenta con registros de nivel freático levantados sistemáticamente. A falta de una opción más precisa y con el anterior supuesto, se sugiere asignarle una variabilidad a la profundidad del nivel freático en función de la variabilidad temporal de la precipitación. En este contexto, el análisis de amenaza básica por movimientos en masa debe hacerse considerando como profundidad promedio de la tabla de agua la profundidad del nivel freático levantada durante la exploración de campo.

Este análisis de la variación del nivel freático para deslizamientos profundos, se hace suponiendo una variación a largo plazo del nivel freático que sigue una distribución normal con un periodo de retorno de 20 años, así que la profundidad del nivel freático para dicho

periodo se estimó con la siguiente ecuación:

$$P_{f20} = (P_f - 1,65 CV P_f) - (I_{f20} * 24)$$

Donde

P_{f20} corresponde a la profundidad del nivel freático asociado a una lluvia de 20 años de periodo de retorno, en milímetros.

P_f corresponde a la profundidad media del nivel freático, en milímetros (NF en cada sondeo). $CV P_f$ corresponde a la desviación estándar asignada a la variación del nivel freático, expresada en términos del coeficiente de variación de los acumulados anuales de precipitación infiltrada, en milímetros (0.2).

I_{f20} : corresponde a la intensidad de la lluvia infiltrada diaria para un periodo de retorno de 20 años.

- **Deslizamientos superficiales**

De acuerdo a la guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa del Servicio geológico colombiano (SGC, 2015)), se consideran deslizamientos superficiales aquellos en los cuales el plano deslizante no tiene una profundidad apreciable. Se generan fundamentalmente por el flujo subsuperficial en el suelo más o menos paralelo a la superficie de la ladera. Dado que estos eventos ocurren por precipitación acumulada a corto plazo, para el análisis de este tipo de deslizamientos se debe utilizar la información suministrada por las curvas intensidad-duración-frecuencia (curvas IDF).

Durante la precipitación, el agua se infiltra en el suelo, saturando las capas superiores, debido a esto, se incrementa la presión de poros la cual reduce la resistencia del suelo. Cuando los suelos superficiales se encuentran sobre un material más impermeable, el flujo se da paralelo al talud. Esta condición reduce el factor de seguridad del talud y puede causar la falla (Pradel & Raad, 1993). Con el fin de estimar la profundidad crítica en la cual se presentará la falla, se hacen las siguientes consideraciones respecto al proceso de infiltración.

Para que se presente la falla, el suelo previamente debe saturarse. Los requerimientos mínimos para alcanzar la saturación en la superficie del talud son:

- Lluvia lo suficientemente intensa para exceder la razón de infiltración del suelo.
- Lluvia lo suficientemente larga para saturar el talud a una profundidad z_w .

Por recomendación de la guía metodológica y de acuerdo con Pradel y Raad (1993), la intensidad mínima constante con una duración (T_w) suficiente para que el suelo alcance la saturación hasta una profundidad del frente húmedo es:

$$I_{\min} = \mu / T_w [Z_w - \Psi \ln((\Psi + Z_w) / \Psi)] ((Z_w + \Psi) / Z_w)$$

μ corresponde a la saturación efectiva calculada como la diferencia entre el contenido volumétrico de agua antes y después del frente húmedo (que varía de 10 al 30 %).

Ψ corresponde a la cabeza de succión del frente húmedo, cuyos valores típicos van desde 80 cm para materiales gruesos hasta 140 cm para arcillas.

Z_w corresponde a la profundidad del frente húmedo.

La intensidad mínima se debe calcular para diferentes duraciones de tormenta y así configurar una curva Z_w vs duración para una profundidad de frente húmedo dado. De esta manera, se deben realizar curvas para distintas profundidades de frente húmedo.

Sobre la gráfica de las curvas IDF se traza la curva I_{\min} , de tal modo que dentro de la gráfica se podrán identificar diferentes duraciones e intensidades de tormenta, asociadas a periodos de retorno, capaces de saturar el suelo a una profundidad Z_w .

Es así, que se trazaron varias curvas de I_{\min} para varias profundidades del frente húmedo Z_w , tomando como criterio de decisión lluvias entre 15 y 24 horas de duración y utilizando los resultados de los ensayos de laboratorio para definir la saturación efectiva (μ) teniendo en cuenta además los rangos recomendados en la guía.

Con base en lo anterior, y teniendo en cuenta los ensayos de laboratorio realizados se estima que el espesor del frente húmedo para el polígono de estudio es de 2.0 m, el cual, de acuerdo con las recomendaciones de la guía metodológica del SGC (2015) se relaciona con un periodo de retorno de 25 años.

Detonante Sismo

Teniendo en cuenta lo expresado anteriormente, y considerando que el periodo de retorno del sismo incorporado en los análisis es de 475 años ($PF=0.0021/\text{año}$) se calculan las probabilidades de falla para este escenario y se presentan en cada perfil de manera detallada.

Perfil 1

El primer escenario evaluado correspondió a la situación actual que considera la estabilidad en las condiciones encontradas durante el estudio. El factor de seguridad determinístico mínimo obtenido en esta situación bajo la consideración estática fue de 1.234 y el factor de seguridad medio es de 1.390 con una probabilidad de falla del 0.0% (Figura 175). De manera similar para la situación actual, pero bajo la influencia del sismo el factor de seguridad determinístico obtenido es de 0.835 y el factor de seguridad medio es de 0.971 con una probabilidad de falla de 62.6% (Figura 176). Los resultados presentados corresponden al

método de gle/Morgenstern and Price.

Los resultados anteriores permiten clasificar la amenaza por movimientos en masa como media, para la condición estática, según decreto 1626 de 2015, pues los factores de seguridad se encuentran entre 1.2 y 1.5. En el caso pseudoestático la amenaza se clasificó como media, pues se obtuvo una probabilidad de 0.00132/año, la cual se encuentra en el intervalo de 0.0002/año y 0.05/año.

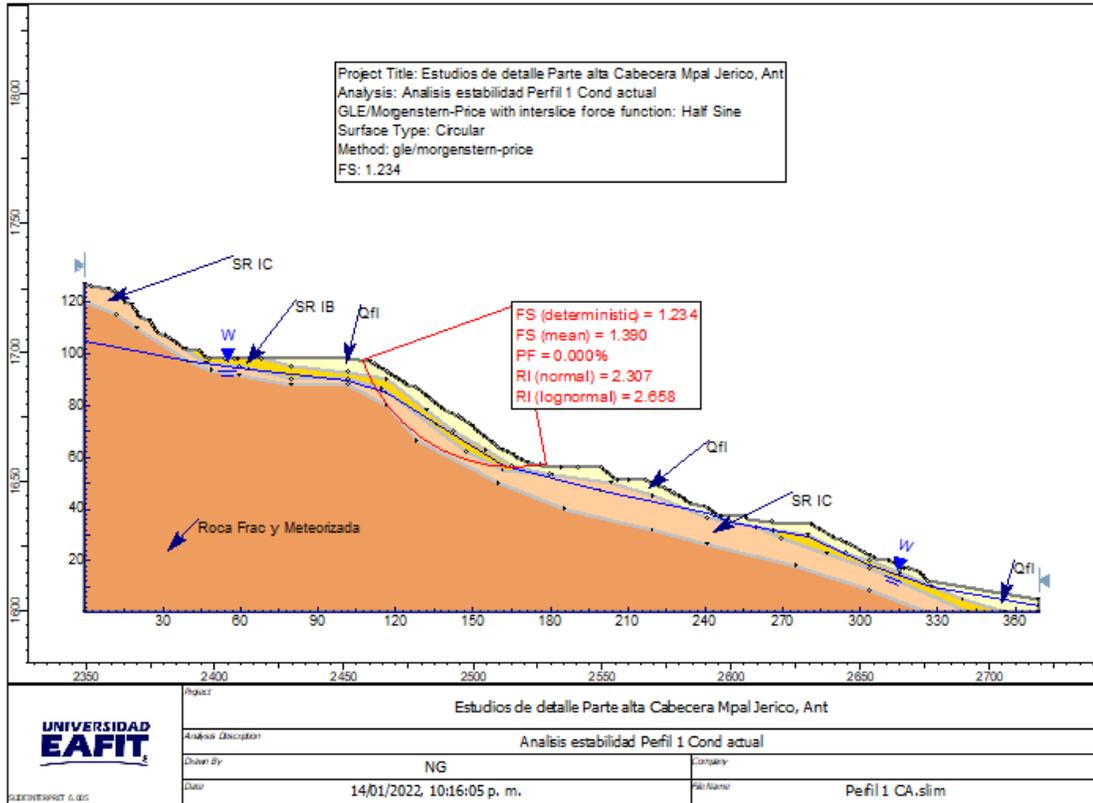


Figura 175. Análisis de estabilidad perfil 1 condición actual estático.

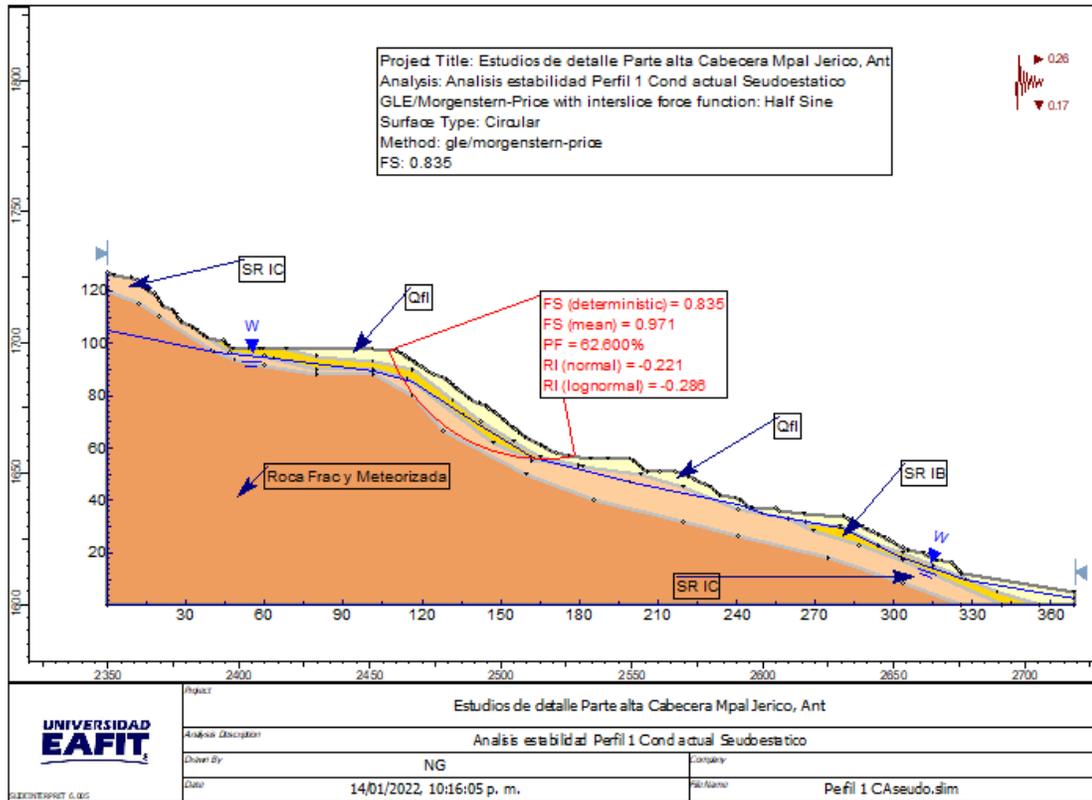


Figura 176. Análisis estabilidad perfil 1 condición actual seudoestática.

Perfil 2.

El análisis de estabilidad para el perfil No 2 muestra que para la situación actual en condiciones estáticas se obtiene un factor de seguridad determinístico de 1.309 y un factor medio de 1.468 con una probabilidad de falla de 0.0% (Figura 177).

El análisis seudoestático para la condición actual del perfil No 2 arrojó un factor de seguridad determinístico de 0.827 y un factor de seguridad medio de 0.911 con una probabilidad de falla de 82.5%, que equivale a una probabilidad de falla de 0.00174/año (Figura 178).

De acuerdo con los resultados anteriores y teniendo en cuenta el Decreto 1626 de 2015, la amenaza en la condición estática se clasifica como media, dado que el factor de seguridad obtenido se encuentra en el intervalo entre 1.2 y 1.5 y en la condición seudoestática la amenaza es media, teniendo en cuenta que la probabilidad es de 0.00174/año, la cual se encuentra entre 0.0002/año y 0.05/año.

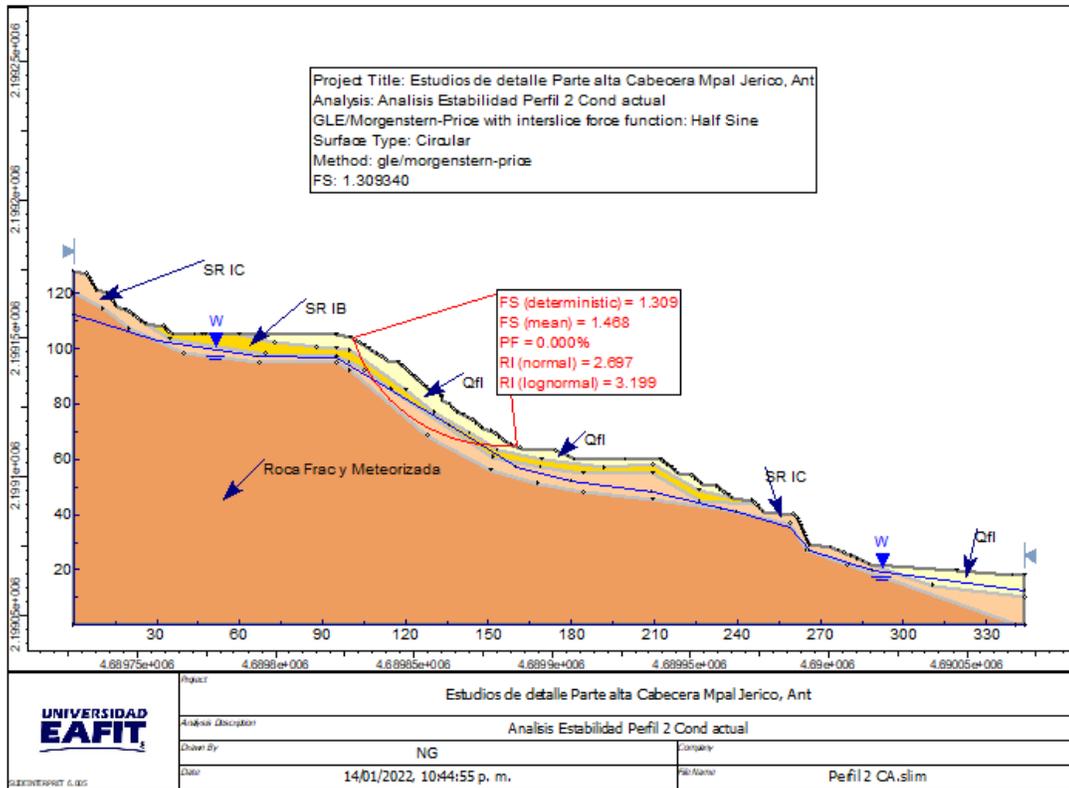


Figura 177. Análisis estabilidad Perfil 2 situación actual, condición estática.

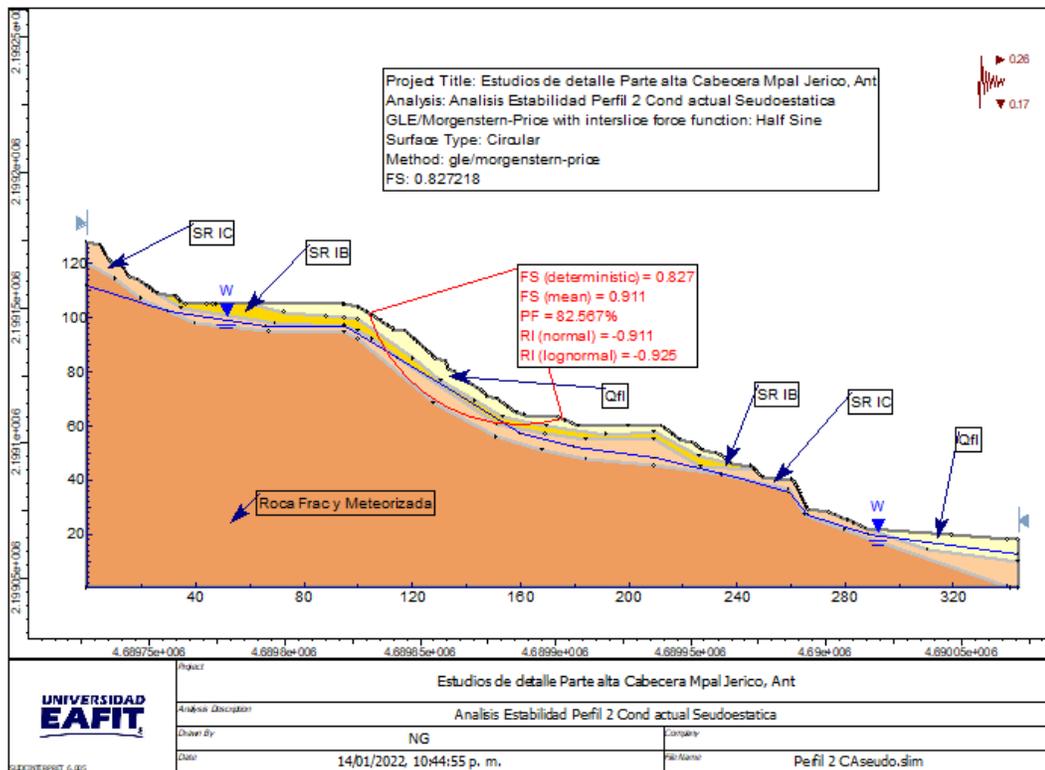


Figura 178. Análisis estabilidad Perfil 2 situación actual, condición seudoestática.

Perfil 3.

El análisis de estabilidad para el perfil No 3 para la condición actual arrojó un factor de seguridad determinístico de 1.945 y un factor medio de 2.174 con una probabilidad de falla de 0.0% (Figura 179).

En el análisis pseudoestático para la condición actual del perfil No 3 se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 1.296 y un factor de seguridad medio de 1.534 con una probabilidad de falla de 0.0% (Figura 180).

De acuerdo con los resultados obtenidos y considerando las recomendaciones del decreto 1626 de 2015, la amenaza para el caso estático se clasifica como baja (factor de seguridad > 1.5) y en el caso de la condición pseudoestática, la amenaza se clasifica igualmente como baja.

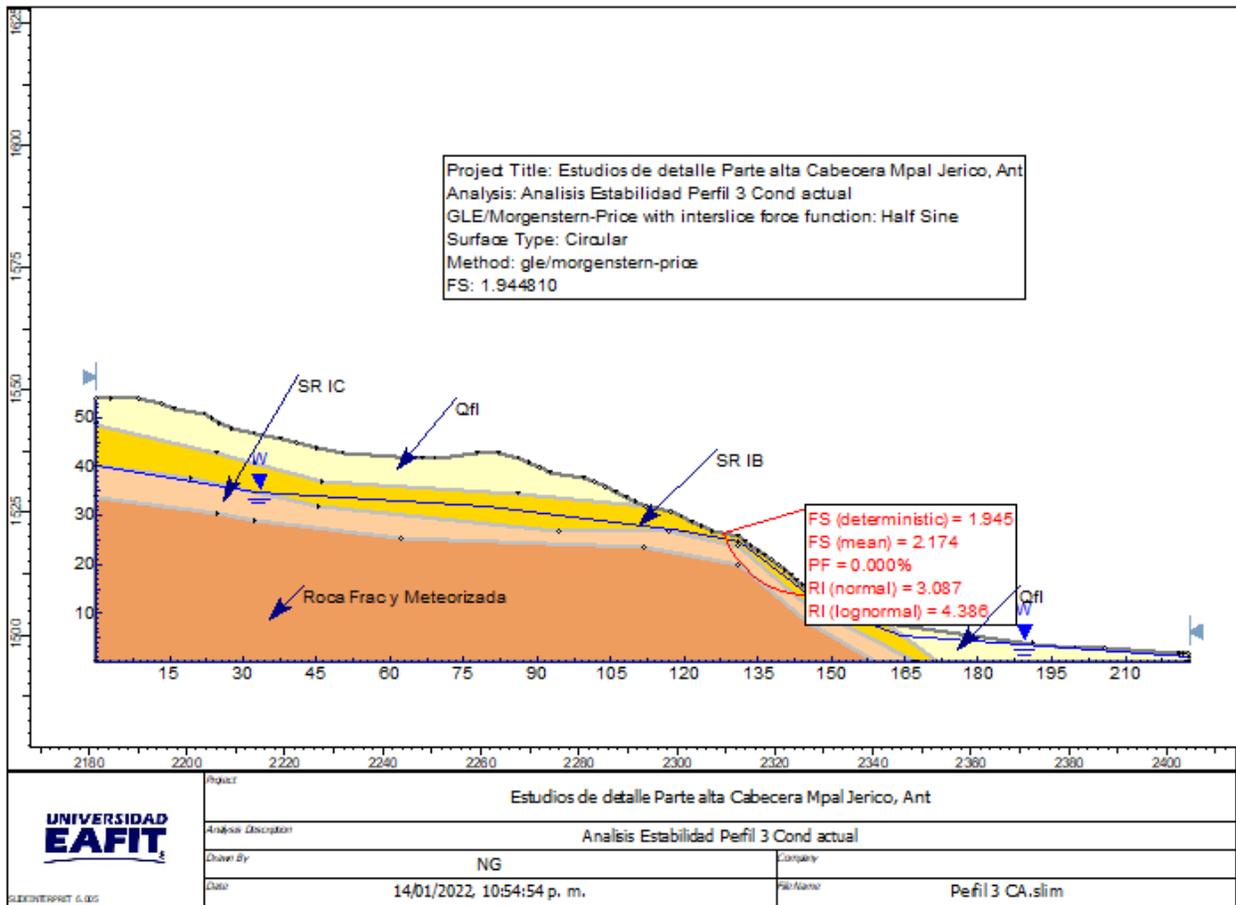


Figura 179. Análisis estabilidad Perfil 3 situación actual, condición estática.

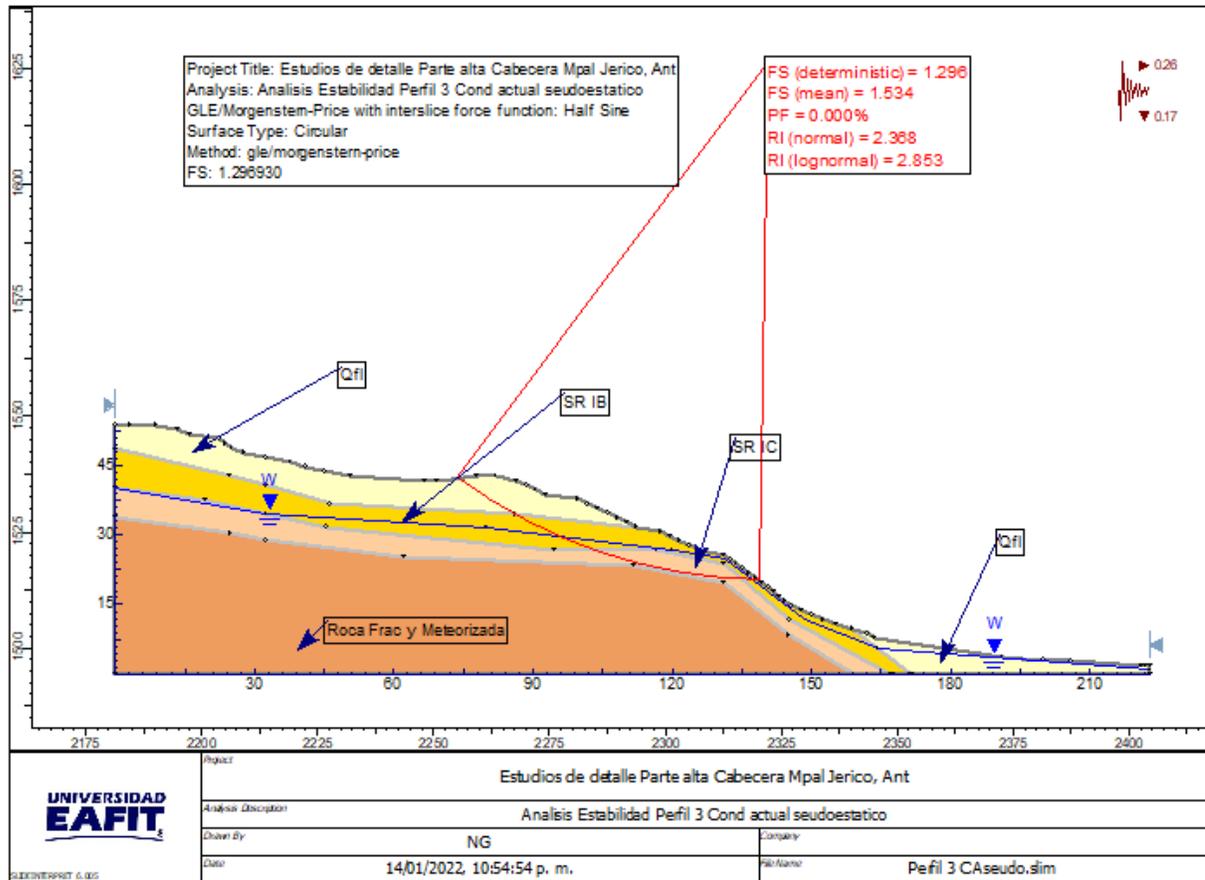


Figura 180. Análisis estabilidad perfil 3 condición pseudoestática.

El análisis presentado anteriormente para los perfiles 1, 2 y 3 si bien consideran una situación general, evaluada con parámetros geomecánicos obtenidos tanto de ensayos de laboratorio como de las correlaciones que utilizan la información del SPT, no reflejan las condiciones geotécnicas encontradas en campo, en donde mediante los recorridos de la zona, se pudo establecer que existe un movimiento en masa activo que ha mostrado evidencias periódicas de desplazamientos del terreno, afectando la zona entre la carrera 1ª, la vía de acceso a la Planta de tratamiento de agua potable del municipio, la zona del antiguo hotel El Mirador y la quebrada La Peña, que entrega sus aguas al sistema de alcantarillado de la calle 7ª, sector La Comba. En la figura siguiente se muestra la traza o escarpe principal del movimiento en masa, que fue mapeado en el levantamiento topográfico reciente. Según información de habitantes del sector, la inestabilidad observada, ha sido reportada de al menos varios años atrás, con movimientos recurrentes especialmente en las temporadas invernales, donde se observa con mayor claridad las deformaciones del terreno.

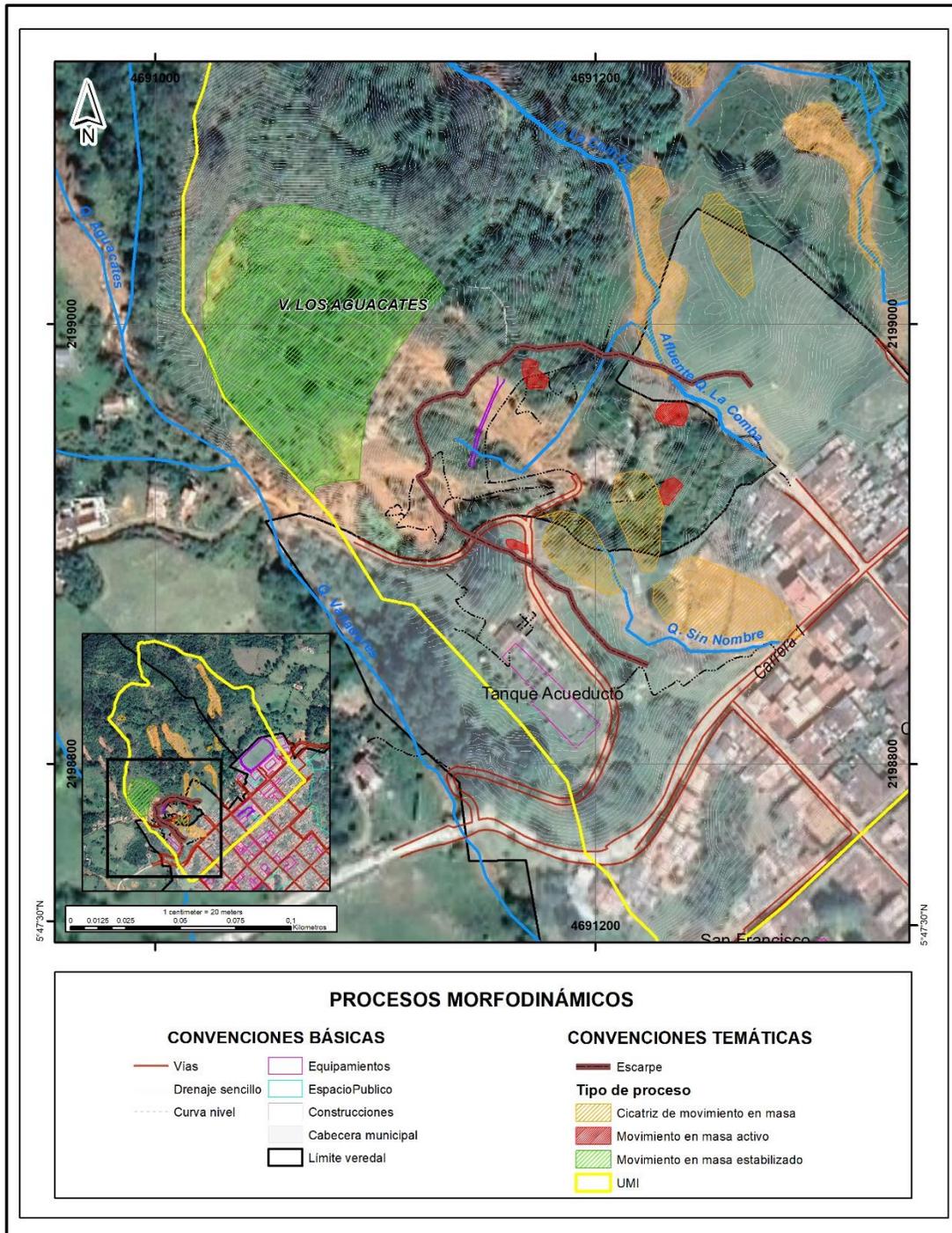


Figura 181. Localización zona inestable Antiguo Hotel El Mirador.

La situación de inestabilidad mencionada en los párrafos anteriores, no se refleja en los análisis de estabilidad presentados para los perfiles 1, 2 y 3 donde se obtuvieron factores de seguridad de 1.23 y de 1.30 y 1.94 respectivamente, que para el caso de los perfiles 1 y 2, son indicativos de una potencial inestabilidad y no muestran con exactitud la situación que se allí se presenta, pues es claro que los factores de seguridad deben ser muy cercanos a

1, pero iguales o ligeramente superiores a la unidad, para que exprese la inestabilidad manifiesta observada en campo. Por lo anterior, es claro que se requiere un ajuste de los parámetros geomecánicos que controlan la resistencia de los materiales que componen la estratigrafía en esta zona. Para determinar los parámetros que gobiernan la resistencia de los materiales involucrados en la inestabilidad, es necesario realizar un retro-análisis, en el cual se asignan valores de cohesión y ángulo de fricción a los diferentes estratos involucrados, hasta obtener la combinación de los mismos, que dé como resultado un factor de seguridad de 1 o muy cercano a la unidad. Para la selección de dichos parámetros, se seleccionarán en primer lugar aquellos resultados correspondientes a los menores valores obtenidos en los diferentes ensayos de laboratorio realizados. Revisando dicha información se asignaron los siguientes parámetros a los estratos involucrados en la inestabilidad:

Depósito de vertiente (Qfl):

Unit Weight	15.6 kN/m ³
Strength Type	Mohr-Coulomb
Cohesion	19.7 kPa
Friction Angle	25 degrees

Suelo Residual IB

Unit Weight	16 kN/m ³
Strength Type	Mohr-Coulomb
Cohesion	24 kPa
Friction Angle	26 degrees

Suelo Residual IC

Unit Weight	16 kN/m ³
Strength Type	Mohr-Coulomb
Cohesion	15.2 kPa
Friction Angle	24.6 degrees

Dado que se conocen por lo menos el sitio en la parte superior y en la parte inferior donde la inestabilidad se muestra en el terreno, se limita el software para que analice la falla en este sector, indicándole una superficie de falla, que el software buscará optimizar hasta determinar la de menor factor de seguridad.

Al evaluar la estabilidad del perfil 1 con los mencionados parámetros se obtiene un factor de seguridad en la condición estática de 1.194, valor inferior al obtenido para el análisis previo que arrojó un valor de 1.23, sin embargo, dicho valor aún no refleja la inestabilidad activa observada en campo y más aún la localización de la falla circular del primer análisis no coincide con la falla observada en campo.

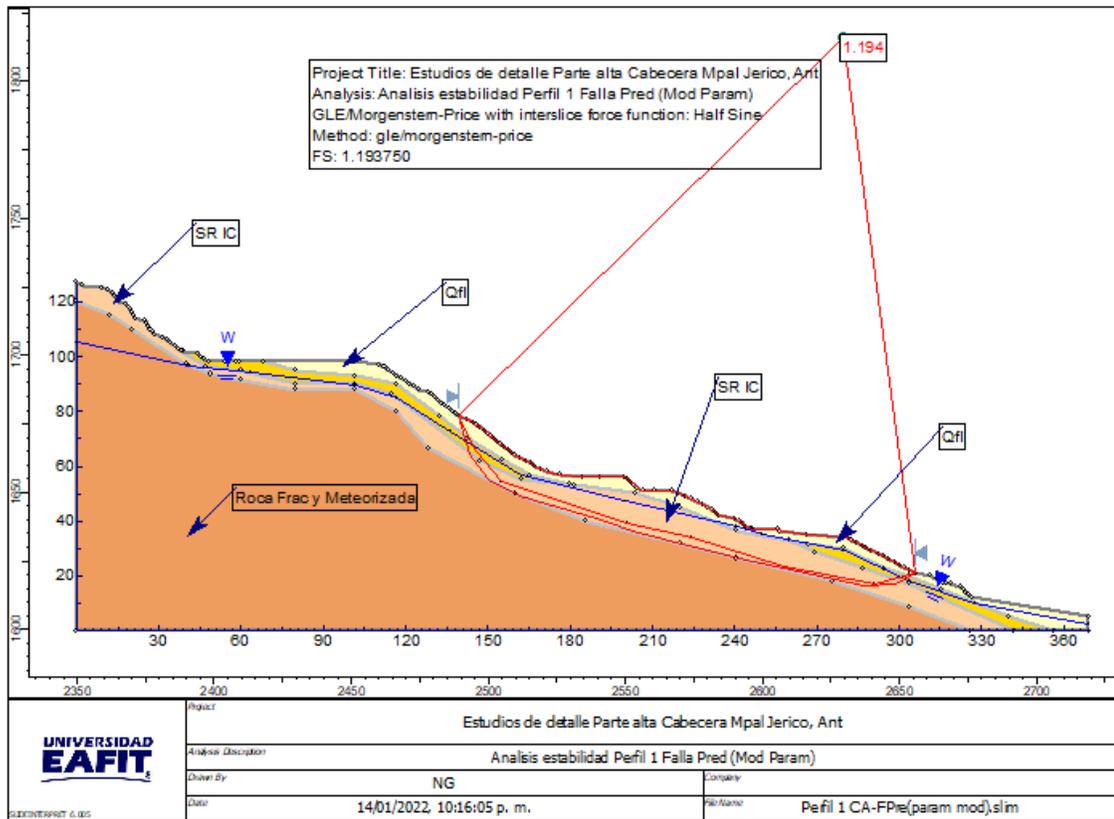


Figura 182. Análisis estabilidad perfil 1 condición estática. Falla predeterminada

Teniendo en cuenta que la actividad del movimiento se manifiesta con mayor énfasis en las temporadas invernales, es necesario introducir cambios no solo en los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción) sino en las condiciones hidrogeológicas, representadas en este caso por condiciones de saturación del terreno. Para incluir la saturación de los materiales involucrados en la inestabilidad se recurre al concepto de relación de presión de poros, denominado ru que es un coeficiente adimensional que se define como la razón entre la presión intersticial y la tensión total vertical. Teniendo en cuenta el peso unitario de los suelos involucrados, se ha considerado que un ru de 0.625 refleja la saturación plena de los materiales. Se analizarán diferentes valores de saturación hasta obtener un valor que condicione la estabilidad de los perfiles analizados y permitan obtener factores de seguridad más cercanos a la unidad. Después de realizar diferentes análisis con valores diferentes de ru , se llegó a la conclusión que al utilizar un 80% del valor de ru que considera la saturación plena, es decir un valor de ru de 0.50, se obtienen factores de seguridad muy cercanos a la unidad, que reflejan de mejor manera el comportamiento de los suelos afectados por la inestabilidad.

El análisis de estabilidad para esta situación donde no solo se incluyeron parámetros geomecánicos inferiores a los obtenidos en los análisis previos, sino también modificación de las condiciones hidrogeológicas, arrojó un factor de seguridad determinístico de 1.070, un factor de seguridad medio de 1.19 con una probabilidad de falla de 21.73%. Estos resultados

se dan para la condición estática, valores que indican alta probabilidad de inestabilidad de la zona analizada y que adicionalmente define la zona como metaestable, propensa a presentar movimientos o reactivaciones en periodos de lluvia. (Figura 183). Para el caso pseudoestático, el factor de seguridad determinístico obtenido es de 0.621, un factor de seguridad medio de 0.692 y una probabilidad de falla de 98.58% que denota que, ante la ocurrencia de un sismo con dicha magnitud, la falla es inminente. (Figura 184). De acuerdo con los resultados obtenidos y considerando las recomendaciones del decreto 1626 de 2015, la amenaza para el caso estático se clasifica como alta (factor de seguridad < de 1.2) y en el caso de la condición pseudoestática, la amenaza se clasifica como media, pues la probabilidad de falla se ubica en el intervalo 0.0002/año y 0.05/año.

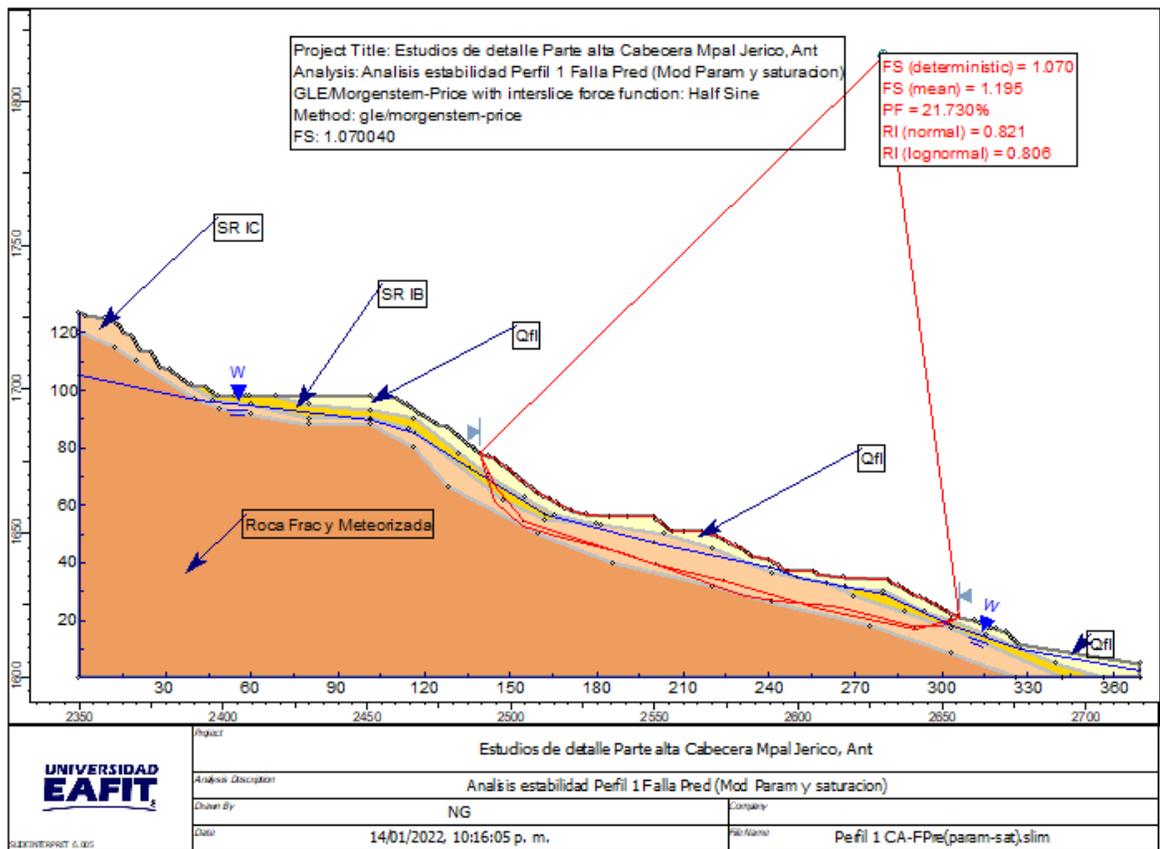


Figura 183. Análisis estabilidad perfil 1 condición estática. Falla predeterminada con saturación de los terrenos.

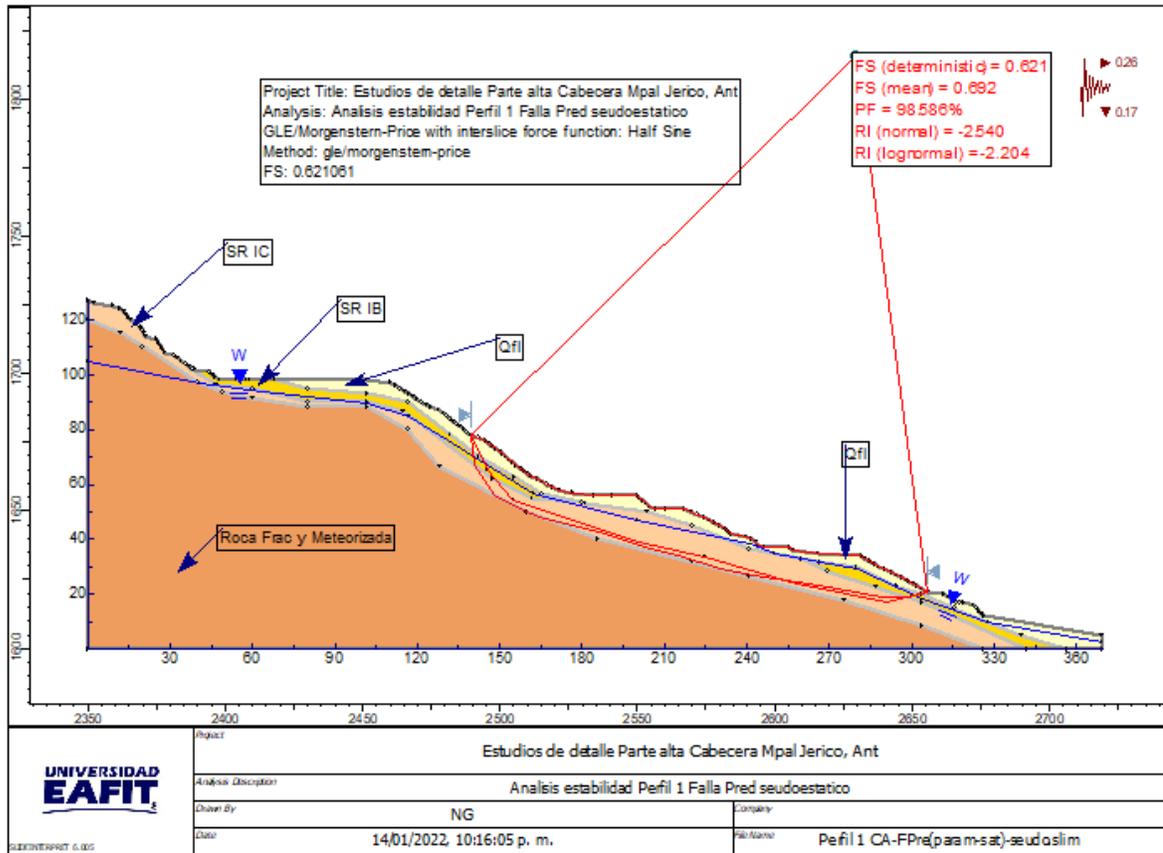


Figura 184. Análisis estabilidad perfil 1 condición pseudoestática. Falla predeterminada con saturación de los terrenos

Teniendo en cuenta los resultados anteriores, se analizó bajo las mismas hipótesis los perfiles No 2 y 3 que al igual que el perfil No 1 muestran claras evidencias de campo de inestabilidad de los terrenos, que se manifiestan como grietas, desplazamientos y deformaciones asociadas. Bajo estas consideraciones el factor de seguridad determinístico obtenido para el perfil No 2 en la condición estática es de 1.106, de 1.25 como factor de seguridad medio y una probabilidad de falla de 26.8%, indicando estabilidad precaria y potencialidad de presentar desplazamientos ante cambios en las condiciones de humedad y saturación de los terrenos. (Figura 185). De acuerdo con estos valores la amenaza por movimientos en masa se clasifica como alta para el caso estático ($FS < 1.2$).

Para la condición pseudoestática se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 0.642, un factor de seguridad medio de 0.71 y una probabilidad de falla de 93.37%, indicativo de que, ante la ocurrencia de un sismo, es inminente la falla. (Figura 186), lo cual permite clasificar la amenaza como media para el caso pseudoestático.

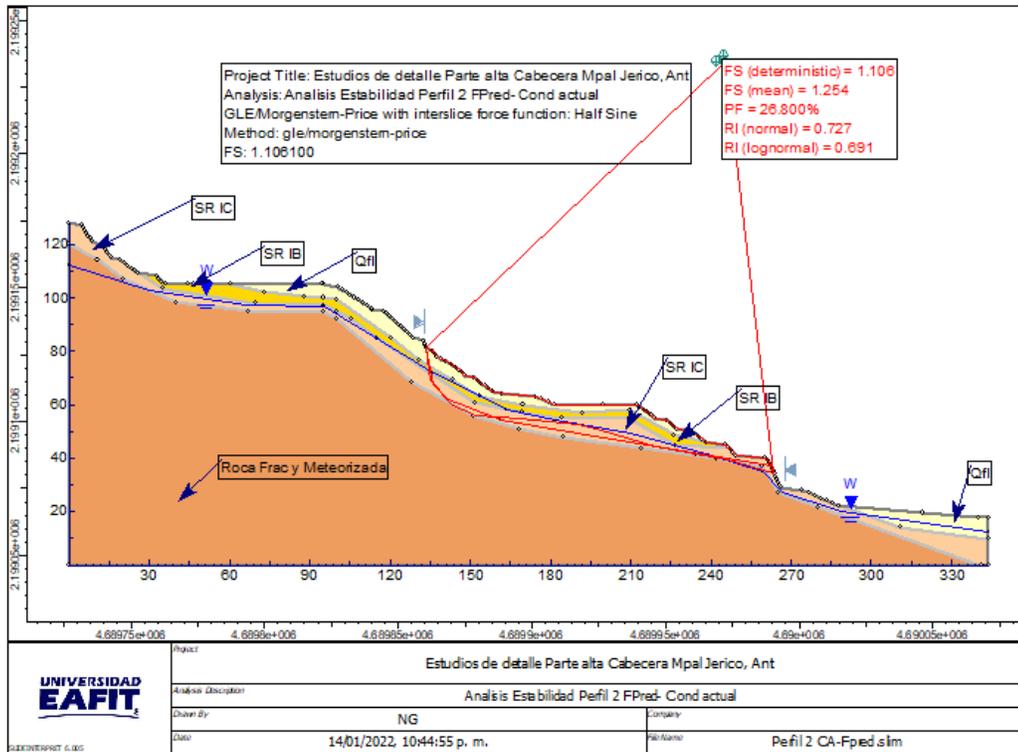


Figura 185. Análisis estabilidad perfil 2 condición estática. Falla predeterminada

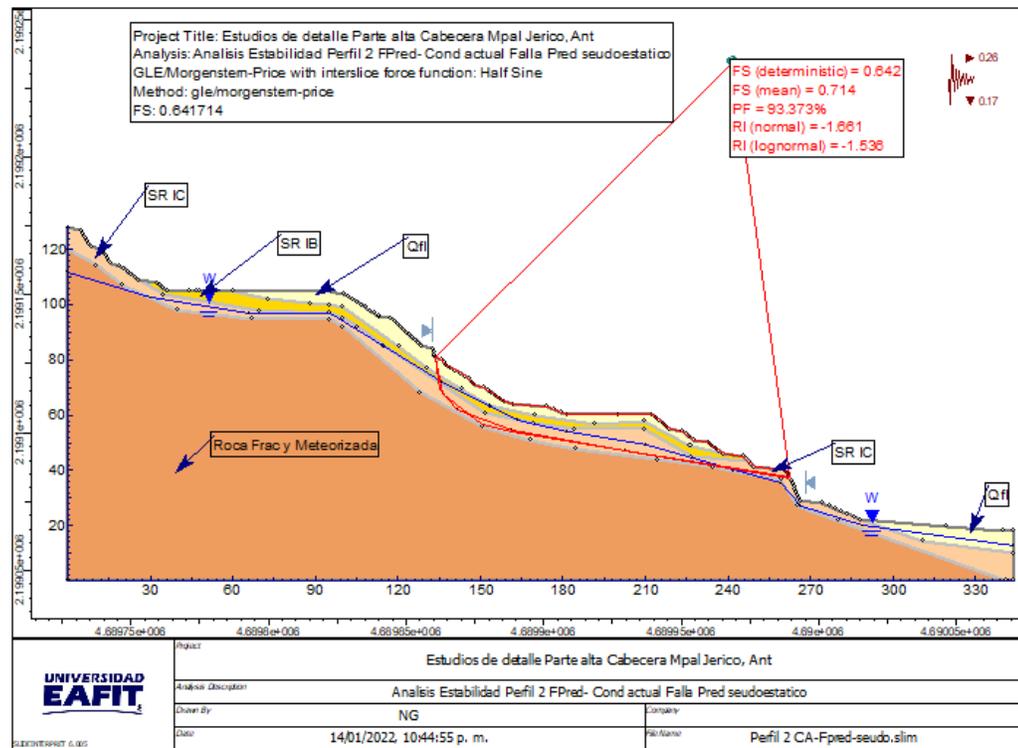


Figura 186. Análisis estabilidad perfil 2 condición pseudoestática, falla predeterminada.

Para el perfil No 3 los resultados obtenidos de los análisis de estabilidad arrojaron un factor de seguridad determinístico de 1.076, un factor de seguridad medio de 1.27 y una probabilidad de falla de 22.70%, lo cual permite clasificar la amenaza por movimientos en masa como alta en el caso estático. Para el caso pseudoestático se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 0.693, un factor de seguridad medio de 0.826 y una probabilidad de falla de 80.40%, resultados que clasifican la zona aferente al perfil No 3 como de amenaza media en la condición pseudoestatica.

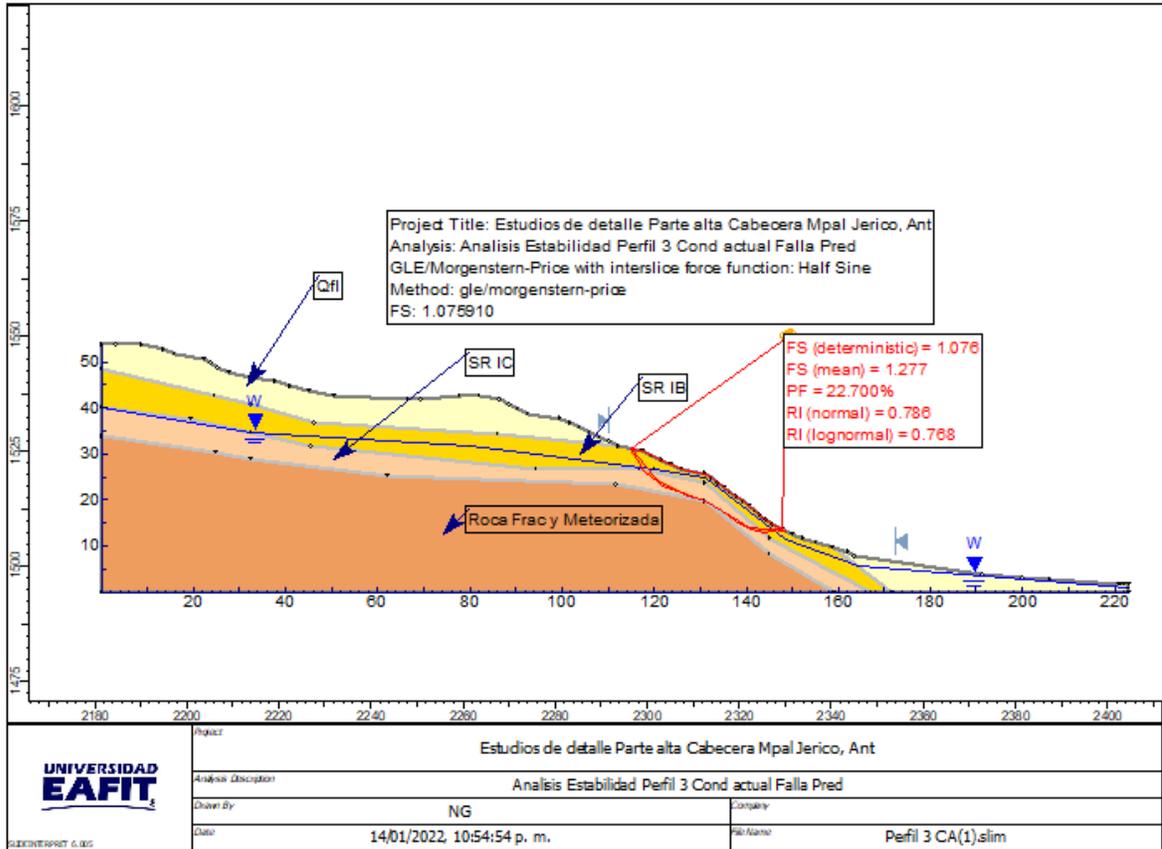


Figura 187. Análisis estabilidad perfil 3 condición estática. Falla predeterminada

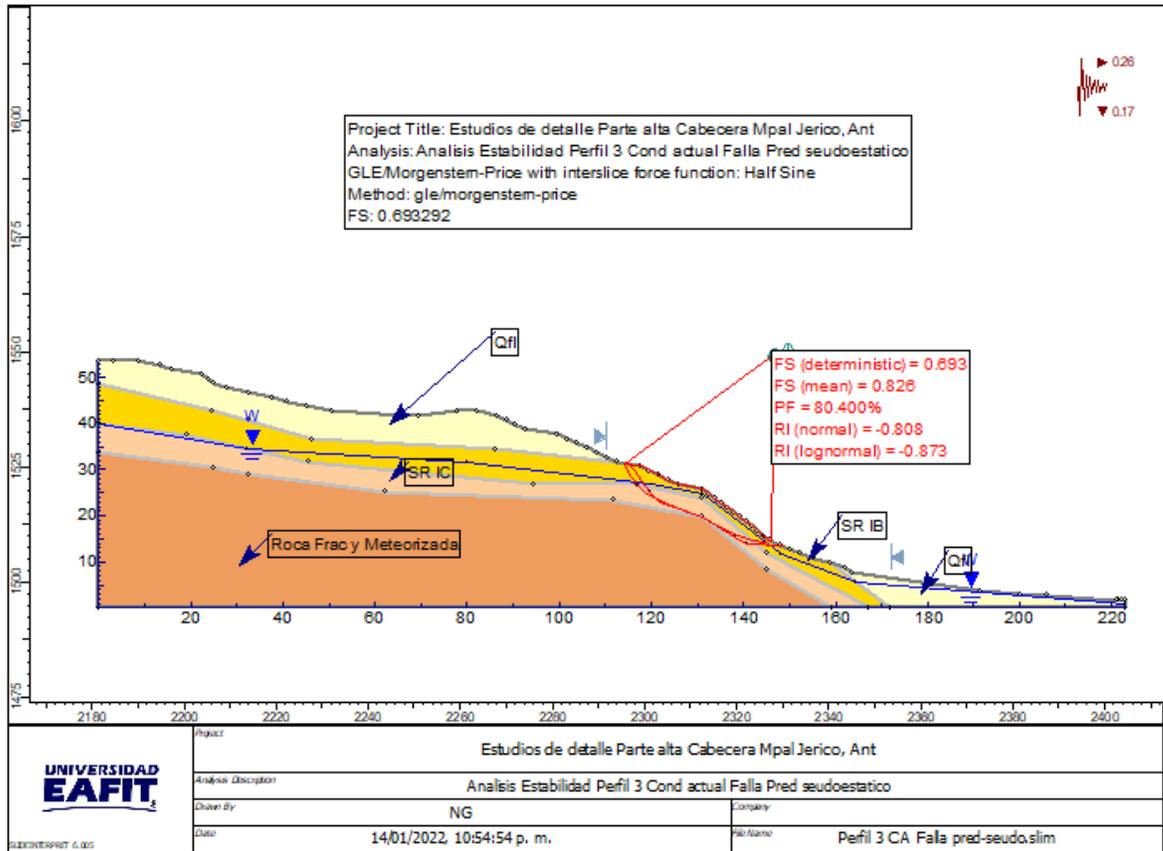


Figura 188. Análisis estabilidad perfil 3 condición pseudoestática, falla predeterminada.

Considerando que los perfiles No 4 y 5 no tienen asociadas fallas observadas en campo, se analizarán con los parámetros de resistencia obtenidos de las evaluaciones iniciales y se incluirán los niveles freáticos detectados en los diferentes sondeos.

Perfil 4.

Como se mencionó en los párrafos iniciales del análisis de estabilidad, las observaciones de campo indican que los procesos presentados en la parte alta del escarpe del cerro Las Nubes tienen un componente planar importante, por lo que es necesario no solo evaluar la estabilidad de los taludes bajo la consideración de fallas circulares sino también no circulares. Para el caso de falla circular el análisis de estabilidad para el perfil No 4 para la situación actual en condiciones estáticas arrojó un factor de seguridad determinístico de 1.179 y un factor medio de 1.241 con una probabilidad de falla de 2.20%. (Figura 189).

Para el análisis de estabilidad que considera fallas no circulares se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 1.073 y un factor de seguridad medio de 1.136 con una probabilidad de falla de 26.1% (Figura 190).

Dado que la condición más crítica se presenta para fallas no circulares se utilizará este

análisis para determinar la amenaza de este sector.

De acuerdo con el valor de factor de seguridad obtenido para la condición estática (1.073) la amenaza para este perfil se clasifica como alta, de acuerdo con las recomendaciones estipuladas en el decreto 1626 de 2015.

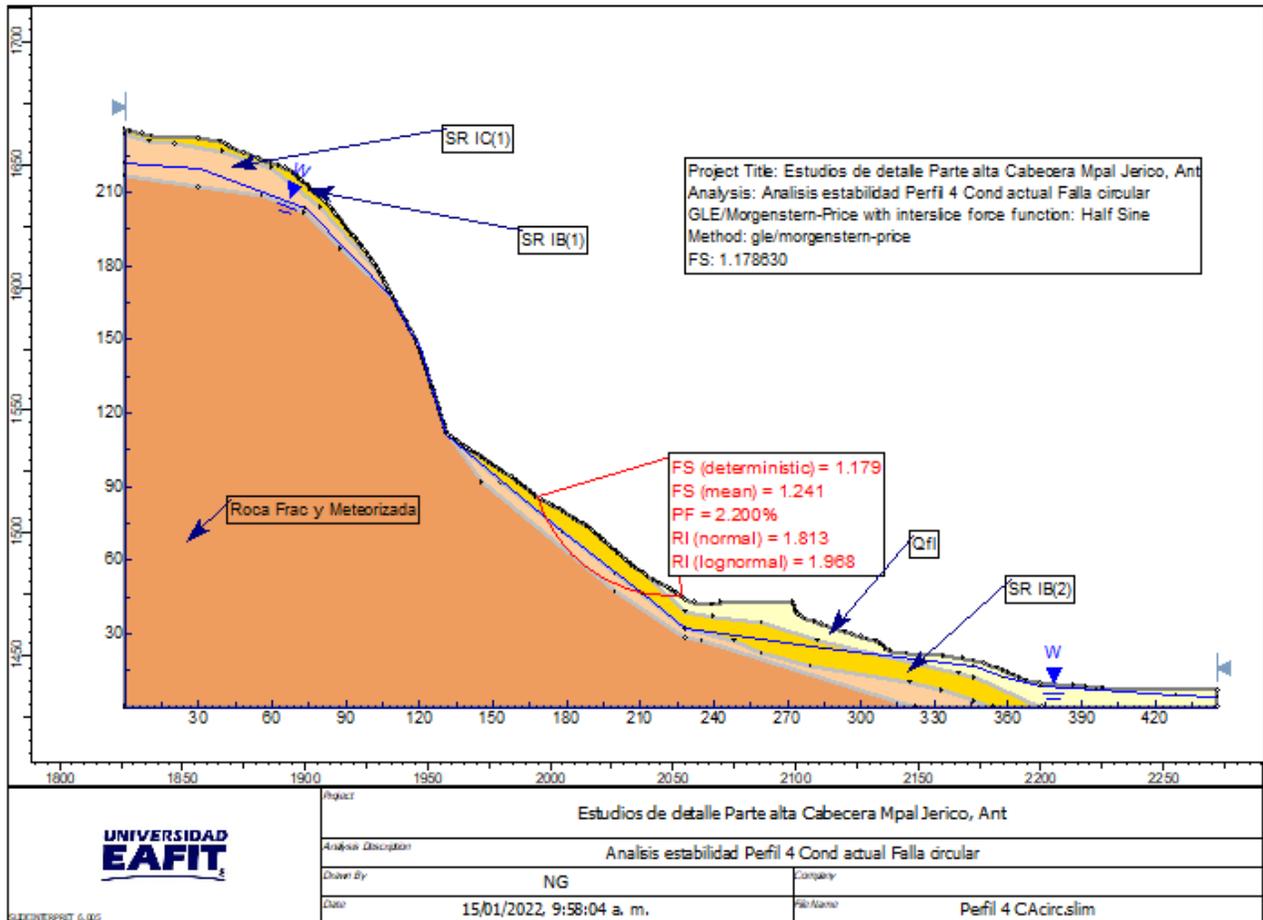


Figura 189. Análisis estabilidad Perfil 4 situación actual, condición estática. Falla circular

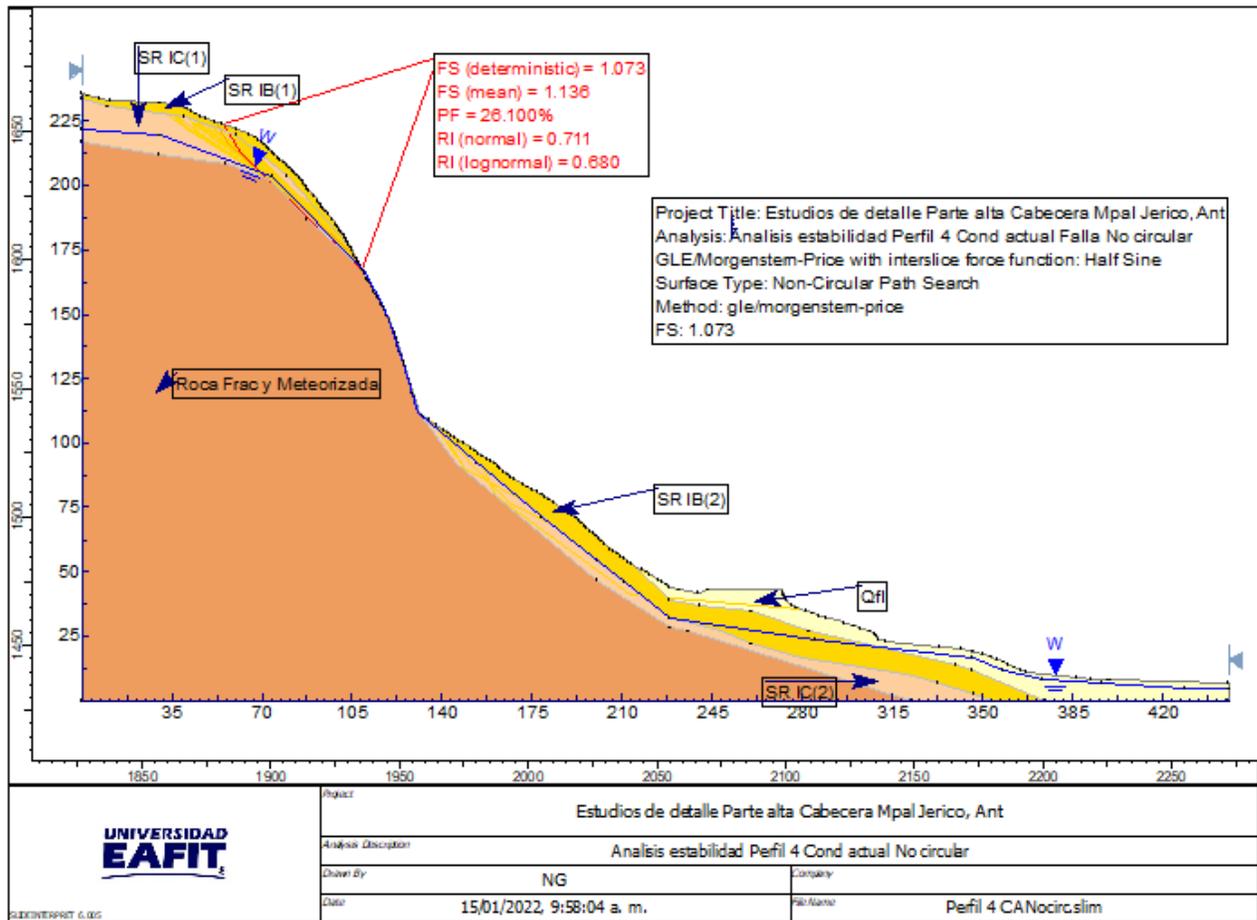


Figura 190. Análisis estabilidad Perfil 4 situación actual, condición estática. Falla No circular

El análisis seudoestático para la condición actual del perfil No 4 arrojó un factor de seguridad determinístico de 0.710 y un factor de seguridad medio de 0.732 con una probabilidad de falla de 98.37% (Figura 191). Estos valores permiten clasificar la amenaza como media, dado que la probabilidad de falla/año se ubica dentro del intervalo 0.0002/año y 0.05/año.

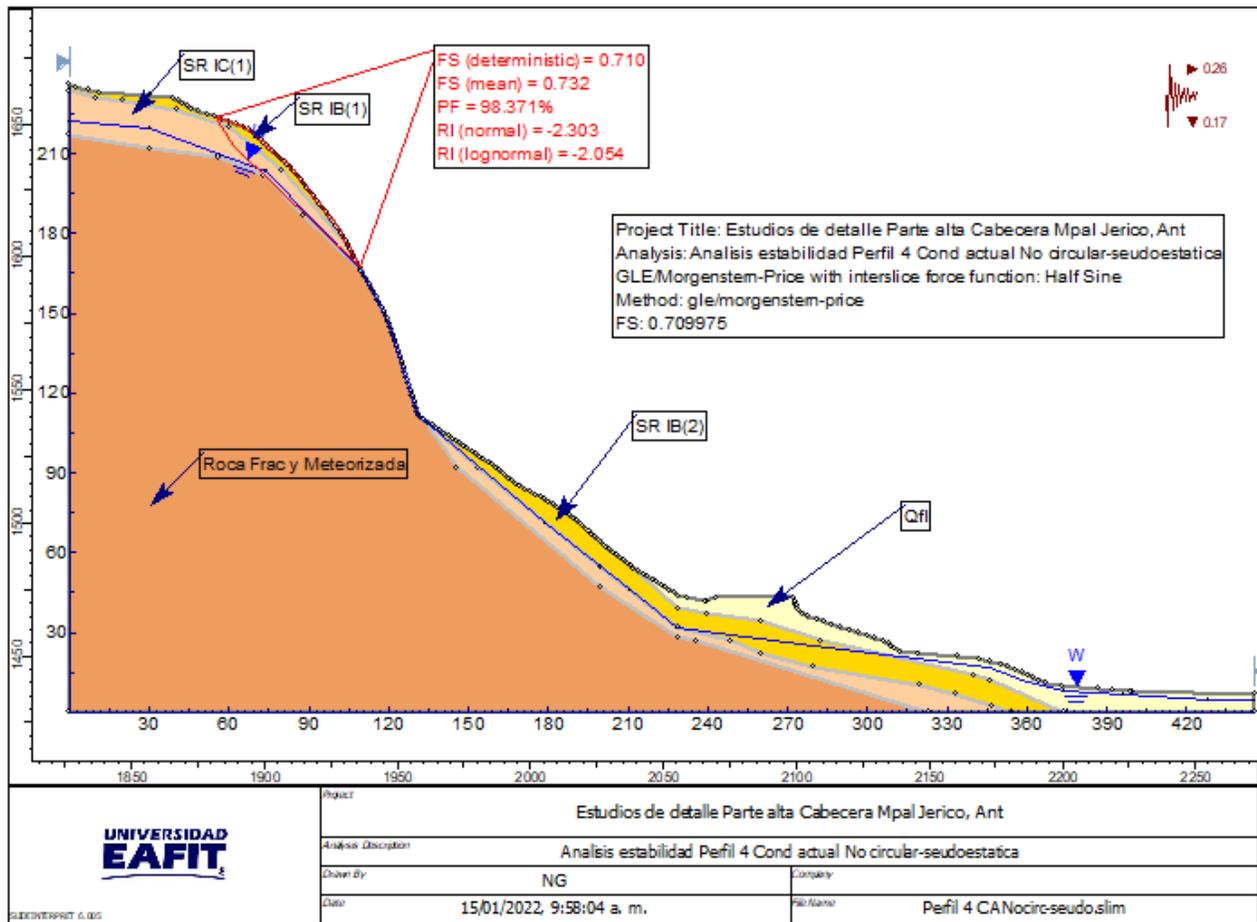


Figura 191. Análisis estabilidad perfil 4 condición pseudoestática. Falla No circular

Para evaluar la probabilidad de que se presenten deslizamientos profundos asociados a la elevación del nivel freático o superficiales relacionados con la saturación de las capas superficiales y definir la amenaza para estos eventos, se analizó la estabilidad del perfil No 4 para una condición hipotética en donde se simuló en primer caso, la elevación del nivel freático y en segundo caso la saturación de la(s) capas superficiales del perfil estratigráfico. Para el caso del ascenso del nivel freático, se contempló una elevación del nivel freático en cada uno de los sondeos utilizados en la elaboración del perfil. En la tabla siguiente se muestran en color rojo los niveles freáticos detectados en la exploración de campo y resaltados en amarillo los niveles freáticos proyectados para un periodo de retorno de 20 años, de acuerdo con recomendaciones de la Guía Metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa (SGC, 2015).

Tabla 86. Variación Nivel freático en sondeos exploratorios.

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13
Cv	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19
Pfac	8.3	2.3	3.4	11.5	5.3	12.5	12	1	15	2.3	16.1	7.77	2.4
I20	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
Pfnueva	5.63	1.47	2.23	7.85	3.55	8.54	8.20	0.57	10.28	1.47	11.04	5.26	1.54

Se evaluará la probabilidad de ocurrencia de deslizamientos profundos y superficiales considerando la elevación del nivel freático y el avance de un frente húmedo de 2.0 m respectivamente.

Se redefinió el nivel freático utilizando la información de la Tabla 86 y se analizó nuevamente la estabilidad del perfil 4. Bajo esta situación se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 1.047 y un factor de seguridad medio de 1.110, con una probabilidad de falla de 32.70% (Figura 192). Teniendo en cuenta el decreto 1626 de 2015 la amenaza por incremento del nivel freático (deslizamientos profundos) se clasifica como media, pues la probabilidad de falla/año 0.01635, valor que se ubica en el intervalo 0.0002 y 0.05.

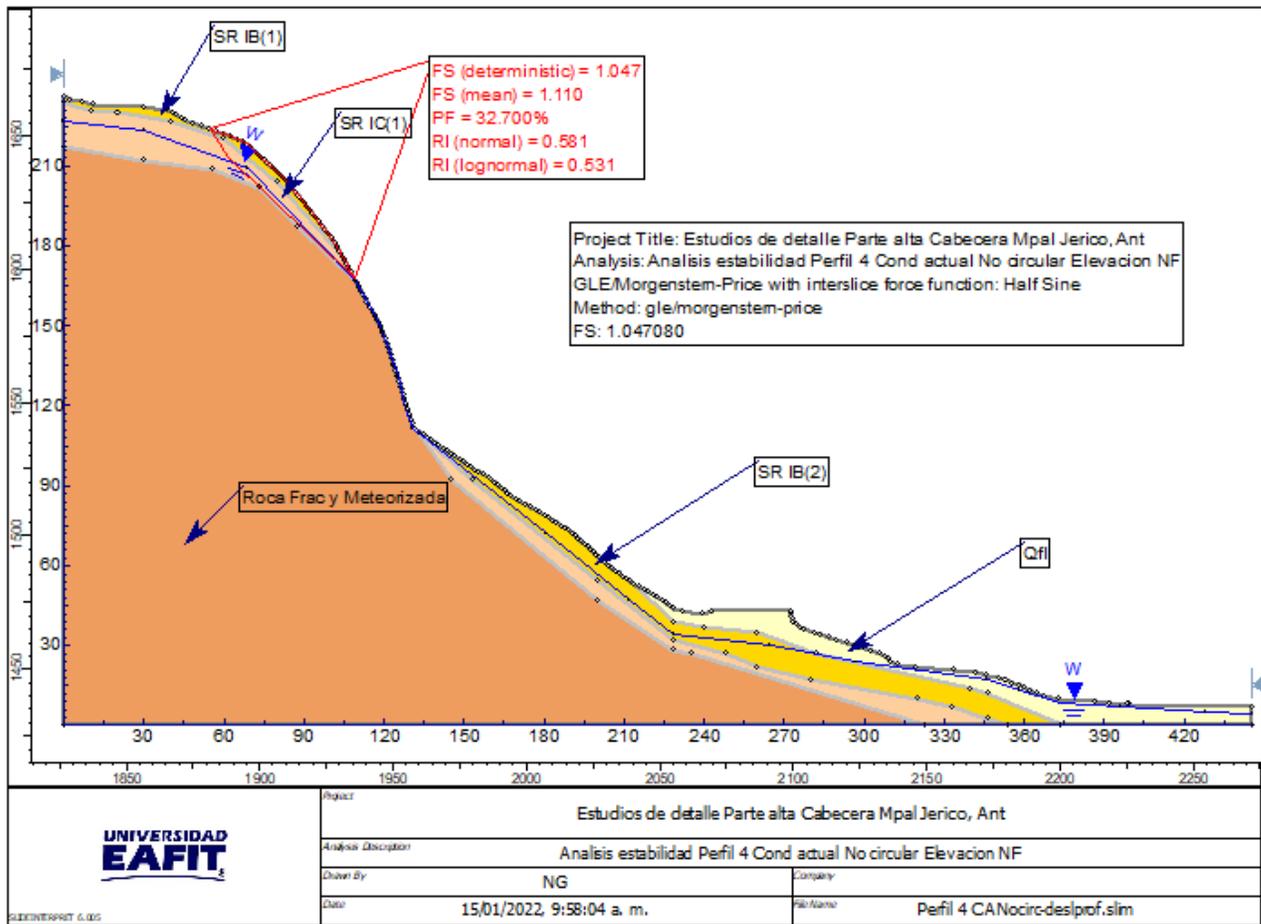


Figura 192. Análisis estabilidad Perfil 4 situación proyectada. Deslizamientos profundos.

Como se mencionó anteriormente, para el caso de la saturación de las capas superficiales (análisis de deslizamientos superficiales), se consideró para el polígono de estudio un frente húmedo de 2.0 m, para lo cual se definió una capa de suelo con este espesor a la que se adjudicó un ru de 0.50 que simula la saturación del material con lo cual se obtuvo para el perfil No 4, un factor de seguridad determinístico de 1.070, un factor de seguridad medio de 1.133 y una probabilidad de falla de 26.60% (Figura 193). De acuerdo con estos resultados la amenaza por saturación de capas superficiales (deslizamientos superficiales) se clasifica

como media, pues la probabilidad de falla es de 0.01064/año, valor que se ubica en el intervalo 0.0002 y 0.05.

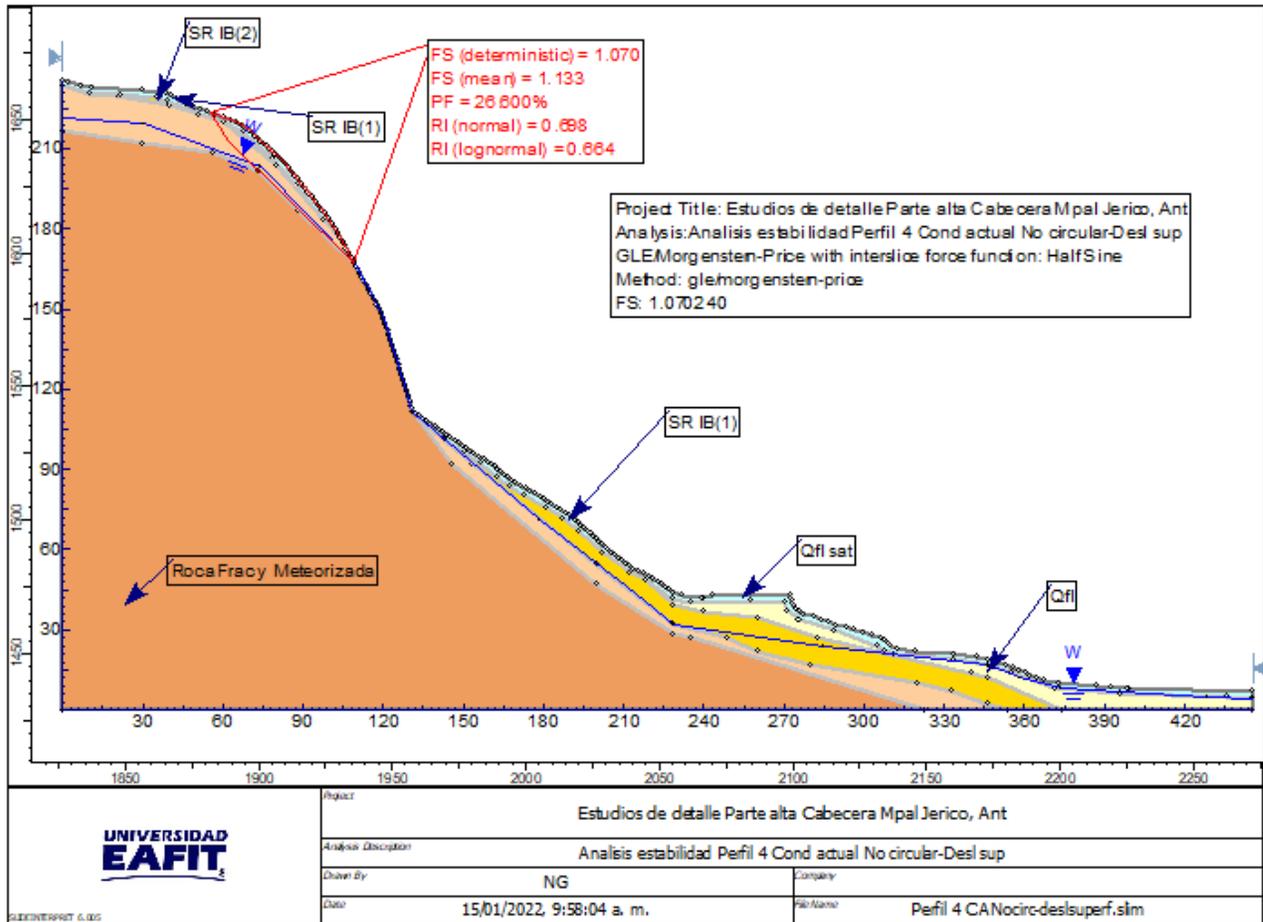


Figura 193. Análisis estabilidad Perfil 4 situación proyectada. Deslizamientos superficiales.

Perfil 5.

Al igual que para el perfil No 4 se analizó la estabilidad tanto para fallas circulares como no circulares.

El análisis de estabilidad para el perfil No 5 para la situación actual en condiciones estáticas simulando fallas circulares dio como resultado un factor de seguridad mínimo determinístico de 1.173 y un factor medio de 1.266 con una probabilidad de falla de 2.90% (Figura 194).

Para el caso de fallas No circulares se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 1.450, un factor de seguridad medio de 1.547 y una probabilidad de falla de 0.0% (Figura 195). Teniendo en cuenta los resultados anteriores, se observa que la condición más crítica corresponde a fallas circulares, por lo que los análisis siguientes incluirán este tipo de falla.

Teniendo en cuenta los resultados del análisis de estabilidad para fallas circulares, la amenaza por movimientos en masa se clasifica como alta, considerando que se obtuvo un

factor de seguridad de 1.173 (se define amenaza alta para factores de seguridad menores de 1.2).

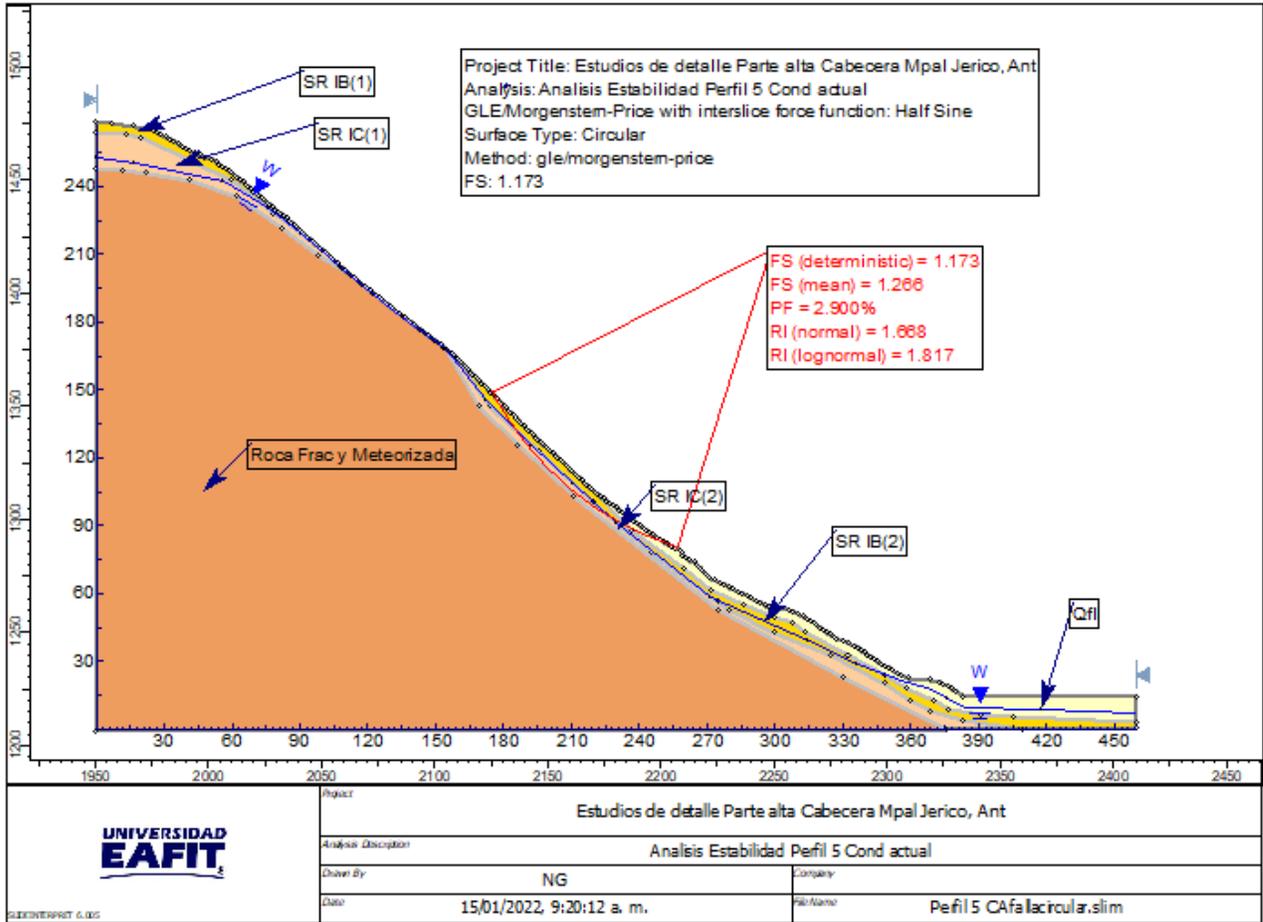


Figura 194. Análisis estabilidad Perfil 5 situación actual, condición estática. Falla Circular

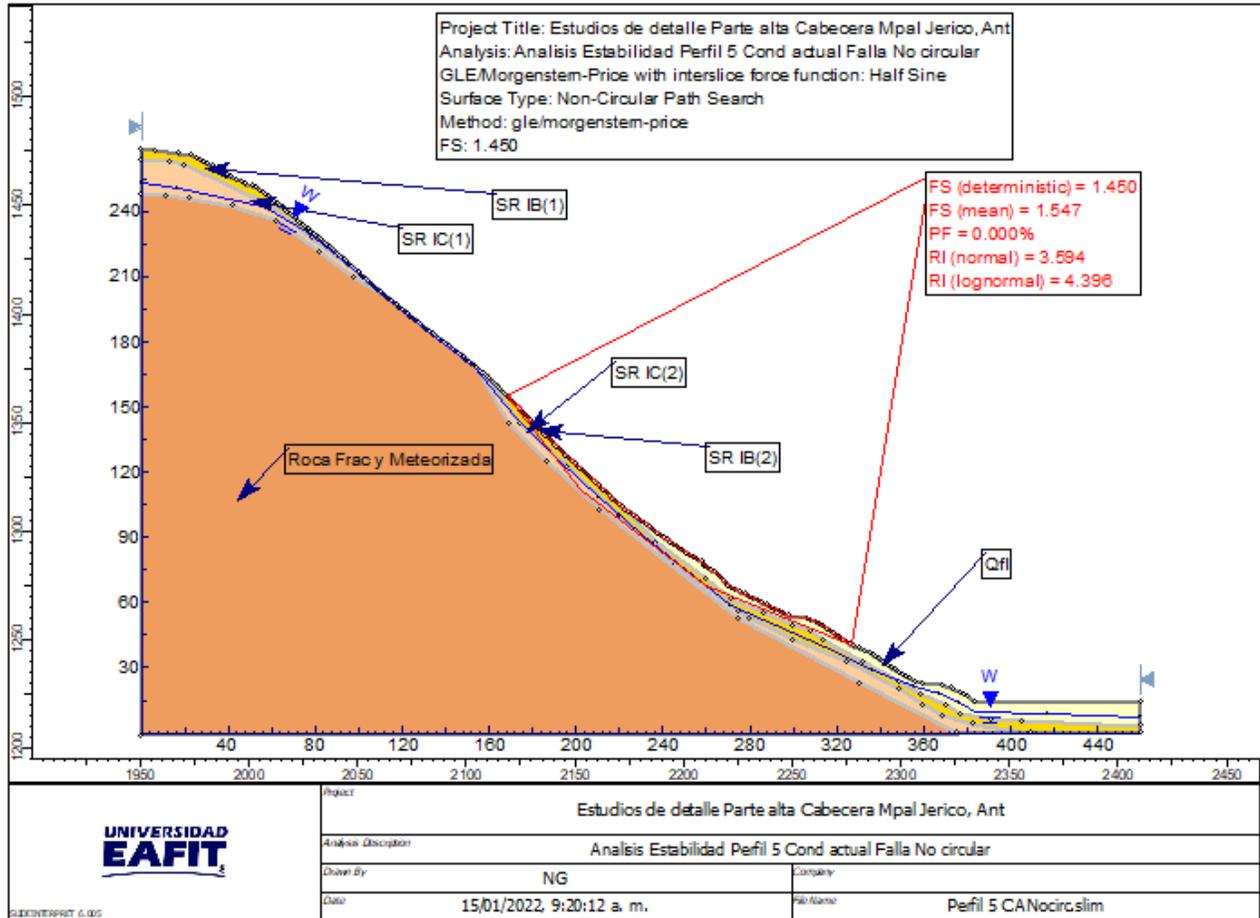


Figura 195. Análisis estabilidad Perfil 5 situación actual, condición estática. Falla No circular.

El análisis seudoestático para la condición actual arrojó un factor de seguridad determinístico de 0.785 y un factor de seguridad medio de 0.849 con una probabilidad de falla de 90.4% (Figura 196). Por lo que se concluye que la amenaza para este perfil se clasifica como media, puesto que la probabilidad de falla/año se encuentra en el intervalo 0.0002/año y 0.05/año.

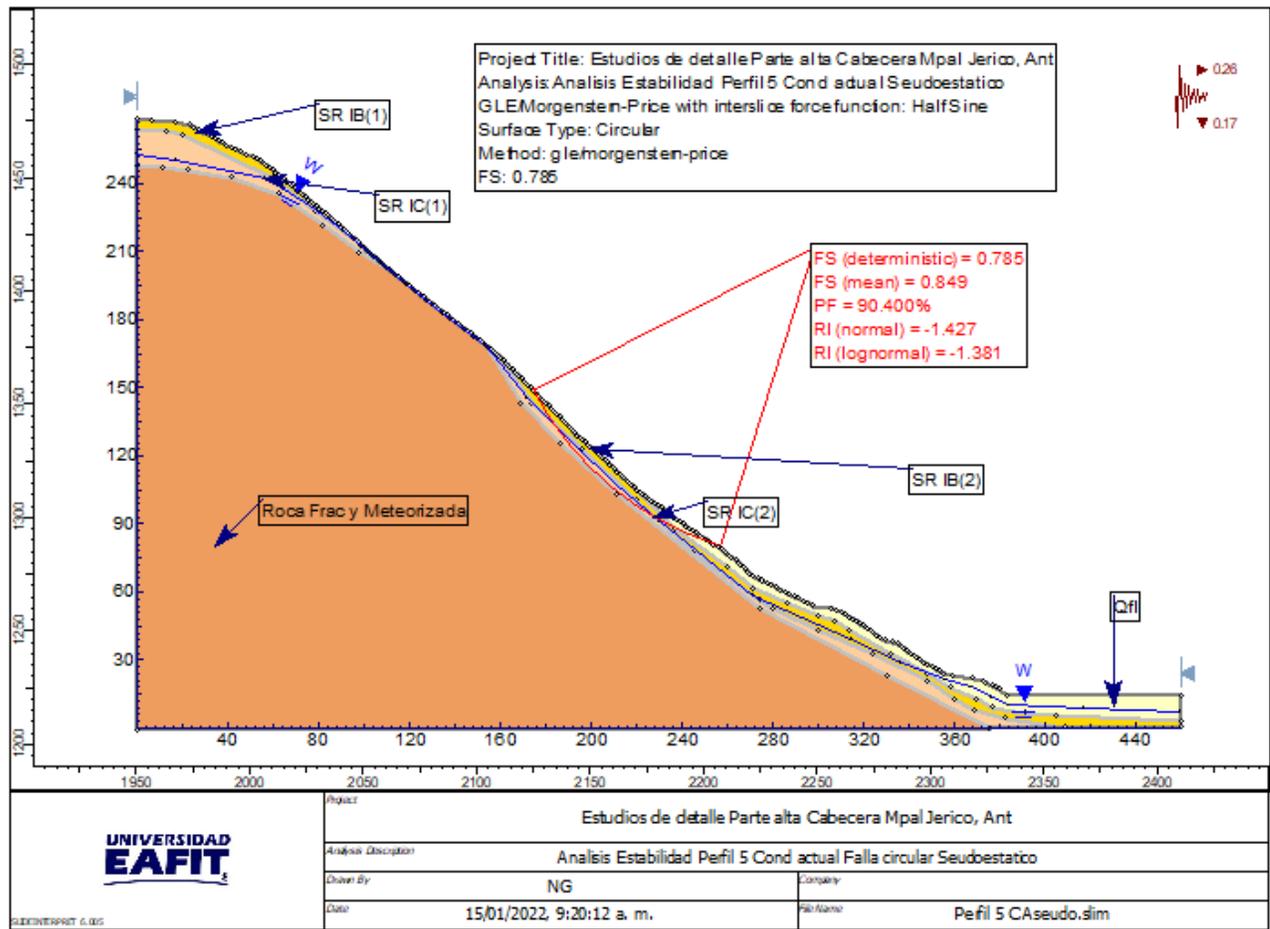


Figura 196. Análisis estabilidad Perfil 5 situación actual, condición seudoestática. Falla circular

Para el análisis de deslizamientos profundos, influenciados por la variación del nivel freático, se redefinió el nivel freático utilizando la información de la Tabla 86 y se analizó nuevamente la estabilidad del perfil 5. Bajo esta situación se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 1.028 y un factor de seguridad medio de 1.120, con una probabilidad de falla de 23.10% equivalente al 0.01155/año (Figura 197). Teniendo en cuenta el decreto 1626 de 2015, la amenaza por incremento del nivel freático (deslizamientos profundos) se clasifica como media.

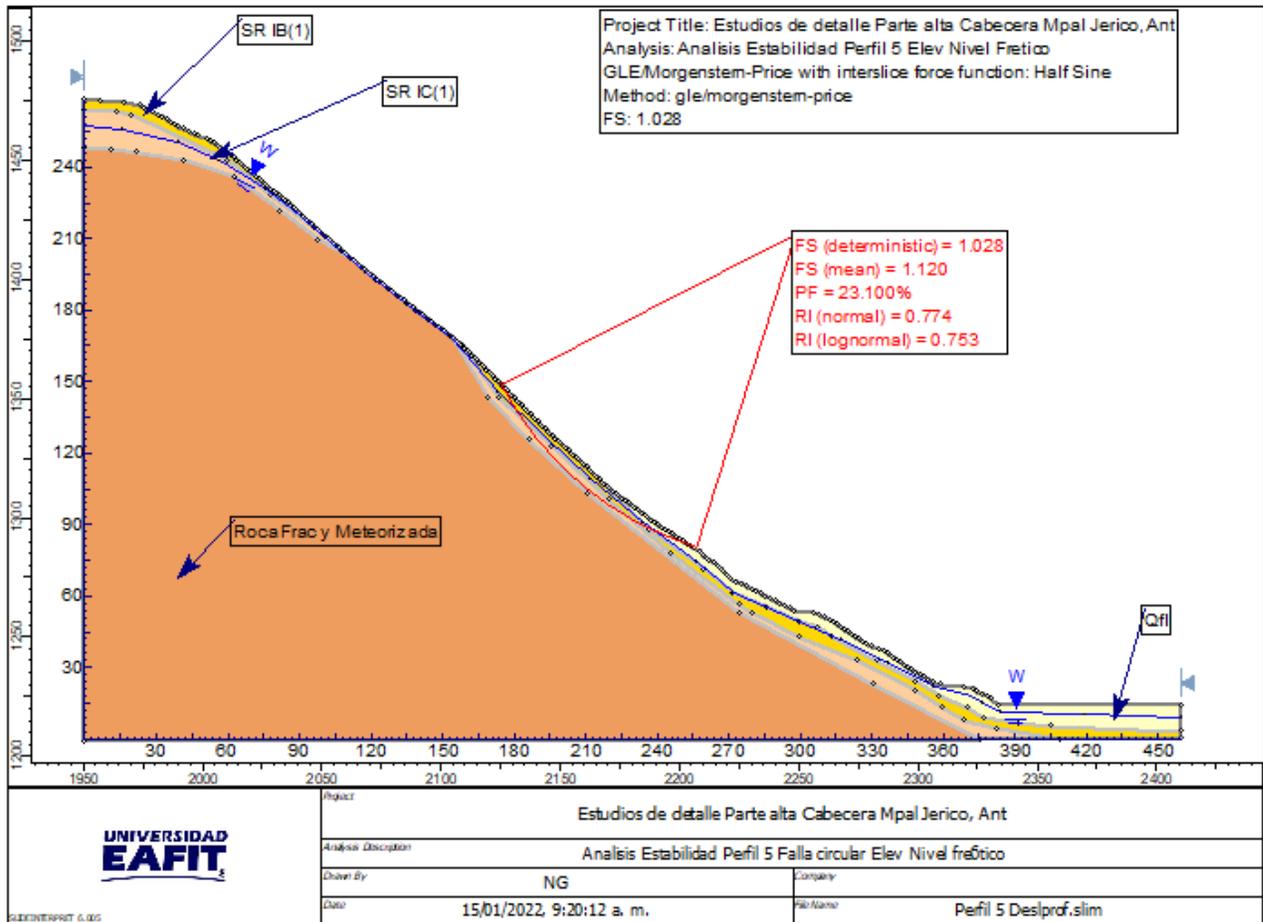


Figura 197. Análisis estabilidad Perfil 5. Condición proyectada. Deslizamientos profundos. Falla circular

Para el caso de la saturación de las capas superficiales, se consideró para el polígono de Estudio un frente húmedo de 2.0 m, para lo cual se definió una capa de suelo con este espesor a la que se adjudicó un ru de 0.50 que simula la saturación del material con lo cual se obtuvo para el perfil No 5, un factor de seguridad determinístico de 1.156, un factor de seguridad medio de 1.248 y una probabilidad de falla de 3.4% (Figura 198). De acuerdo con estos resultados la amenaza por saturación de capas superficiales (deslizamientos superficiales) se clasifica como media, pues la probabilidad de falla es de 0.00136/año, que se encuentra dentro del intervalo 0.0002 y 0.05.

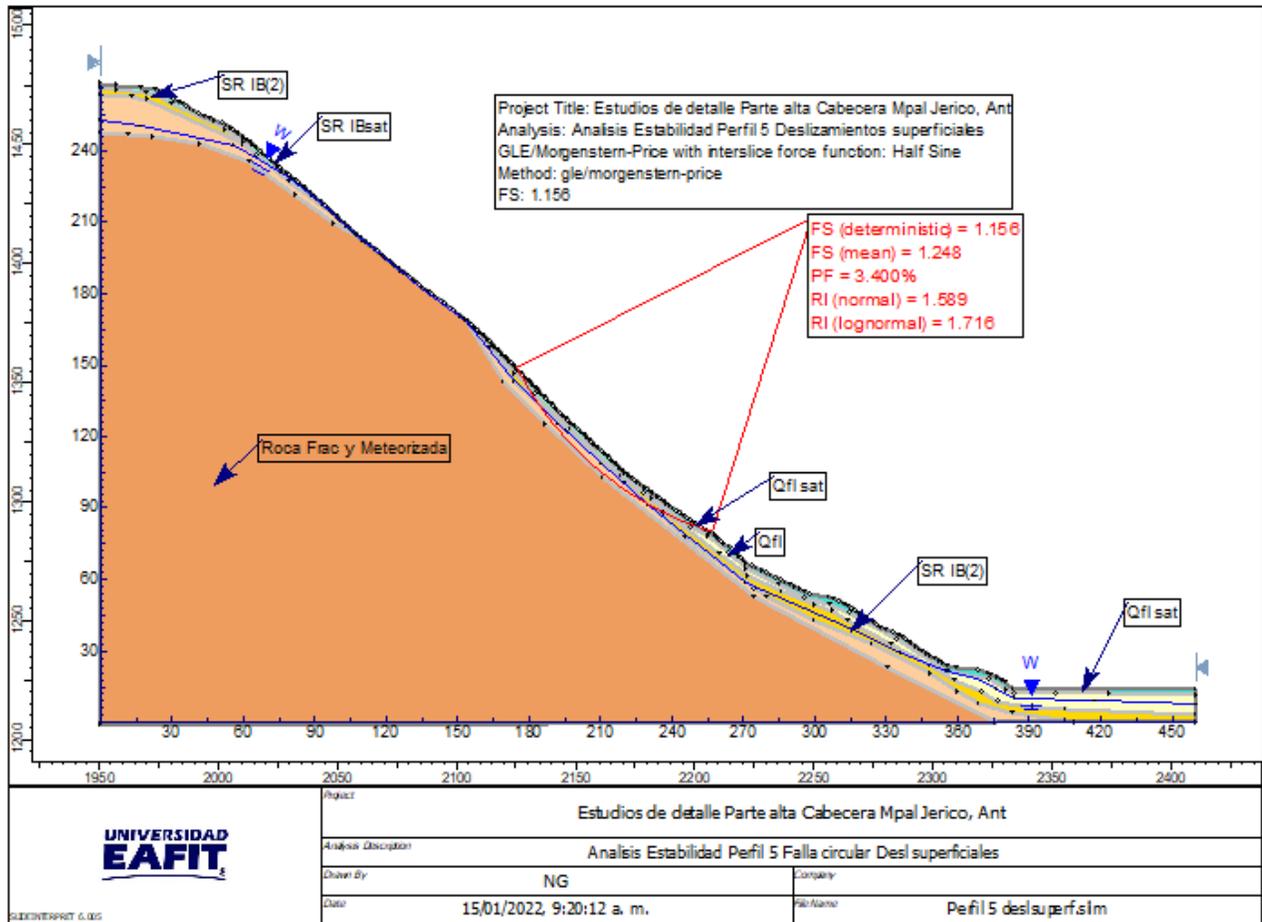


Figura 198. Análisis estabilidad Perfil 5 Condición proyectada. Deslizamientos superficiales. Falla circular

En la Tabla 87, se presenta el resumen de los resultados de estabilidad para los diferentes perfiles de análisis y la clasificación de amenaza para las distintas condiciones evaluadas en la situación actual. En la Tabla 88 se muestran los resultados de los análisis de estabilidad para la situación hipotética de elevación del nivel freático (deslizamientos profundos) y la saturación de capas superficiales (deslizamientos superficiales), así como y la clasificación de la amenaza por movimientos en masa.

Tabla 87. Factores de seguridad y amenaza condición actual

Condiciones actuales							
SECCIÓN	Estático			Seudoestático			
	F.S.	Probabilidad de falla (%)	Amenaza	F.S.	Probabilidad de falla (%)	PF/año	Amenaza
Perfil 1	1.070	21.73	Alta	0.621	98.58	0.00208	Media
Perfil 2	1.106	26.80	Alta	0.642	93.37	0.00197	Media
Perfil 3	1.076	22.70	Alta	0.693	80.40	0.00169	Media
Perfil 4	1.073	26.10	Alta	0.710	98.37	0.00207	Media

Condiciones actuales							
SECCIÓN	Estático			Seudoestático			
	F.S.	Probabilidad de falla (%)	Amenaza	F.S.	Probabilidad de falla (%)	PF/año	Amenaza
Perfil 5	1.173	2.90	Alta	0.785	90.40	0.00190	Media

Tabla 88. Factores de seguridad y amenaza condición proyectada

Condiciones proyectadas (elevación del N.F y saturación de capas superficiales)								
SECCIÓN	Elevación N. F.(mov. Profundos)				saturación capas superficiales (mov. superficiales)			
	F.S.	Probabilidad de falla(%)	PF/año	Amenaza	F.S.	Probabilidad de falla(%)	PF/año	Amenaza
Perfil 1	1.070	21.73	0.01087	Media	1.070	21.73	0.00869	Media
Perfil 2	1.106	26.80	0.01340	Media	1.106	26.80	0.01072	Media
Perfil 3	1.076	22.70	0.01135	Media	1.076	22.70	0.00908	Media
Perfil 4	1.047	32.70	0.01635	Media	1.070	26.60	0.01064	Media
Perfil 5	1.028	23.10	0.01155	Media	1.156	3.40	0.00136	Media

9. HIDROGEOLOGÍA

9.1 ÁREA DE ESTUDIO

La delimitación del área de estudio en proyectos hidrogeológicos parte de la definición de fronteras hidrogeológicas como drenajes, ríos y divisorias de cuencas y subcuencas hidrográficas, teniendo en cuenta los límites del área del proyecto. Preferiblemente, los límites de las cuencas de agua superficial se toman como unidad de análisis, aunque no siempre coinciden con las cuencas de agua subterránea (Singhal & Gupta, 2010).

La definición del área de estudio se realizó a partir de la cartografía base a escala 1:10.000 de la plancha 166-III-B4 y demás cartografía levantada en la zona de estudio a escala 1:250 por TYG Mediciones SAS. Con base en las curvas de nivel se generó un modelo digital de terreno (MDT) de 5 m x 5 m, que, junto con los drenajes permiten la delimitación de cuencas hidrográficas e identificación de fronteras hidrogeológicas.

El área de influencia se encuentra en la parte alta de la cabecera municipal de Jericó, en los sectores conocidos como Las Nubes, Los Aguacates y La Comba, al suroccidente de la cabecera municipal de Jericó (Antioquia), con un área de 0,5562 km² (55,62 ha). El polígono fue delimitado por divisorias de subcuencas hidrográficas, drenajes y cambios topográficos. El límite norte corresponde a la divisoria de la cuenca del río Piedras, el límite nororiental, corresponde a la divisoria de la subcuenca de la quebrada El Matadero, hacia el sur el área está limitada por fronteras impuestas principalmente por cambios de pendiente, mientras que al oriente el polígono sigue el drenaje permanente de la quebrada El Matadero y al occidente un drenaje intermitente sin nombre. En la Figura 199 se presenta el trazado del polígono que delimita el área de influencia hidrogeológica.

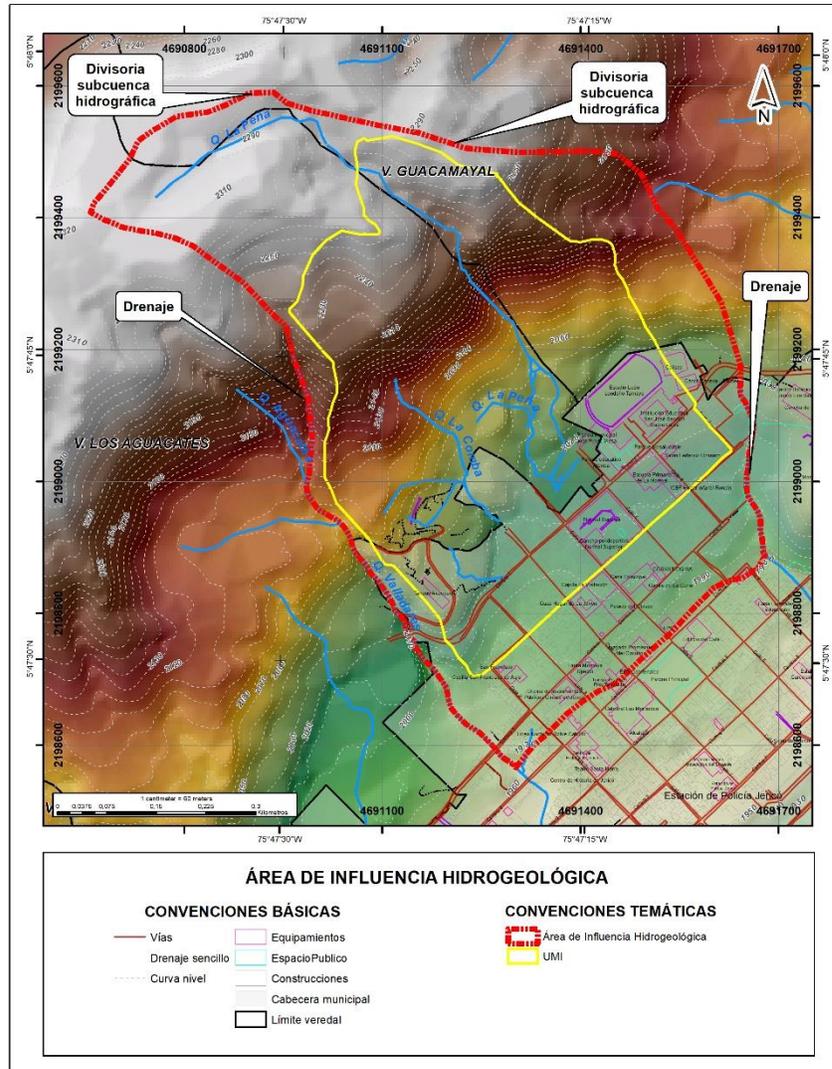


Figura 199. Definición de área de influencia para el componente hidrogeológico (polígono de color rojo).

9.2 DELIMITACIÓN DE ZONAS POTENCIALES DE RECARGA POR GEOFORMAS

Las zonas potenciales de recarga son áreas que por sus características físicas favorecen la infiltración de agua en el terreno, en este caso se determinan las condiciones geomorfológicas y topográficas que facilitan la entrada de agua superficial al subsuelo.

Con el objetivo de delimitar las zonas con potencial de recarga al interior de la zona de estudio, se evalúan las características geomorfológicas y topográficas, asumiendo que las geoformas con pendientes altas favorecen la escorrentía superficial y por lo tanto tienen menor potencial

de infiltración, mientras que las superficies de baja pendiente facilitan la infiltración de agua al subsuelo.

De esta manera y de acuerdo con el análisis de las pendientes presentado en el numeral de Condiciones Geológicas Locales del Área de Estudio, se establece que las zonas con pendientes suaves y muy suaves corresponden a áreas con alto potencial de recarga, las pendientes inclinadas se clasifican como zonas de potencial medio y las pendientes abruptas y escarpadas pertenecen a zonas de bajo potencial de recarga, como se muestra en la Tabla 89.

Tabla 89. Clasificación de los rangos de pendiente según la importancia en su contribución a la recarga.

Rango de pendientes			Contribución a la recarga potencial
0 – 3 %	0 - 2 °	Muy Suave	Alta
3 – 10 %	2 - 8 °	Suave	
10 – 25 %	8 - 14 °	Inclinada	Media
25 – 40 %	14 - 22 °	Muy inclinada	
40 – 60 %	22 - 31 °	Abrupta	Baja
60 – 100 %	31 - 45 °	Muy abrupta	
> 100 %	> 45 °	Escarpada	

En la Figura 200 se muestra la distribución espacial de esta categorización, se observa que las zonas de bajo potencial se concentran hacia el centro del polígono y las de alto y medio potencial, al norte y sur.

Hacia el norte del área de influencia hidrogeológica se observan zonas de alto y medio potencial en la parte alta de la microcuenca de la quebrada La Peña, afluente de la quebrada El Matadero, el área de alto potencial de recarga se ubica en la zona de nacimiento de este drenaje (de acuerdo con la cartografía base).

Al sur del polígono se pueden ver también áreas de alto y medio potencial asociadas a la zona urbanizada, por lo que se consideran impermeables debido a que este tipo de cobertura no permite la infiltración del agua.

La zona con potencial de recarga bajo por geoformas se presenta en una franja hacia el centro del polígono asociada a pendientes mayores a 22° y geoformas escarpadas.

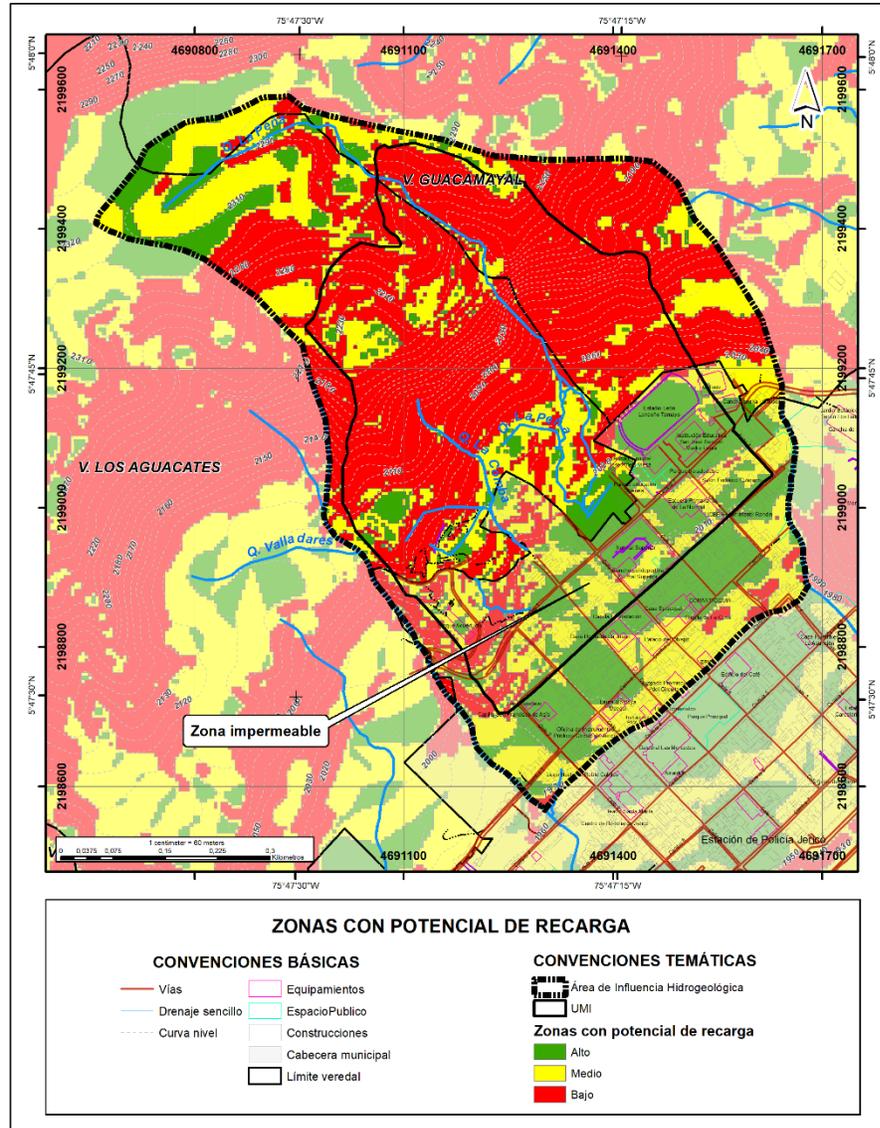


Figura 200. Zonas potenciales de recarga por geomorfología.

9.3 CARACTERIZACIÓN HIDROGEOLÓGICA DE PUNTOS DE AGUA SUBTERRÁNEA

Con el fin de conocer el tiempo de residencia relativos de las aguas subterráneas en la zona de estudio, y definir las líneas de flujo de agua, se realizaron recorridos dentro del área de influencia hidrogeológica los días 9 - 10 de diciembre de 2021 y 5 - 6 de enero de 2022, donde se visitaron los principales puntos de agua subterránea (nacimientos y piezómetros instalados) y puntos de agua superficial, tomando parámetros fisicoquímicos de campo con sonda multiparamétrica.

Para cada uno de los puntos reconocidos, se midieron los parámetros fisicoquímicos in situ (conductividad eléctrica - CE, temperatura - T, pH, sólidos disueltos totales - SDT y potencial redox), además de medición de caudal donde fue posible e identificación de la condición del punto (en uso o inactivo).

En total se registraron nueve (9) puntos, uno (1) de agua superficial (S1 – Q. La Comba), dos (2) nacimientos (NAC1 y NAC2) y seis (6) piezómetros (PZ1, PZ5, PZ6, PZ10, PZ11 y PZ13). En la Tabla 90 se presentan las coordenadas y parámetros fisicoquímicos in situ de los puntos de agua y en la

Tabla 91 se listan los niveles estáticos medidos en los piezómetros. En la Figura 201 se muestra la ubicación geográfica de todos los puntos. La caracterización fisicoquímica de los parámetros de campo como: pH, Conductividad Eléctrica (CE), Potencial de óxido reducción (ORP), Temperatura (T), Sólidos Disueltos Totales (SDT), se realizó con una sonda multiparamétrica marca Hanna HI9828 (Figura 202).

En la mayoría de los puntos, el agua es incolora, inolora y de apariencia clara, con excepciones en los piezómetros PZ5 y PZ6 donde se observó de coloración amarilla y olor a combustible, probablemente por los trabajos de perforación. Los nacimientos y el punto de agua superficial no tienen captación (uso: inactivo) y los piezómetros son usados para actividades de monitoreo en el marco de este proyecto. Fue posible medir el caudal por aforo volumétrico en los puntos NAC2 y S1 (Q. La Comba), con valores de 3 l/s y 8,2 l/s, respectivamente. En la Figura 203 se muestran algunas fotografías de los puntos visitados y a continuación, se presenta una descripción de los parámetros fisicoquímicos medidos en campo.

Tabla 90. Listado de los puntos de agua inventariados. Sistema de coordenadas MAGNA Colombia origen Nacional. Fuente: elaboración propia.

ID	X [m]	Y [m]	Cota [m s.n.m]	Tipo Punto	Condición	T [°C]	CE [μS/cm]	pH	SDT [ppm]	Redox [mV]	OD [ppm]
S1	4691241	2198981	2.035	Agua superficial	Inactivo	20,6	40	7,2	20	91,8	3,9
NAC1	4691315	2199096	2.032	Nacimiento	Inactivo	19,7	118	6,2	59	97	1,9
NAC2	4691135	2198949	2.054	Nacimiento	Inactivo	20,9	114	6,0	57	131,1	3,1
PZ1	4691096	2198982	2.088	Piezómetro	Monitoreo	21,3	234	6,5	117	-146,9	0,7
PZ5	4691253	2198928	2.010	Piezómetro	Monitoreo	19,9	249	7,1	125	-16,2	0,9
PZ6	4691118	2199275	2235	Piezómetro	Monitoreo	19,6	17*	4,8	8*	277,9	2,4
PZ10	4691333	2199035	2.022	Piezómetro	Monitoreo	20,1	142	6,1	71	91,2	0,9
PZ11	4691248	2199438	2266	Piezómetro	Monitoreo	22,1	105*	6,5	52*	-19,9	1,6
PZ13	4691417	2199188	2.039	Piezómetro	Monitoreo	19,3	919	5,6	460	100,1	1,0

ID	X [m]	Y [m]	Cota [m s.n.m]	Tipo Punto	Condición	T [°C]	CE [μS/cm]	pH	SDT [ppm]	Redox [mV]	OD [ppm]
----	-------	-------	----------------	------------	-----------	--------	------------	----	-----------	------------	----------

* Estos valores pueden ser anómalos por aparente contaminación con químicos del proceso de perforación e inestabilidad de la sonda multiparamétrica durante la medición.

Tabla 91. Niveles estáticos medidos en las dos campañas de campo.

Punto	Nivel estático [m]		
	Campaña 1 - 09/12/2021	Campaña 2 - 05/01/2022	Campaña 3 - 21/02/2022
PZ1	8,78	9,77	8,74
PZ5	5,37	5,58	5,75
PZ6	12,5	12,75	Seco
PZ10	2,33	2,75	2,8
PZ11	16,8	16,54	16,87
PZ13	2,41	2,27	2,44

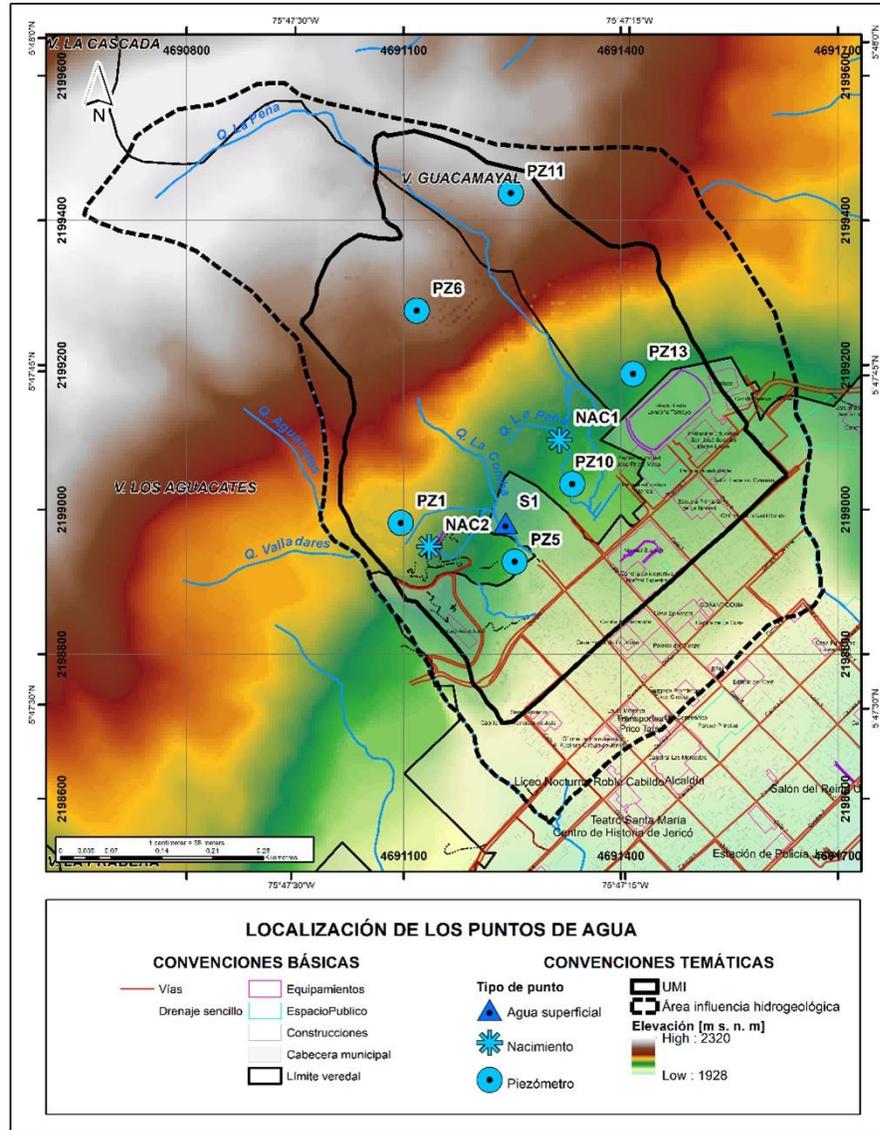


Figura 201. Ubicación de los puntos de agua caracterizados. Fuente: elaboración propia.



Figura 202. Equipo multiparamétrico utilizado para la medición de los parámetros en campo.



Figura 203. Fotos de los puntos de agua inventariados.

9.3.1 TEMPERATURA (T)

La temperatura en el agua subterránea tiene poca variación y juega un papel esencial en la composición del agua y el cambio en la concentración de las sustancias debido a que influye en la solubilidad de diferentes sales en el agua (Velez et al., 2011).

La temperatura en todos los puntos oscila entre 19,34°C y 22,09°C. El promedio de temperatura es de 20,38°C. Las horas de medición están entre las 8 am y las 4 pm. En la Figura 204 se observa la distribución de valores de temperatura para los puntos inventariados. Este parámetro no presenta variaciones significativas.

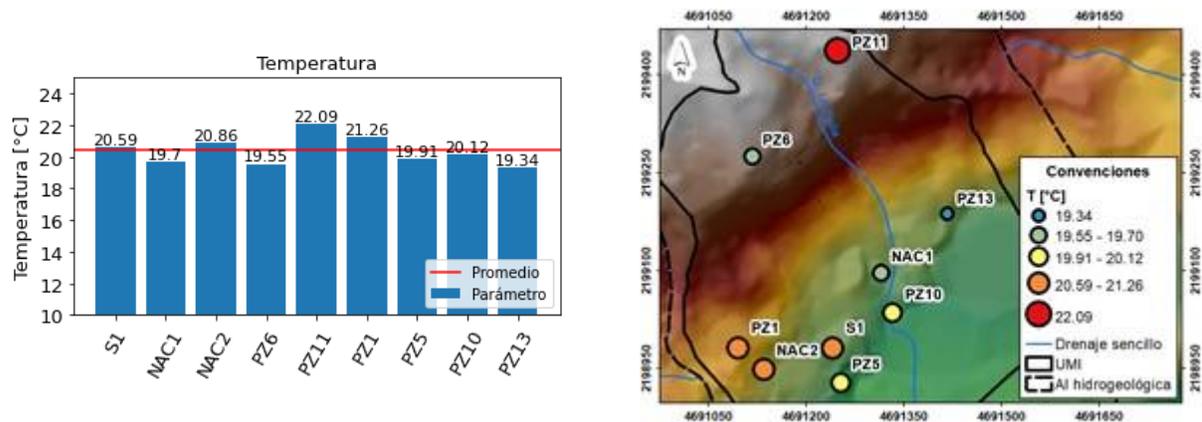


Figura 204. Distribución de valores de temperatura. Fuente: elaboración propia

9.3.2 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA (CE)

La conductividad eléctrica es la habilidad de una solución para permitir el paso de corriente eléctrica, se incrementa con la temperatura y con el contenido de iones disueltos (Velez et al., 2011). La conducción de cargas eléctricas se da por especies cargadas eléctricamente (iones), que se encuentran disueltos en el agua, por lo tanto, a mayor conductividad eléctrica mayor es la concentración de iones y de sólidos disueltos (Domenico & Schwartz, 1997).

La conductividad eléctrica en los puntos registrados es variable, con valores que van desde 17 hasta 919 $\mu\text{S}/\text{cm}$, con un promedio general de 215,33 $\mu\text{S}/\text{cm}$. En la Figura 205 se observa que los menores valores corresponden al punto de agua superficial (40 $\mu\text{S}/\text{cm}$) y a los piezómetros de la parte alta (PZ6 y PZ11: 17 y 105 $\mu\text{S}/\text{cm}$), los nacimientos tienen valores medios de 114 y 118 $\mu\text{S}/\text{cm}$, mientras que los piezómetros de la parte baja exhiben los valores más altos entre 142 y 919 $\mu\text{S}/\text{cm}$.

En general, conductividades entre 7 y 100 $\mu\text{S}/\text{cm}$ se consideran bajas y correspondientes a agua lluvia que se infiltra en el suelo y no permanece mucho tiempo en el medio subterráneo, es decir, los tiempos de residencia son muy bajos (Domenico & Schwartz, 1997). En este caso, en el punto superficial y los dos piezómetros de la parte alta (PZ6 y PZ11), de menor

conductividad eléctrica, se evidencia una mayor relación con agua lluvia y los valores de los nacimientos indican poca permanencia en el subsuelo que pueden estar asociados con flujos subsuperficiales de agua que se infiltra y aflora rápidamente en superficie.

En el caso de los piezómetros de la parte baja, se puede inferir que, en general, el tiempo de residencia en el medio subterráneo es mayor que para los demás puntos de agua, con flujos asociados a los depósitos de vertiente y el suelo residual del Miembro volcánico de la Formación Combia, de acuerdo con la ubicación de las ranuras. El valor más alto registrado en el PZ13 puede ser debido a la composición de los materiales litológicos con los que interactúa el agua en este punto.

De acuerdo con los resultados de conductividad, el agua que aflora en los piezómetros de la parte baja tiene un tiempo de residencia mayor, lo que indica que en la zona puede haber presencia de flujos regionales que posiblemente viajan desde la parte alta de la zona de estudio, se infiltra y descarga en la parte baja del área.

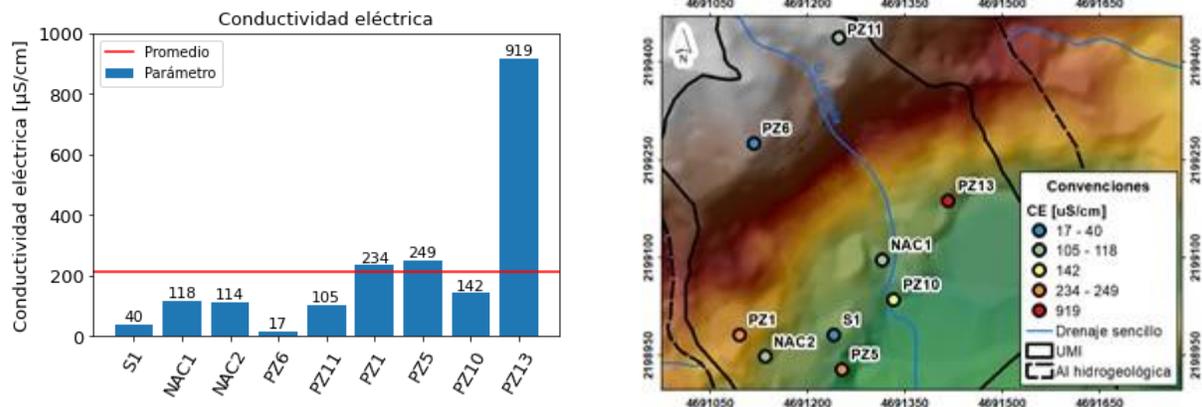


Figura 205. Distribución de valores de conductividad eléctrica. Fuente: elaboración propia.

9.3.3 SÓLIDOS DISUELTOS TOTALES (SDT)

Los sólidos disueltos totales son una medida de la concentración total de iones disueltos totales (Velez et al., 2011). Están relacionados directamente con la capacidad del agua y del medio por el que esta fluye, para naturalmente ceder minerales de la roca al agua, es decir a mayor cantidad de sólidos disueltos en el agua, mayor es la capacidad de la roca para ceder minerales (solubilidad de los minerales) y mayor es la capacidad del agua para albergar estos compuestos.

El agua al estar en contacto con el medio sea superficial o subterráneo contiene materiales sólidos entre los que se encuentran los sólidos disueltos totales, que se refieren al material disuelto por el agua, es decir los sólidos que se encuentran inmersos en solución. Los valores de SDT oscilan entre 8 y 460 mg/L con un promedio de 107,67 mg/L.

En la Figura 206 se presenta la distribución de valores de SDT de los puntos inventariados y se observa la relación directa con los valores de conductividad eléctrica.

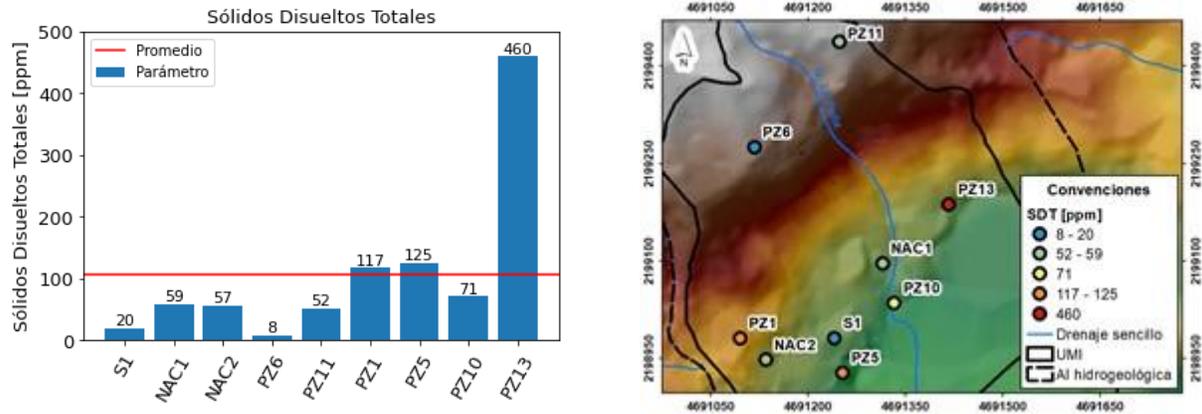


Figura 206. Distribución de valores de sólidos disueltos totales. Fuente: elaboración propia.

9.3.4 POTENCIAL DE HIDRÓGENO (pH)

El pH representa una medida de la concentración de iones de hidrógeno, relacionada con el carácter del agua: ácido ($\text{pH} < 7$), neutro ($\text{pH} = 7$) o básico ($\text{pH} > 7$) (Velez et al., 2011). En los puntos visitados varía entre 4,76 y 7,23 unidades de pH, con un promedio de 6,24, lo que indica que las aguas de los puntos visitados tienen un pH ligeramente ácido y neutro. En la Figura 207 se muestra la distribución de los valores tomados.

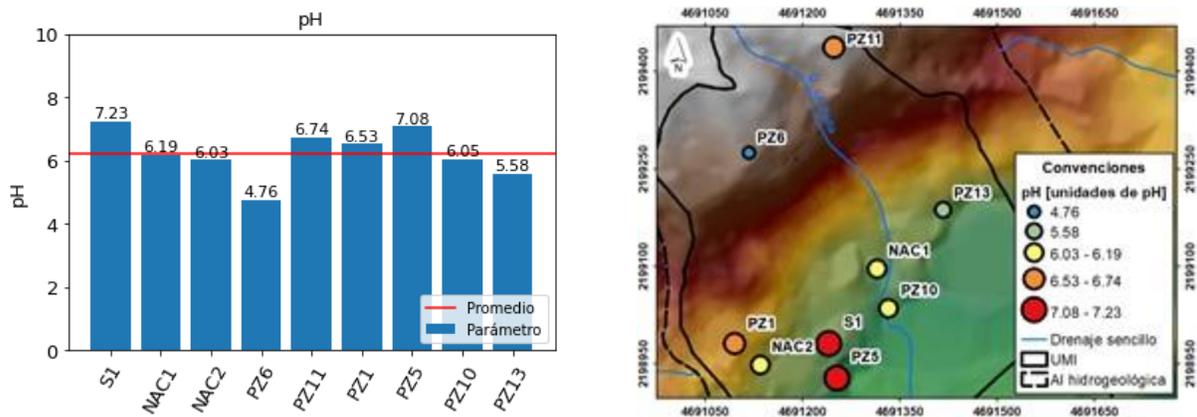


Figura 207. Distribución de valores de pH. Fuente: elaboración propia.

Existe una relación entre el pH y la forma de carbono inorgánico (carbonato o bicarbonato) que se espera encontrar en el agua, según las curvas propuestas por Schwarzenbach & Meier (1958), como se muestra en la Figura 208. En el gráfico se observa que para pH entre 6,38 y

10,38 la especie carbonatada predominante es el ion bicarbonato (HCO_3^-), para valores de pH menores a 6,38 hay una mezcla entre ácido carbónico (H_2CO_3^*) y bicarbonato, mientras que para valores mayores de 10,38 la mezcla es entre bicarbonato y carbonato (CO_3^{2-}). A valores de pH iguales a 4, la especie dominante casi en un 100% es el ácido carbónico, para pH de 8,3 es el bicarbonato y para pH de 12 el carbonato. Según los parámetros medidos, en la zona de estudio predomina el ion bicarbonato, seguido de una mezcla entre ácido carbónico y bicarbonato.

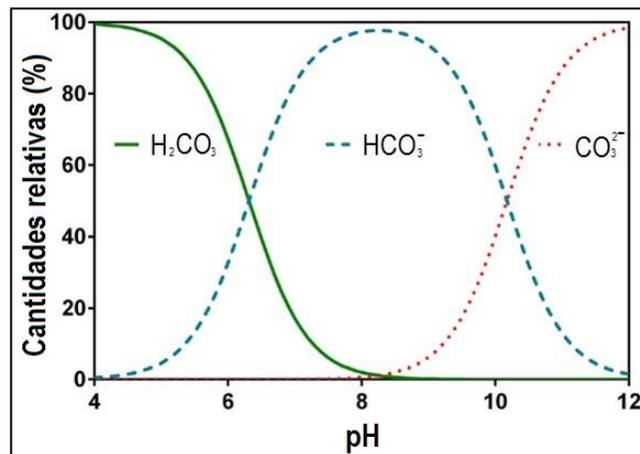


Figura 208. Cantidad relativa de carbono inorgánico en función del pH. Fuente: tomado de Schwarzenbach & Meier (1958).

9.3.5 POTENCIAL DE ÓXIDO REDUCCIÓN (Eh) Y OXÍGENO DISUELTO (OD)

El potencial de óxido reducción (ORP) es una propiedad termodinámica que indica el tipo de reacciones que se pueden dar desde el punto de vista del equilibrio entre los componentes del agua. El contenido de oxígeno disuelto sirve como un indicador de las condiciones bioquímicas del agua en un lugar y momento determinado (IGME, 1985). El suelo tiene la capacidad de generar cantidades relativamente grandes de ácido y de consumir gran parte o la totalidad del oxígeno disuelto disponible en el agua que se infiltra en él, por procesos de oxidación de la materia orgánica en la parte superior de la zona no saturada (Freeze & Cherry, 1979; IGME, 1985).

En zonas de recarga, el agua suele tener potencial redox “alto”, significando agua de ambiente oxidante, dada la presencia del oxígeno disuelto proveniente del agua lluvia (valores mayores de OD), la cual estuvo en contacto con el oxígeno atmosférico, sin embargo, a medida que el agua realiza su recorrido hacia las zonas de descarga, el potencial redox disminuye, ya que el oxígeno disuelto es consumido en las distintas reacciones de oxidación durante su tránsito (valores bajos de OD). En las capas orgánicas del suelo, la oxidación de la materia orgánica generalmente elimina la mayoría del oxígeno disuelto, este proceso hace que el potencial redox disminuya (Freeze & Cherry, 1979). Los valores negativos de ORP indican un ambiente reductor, el cual se da generalmente porque el agua ha presentado una alta interacción con el medio geológico.

Los valores más altos de oxígeno disuelto en el agua subterránea se pueden con zonas de recarga y tiempos de residencia cortos donde no se ha consumido el oxígeno disuelto debido a una infiltración rápida y reciente, mientras que los valores bajos indican mayor tránsito del agua en el subsuelo.

En este caso, como se observa en la Figura 209 los valores de ORP oscilan entre -146,9 y 277,9 mV, con un promedio general de 67,34 mV, lo que indica una mezcla de ambiente oxidante y reductor y no es clara la relación entre los puntos y los valores medidos. Por el contrario, para el caso de los valores de oxígeno disuelto registrados (Figura 210), se puede ver la diferencia entre los valores de los nacimientos y el agua superficial con los valores de los piezómetros.

El punto de agua superficial, los nacimientos y los piezómetros de la parte alta (PZ6 y PZ11) presentan mayores registros (1,6 a 3,94 ppm o mg/L) de los que se infieren tiempos cortos de residencia en el subsuelo coherentes con los tipos de puntos más relacionados con el carácter oxidante del agua lluvia. En los piezómetros de la parte baja los valores medidos son menores (0,65 a 0,97 ppm o mg/L) relacionados con un mayor consumo del oxígeno disuelto en un tránsito más prolongado en el subsuelo.

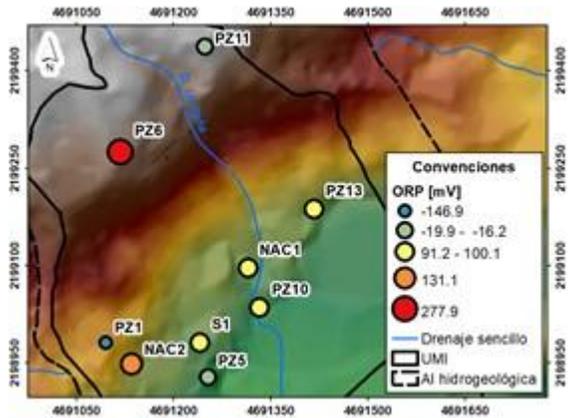
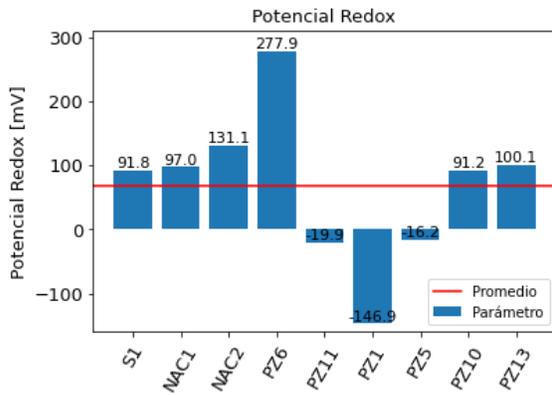


Figura 209. Distribución de valores de potencial de óxido reducción. Fuente: elaboración propia.

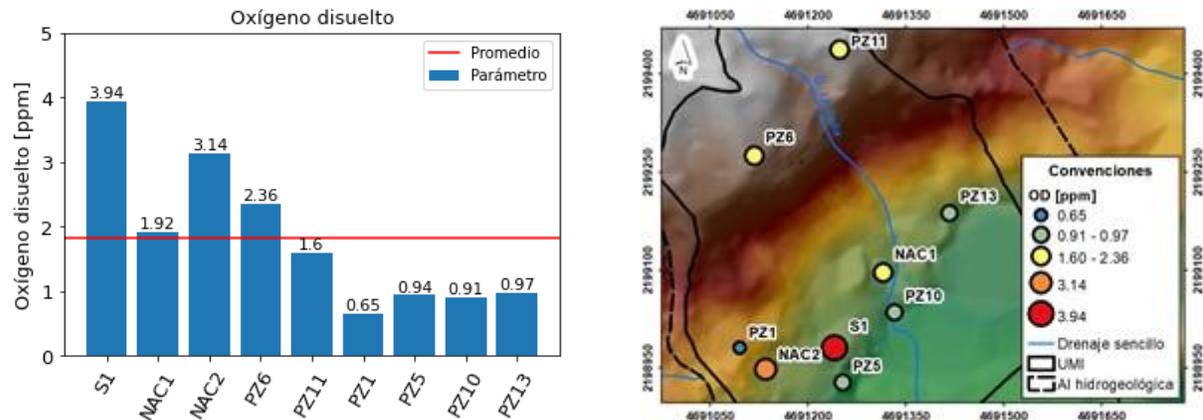


Figura 210. Distribución de valores de oxígeno disuelto. Fuente: elaboración propia.

Por la ubicación de los puntos de agua registrados, en la parte baja de la zona de estudio, en el pie del escarpe, se deduce que los puntos corresponden a descarga de agua subterránea que probablemente proviene de agua lluvia que se infiltra en la parte alta en las zonas con mayor potencial de recarga y aflora en el pie del escarpe favorecida por el cambio de pendiente. Los valores bajos de conductividad eléctrica y altos de oxígeno disuelto en los piezómetros de la parte alta (PZ6 y PZ11) indican condiciones de poco tránsito que se asocian a zonas de recarga.

Se infiere que los nacimientos corresponden a flujos locales subsuperficiales de agua lluvia que se recarga en la parte alta y aflora en superficie (parte baja) después de tiempos de residencia cortos, mientras que el agua de los piezómetros de la parte baja posiblemente se relacione con flujos de agua subterránea de mayor profundidad, con un mayor tránsito e interacción con el medio subterráneo donde ha habido un mayor consumo del oxígeno disuelto.

9.4 EVALUACIÓN HIDRÁULICA

Con el fin de determinar el potencial para almacenar y permitir el flujo de agua de las unidades geológicas presentes en la zona se evalúan los valores de conductividad hidráulica según el tipo de material que constituye cada unidad litológica.

Los valores de permeabilidad se pueden obtener realizando ensayos in situ y en caso de que no se cuente con información primaria se toman valores de referencia citados en la literatura. En este caso se realizaron tres (3) ensayos slug test en los piezómetros PZ5, PZ10 y PZ13, entre los días 9 y 10 de diciembre de 2021, con el objetivo de determinar la conductividad hidráulica de los materiales más superficiales captados por los piezómetros.

9.4.1 ENSAYOS SLUG TEST

El ensayo Slug Test consiste esencialmente en medir la recuperación de la carga hidráulica ante una perturbación volumétrica del nivel piezométrico (Butler, 1997). Para ello se registra el nivel estático del piezómetro, posteriormente se vierte un volumen determinado de agua y se mide el tiempo que toma en recuperar el nivel estático inicial.

A partir de este ensayo se obtienen los parámetros hidrodinámicos del acuífero como la conductividad hidráulica (k) y eventualmente la transmisividad (T). Estos parámetros tienen una validez local; es decir un radio de influencia alrededor del piezómetro (aproximadamente el espesor del acuífero) (Butler, 1997). Además, puede suceder que el material fino dentro de las ranuras del piezómetro altere los valores de dichos parámetros.

Este método se basa en teorías que ignoran las fuerzas de inercia tanto en el acuífero como en el pozo: se supone que el nivel del agua en el pozo regresa al nivel de equilibrio de manera exponencial; sin embargo, cuando se realizan slug test en acuíferos altamente permeables o en pozos profundos, entran en juego los efectos de la inercia y el nivel del agua en el pozo puede oscilar después de un cambio instantáneo en el nivel del agua (Kruseman & Ridder, 1990).

Los métodos comúnmente usados son el de Hvorslev (1951) y el de Bouwer & Rice (1976) para acuíferos libres o confinados y para pozos parcial o totalmente penetrantes (Zabala et al., 2006) y el método de Cooper et al. (1967), para acuíferos confinados (Kruseman & Ridder, 1990).

- *Metodología*

Los ensayos Slug Test tienen como objetivo principal presentar los resultados de las características hidráulicas de los materiales, donde se presentan los datos de permeabilidad y transmisividad obtenidos a partir de la aplicación de métodos ampliamente referenciados y utilizados en hidrogeología para el cálculo de propiedades hidráulicas del subsuelo. Por tal motivo, en el presente numeral se presenta la metodología utilizada y los datos fuentes con los que se obtuvieron los resultados.

Como insumos para la realización de los ensayos se cuenta, generalmente, con una sonda de nivel, equipo datalogger y dos recipientes. Para la ejecución de los ensayos en primer lugar, se procede a la medición del nivel estático con la ayuda de una sonda de nivel. Posteriormente se configura el datalogger para la toma de datos cada intervalo de tiempo determinado, este equipo se instala a una profundidad determinada con el fin de medir la variación de la carga hidráulica durante todo el ensayo.

Para el inicio de la prueba se registra la profundidad de instalación del datalogger, la hora de inicio del ensayo y el volumen a verter dentro del piezómetro. Después de dicho vertimiento

se monitorea el nivel dinámico con la ayuda de la sonda de nivel.

Para el análisis de los datos, inicialmente se clasifican los valores que son determinantes dentro de la prueba y se grafica el gradiente hidráulico versus el tiempo, que muestra una curva en forma de “campana”. El punto máximo de la curva representa el fin de la perturbación volumétrica y la curva de descenso indica el restablecimiento del nivel piezométrico inicial.

Para el análisis e interpretación de los datos se requiere que sean válidas las siguientes hipótesis teóricas. Estas hipótesis también son empleadas para pruebas de bombeo con las cuales han sido deducidas las ecuaciones de hidráulica de pozos:

- El pozo (piezómetro) penetra totalmente en el acuífero.
- El acuífero es horizontal y de extensión infinita.
- El acuífero es homogéneo e isotrópico.
- El flujo es radial desde o hacia el pozo (piezómetro).

Si el material geológico corresponde a suelo residual se asume como un acuífero libre y se adopta entonces el método de interpretación de Hvorslev. El método de Hvorslev (1951) consiste en el cálculo de la conductividad hidráulica (K) de un acuífero (Butler, 1997), basado esencialmente en datos específicos del piezómetro utilizado y el espesor del acuífero, como se indica en la siguiente ecuación:

$$K = \frac{2.65 r_c^2}{D t_{0.37}}$$

Donde, r_c : radio del piezómetro; D : espesor del acuífero; $t_{0.37}$: tiempo en el que $H(t)/H(0) = 0.37$; $H(t)$: desplazamiento de la columna de agua en el tiempo t ; $H(0)$: desplazamiento total de la columna de agua.

Una vez determinados los valores de recuperación y teniendo en cuenta las hipótesis teóricas, se interpretan los datos en el software *AquiferTest 2016* (desarrollado por Waterloo HYDROGEOLOGIC), considerando parámetros como diámetro del piezómetro, nivel estático, nivel dinámico final y espesor del acuífero. Finalmente, se obtiene la conductividad hidráulica (K) para los materiales captados por los piezómetros.

- **Resultados**

De acuerdo con la selección de los valores de recuperación y teniendo en cuenta las hipótesis teóricas, se interpretaron los datos en el software *AquiferTest 2016.1* (desarrollado por Waterloo HYDROGEOLOGIC). Dicha interpretación se efectuó por el método de Hvorslev con parámetros como diámetro del piezómetro, nivel estático, nivel dinámico final y espesor del acuífero. A partir de esta metodología se estiman los parámetros hidráulicos del medio subterráneo como la conductividad hidráulica y la transmisividad. Mediante la ejecución de las pruebas slug test no es posible obtenerse el coeficiente de almacenamiento a falta de un pozo

de observación, es por eso que los datos obtenidos para este parámetro no son representativos.

A continuación, en la Tabla 92 se presentan los niveles estáticos registrados antes de las pruebas, la ubicación de los ensayos se puede ver en la Figura 211 y en la Figura 212 se muestran fotografías de la realización de los ensayos en campo. Posteriormente se presentan los resultados de los análisis, el cálculo de los parámetros se presenta en el Anexo 5.

Tabla 92. Ubicación y características de los piezómetros. Sistema de coordenadas MAGNA Colombia origen Nacional.

Piezómetro	X [m]	Y [m]	Z [m s.n.m]	Profundidad [m]	Nivel estático [m]
PZ5	4.691.253	2.198.928	2.010	10,5	5,72
PZ10	4.691.333	2.199.035	2.022	16,5	2,58
PZ13	4.691.417	2.199.188	2.039	16	2,68

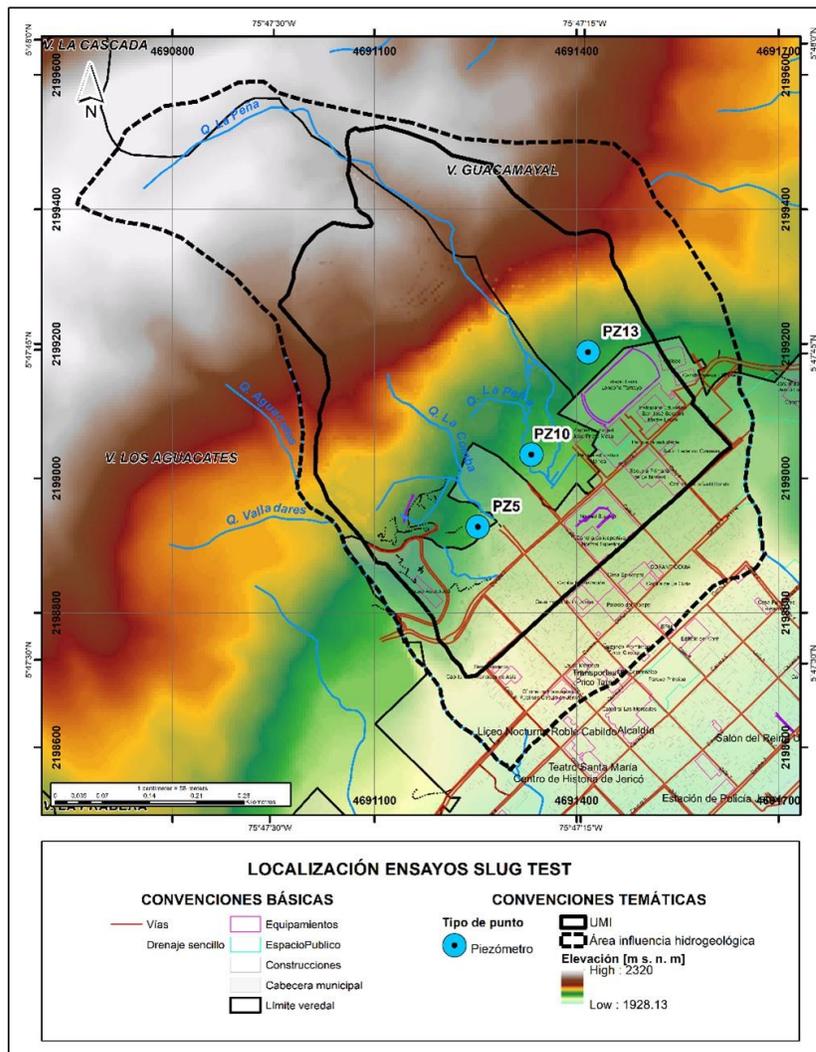


Figura 211. Ubicación de los piezómetros en los que se realizaron los ensayos slug test.



Figura 212. Ejecución en campo de los ensayos SlugTest.

a) *Piezómetro PZ5*

El piezómetro PZ5 tiene una profundidad de 10,15 m y se encuentra ranurado en el horizonte de suelo residual y saprolito del Miembro volcánico de la Formación Combia, como se observa en el diseño de la Figura 213. Para la prueba Slug Test realizada el día 10 de diciembre de 2021 se registró un nivel estático de 5,72 m. El volumen de agua vertido fue de 10,5 litros y la instalación del datalogger se hizo a una profundidad de 6 m.

La prueba tuvo una duración de 4 minutos; sin embargo, la recuperación se dio en un intervalo de tiempo de 12 segundos (Figura 214). La curva resultante, la conductividad hidráulica y la transmisividad obtenidas, se presentan en la Figura 215 y Figura 216.

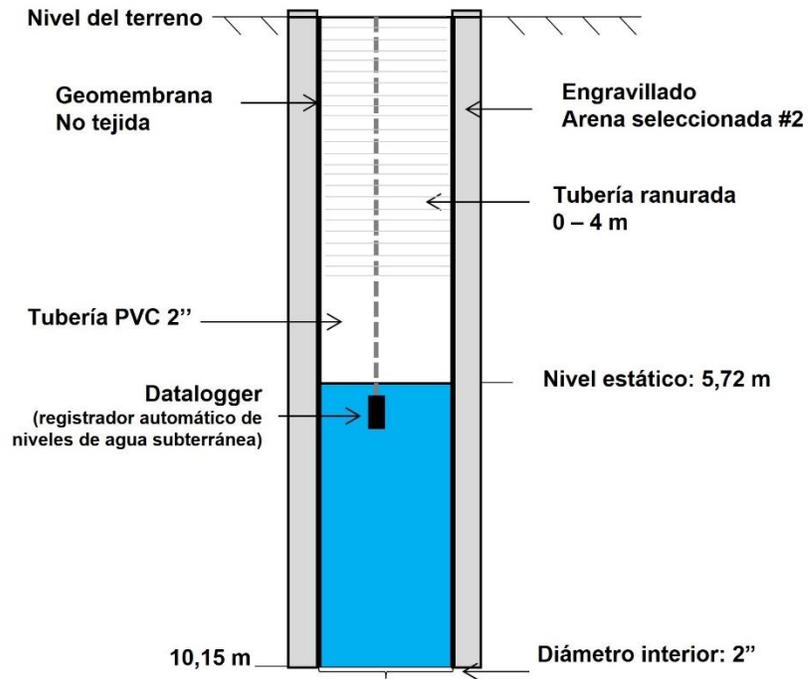


Figura 213. Esquema del piezómetro PZ5.

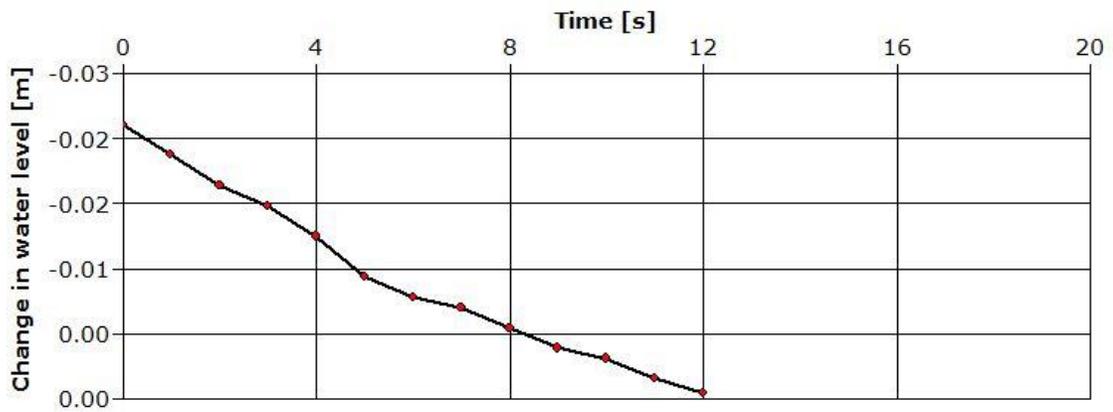


Figura 214. Gráfico de abatimiento vs tiempo para el slug test 2_Pz-5.

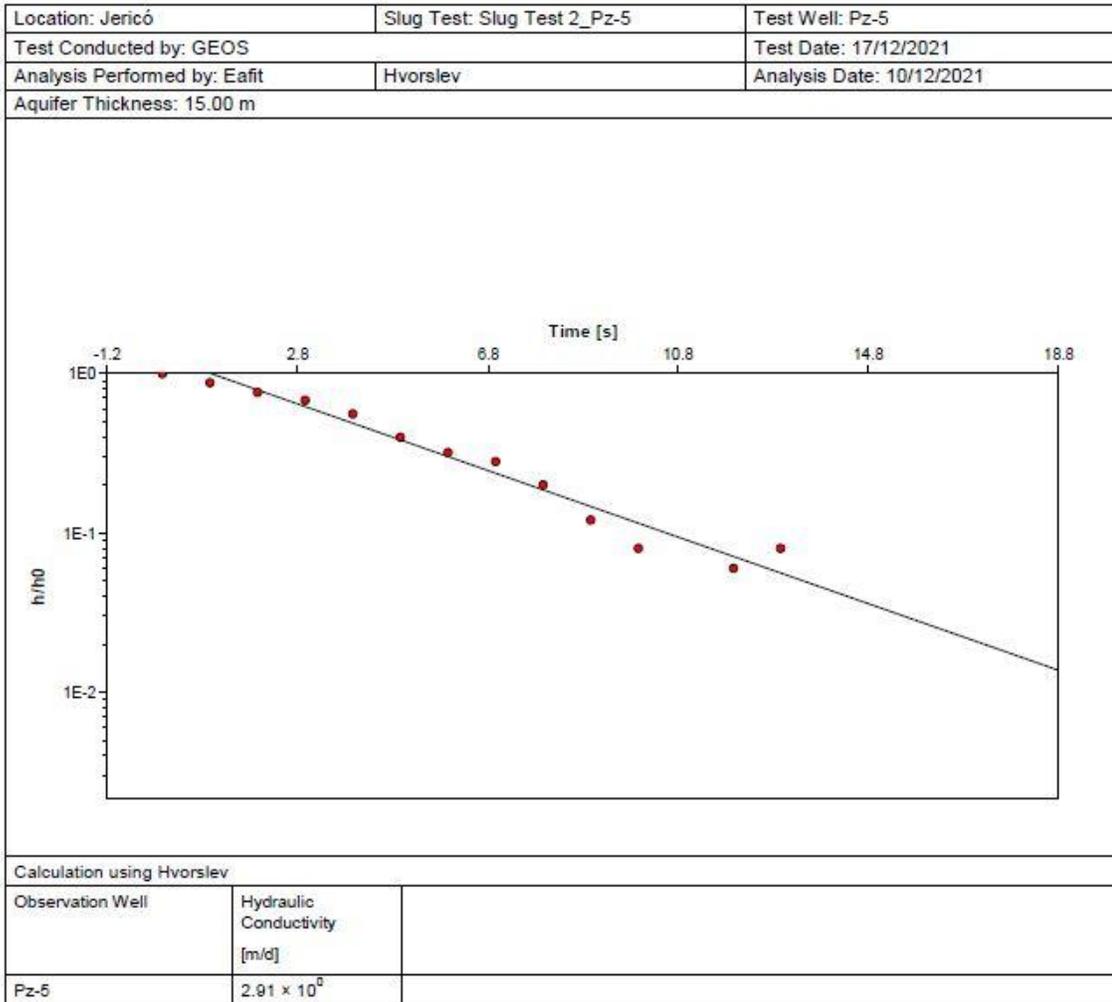


Figura 215. Slug Test PZ5 interpretado por el método de Hvorslev.

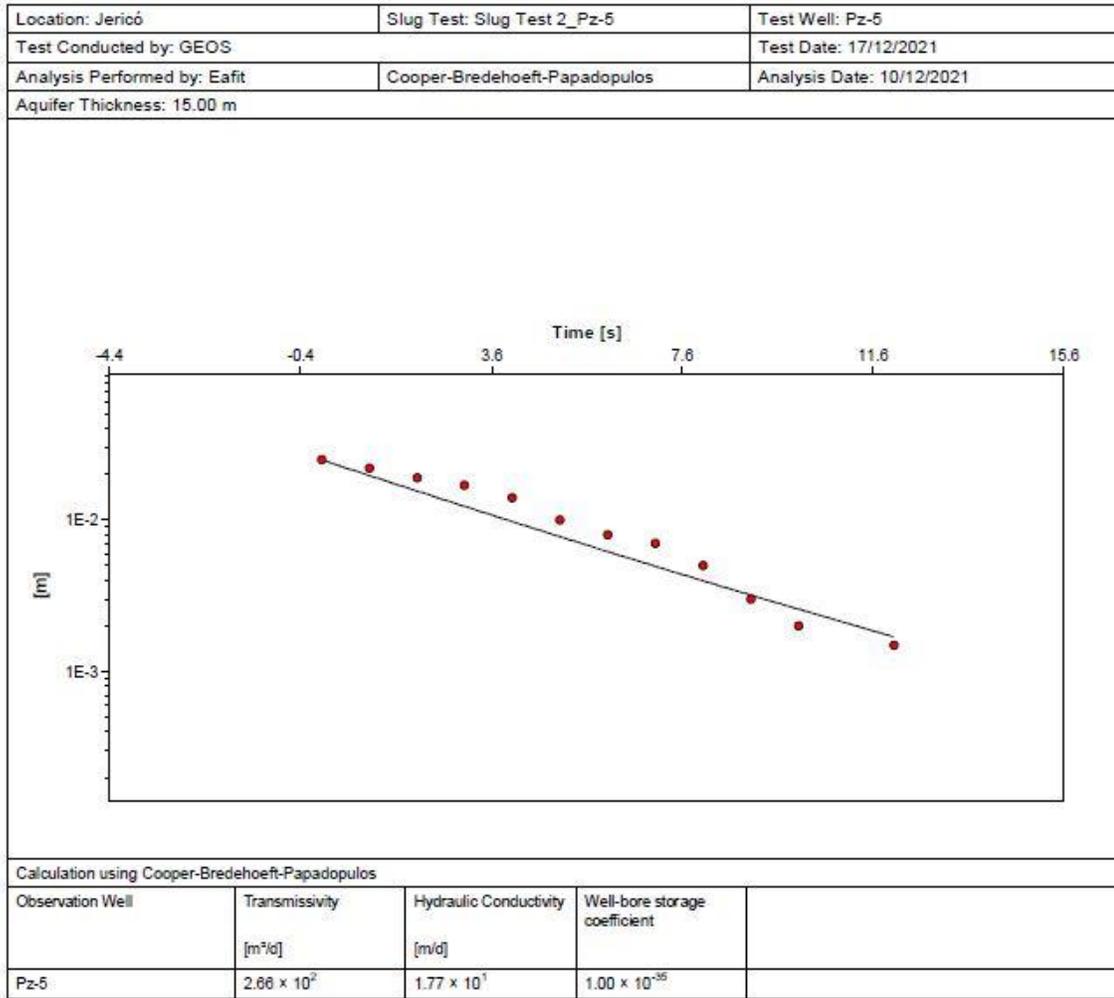


Figura 216. Slug Test PZ5 interpretado por el método de Cooper-Bredehoeft-Papadopulos.

b) *Piezómetro PZ10*

El piezómetro PZ10 tiene una profundidad de 16,45 m con ranurado en los primeros 7 metros de depósito de vertiente (flujo de lodos) (Figura 217). La prueba Slug Test fue realizada el día 9 de diciembre de 2021, se registró un nivel estático de 2,58 m. El piezómetro fue llenado con 13 L y la instalación del datalogger se hizo a una profundidad de 3,5 m con mediciones cada 30 segundos.

La prueba tuvo una duración de 19 minutos. En el análisis se tuvo en cuenta un intervalo de recuperación de 6 minutos con un nivel dinámico de recuperación de 2,57 m (Figura 218). En la Figura 219 y Figura 220 se presentan las curvas resultantes, la conductividad hidráulica y la transmisividad obtenida.

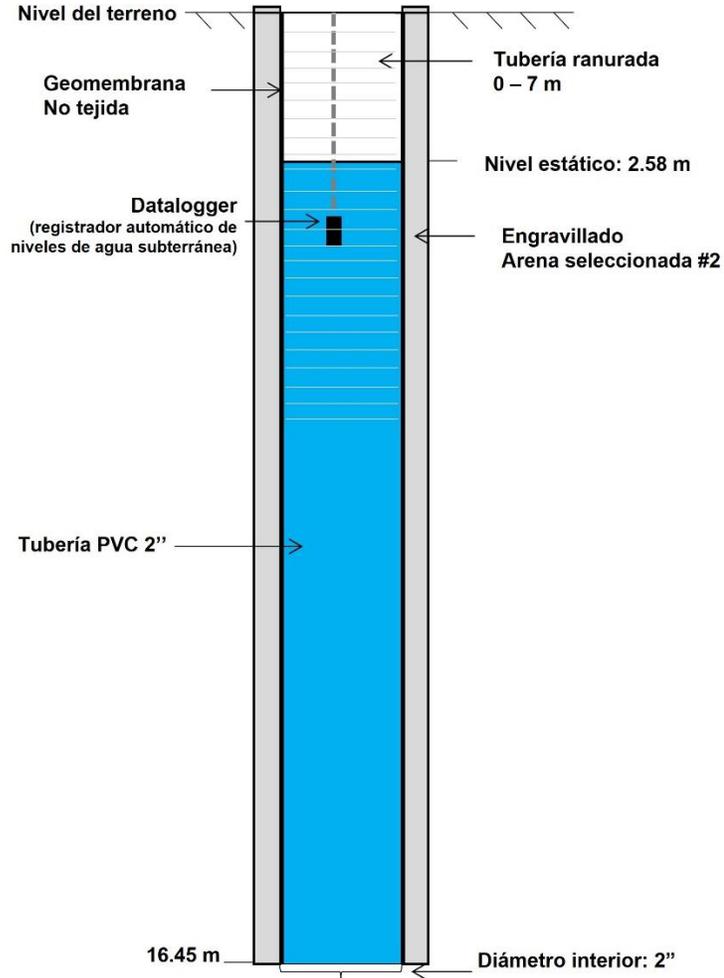


Figura 217. Esquema del piezómetro PZ10.

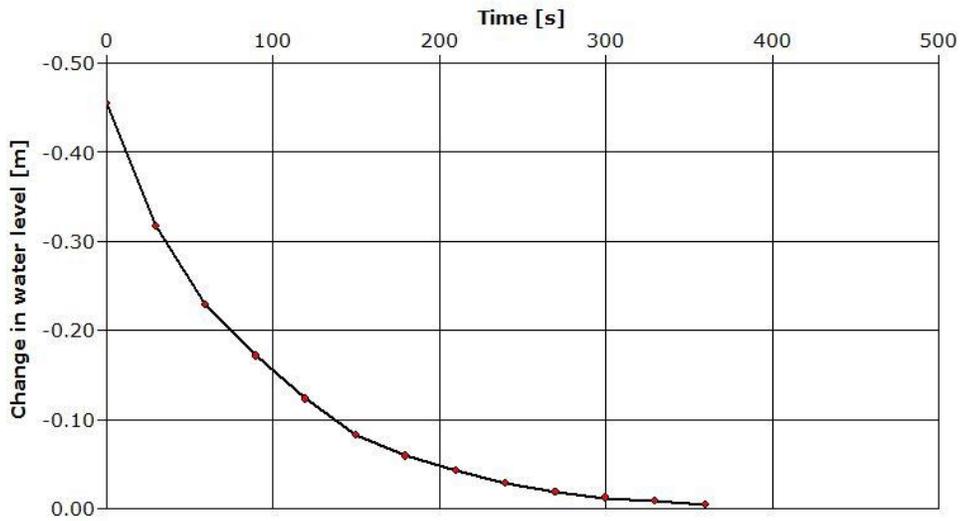


Figura 218. Gráfico de abatimiento vs tiempo para el slug test 1_Pz-10.

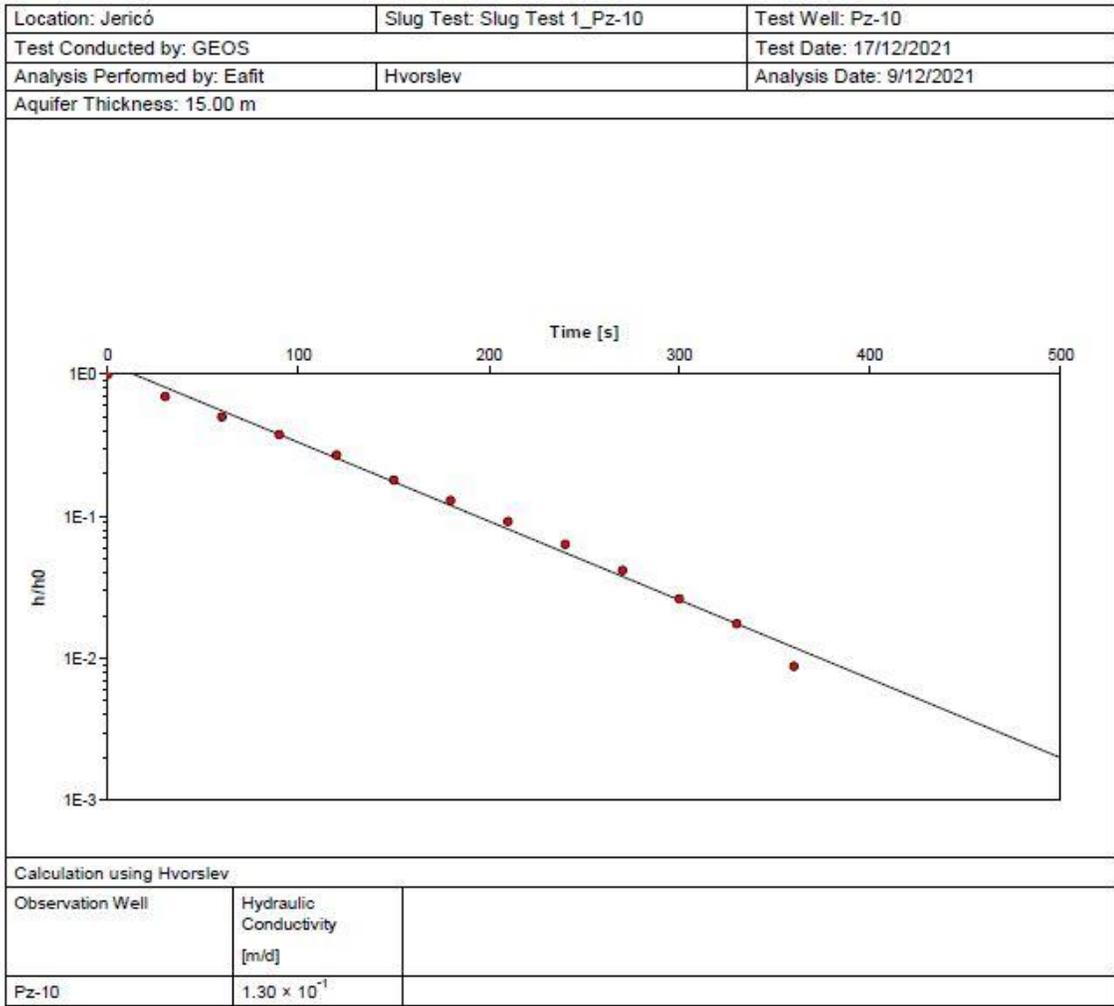


Figura 219. Slug Test PZ10 interpretado por el método de Hvorslev.

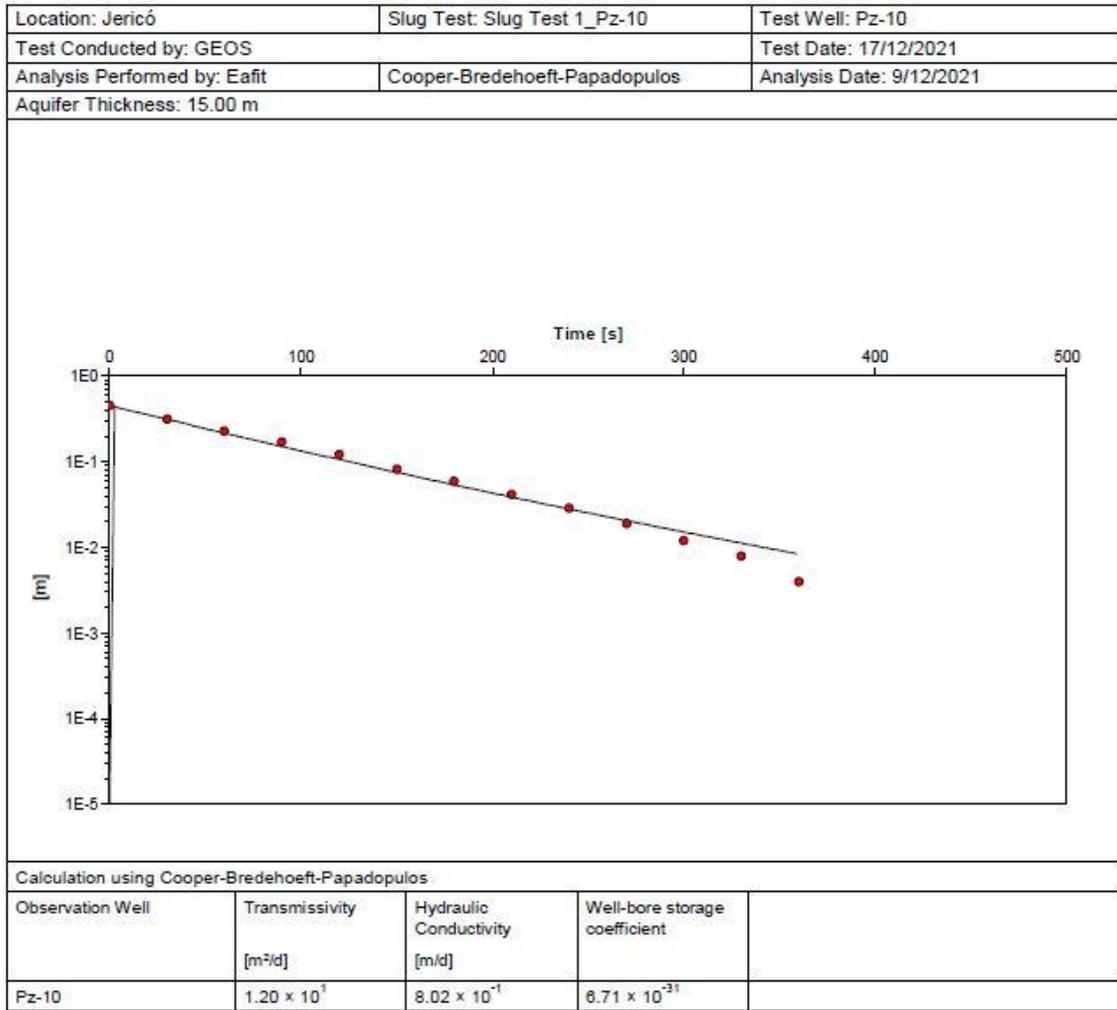


Figura 220. Slug Test PZ10 interpretado por el método de Cooper-Bredehoeft-Papadopoulos.

c) *Piezómetro PZ13*

El piezómetro PZ13 tiene 15 m de profundidad y se encuentra ranurado (de 4 a 15 m de profundidad) en suelo residual y saprolito del Miembro volcánico de la Formación Combia como se observa en la Figura 221. Para la prueba Slug Test realizada el 10 de diciembre de 2021 se registró un nivel estático de 2,46 m. El piezómetro fue llenado con 14 litros y la instalación del datalogger se hizo a una profundidad de 3 m, con una compensación del barologger instalado a 80 cm.

Las mediciones se realizaron cada 5 segundos y la prueba tuvo una duración de 348 minutos. El análisis se realizó considerando un nivel dinámico de recuperación de 2.43 m y filtrando los datos cada 5 minutos, debido al carácter oscilatorio de la prueba (Figura 222). En la Figura 223 y Figura 224 se presentan la curva resultante, la conductividad hidráulica y la transmisividad obtenidas.

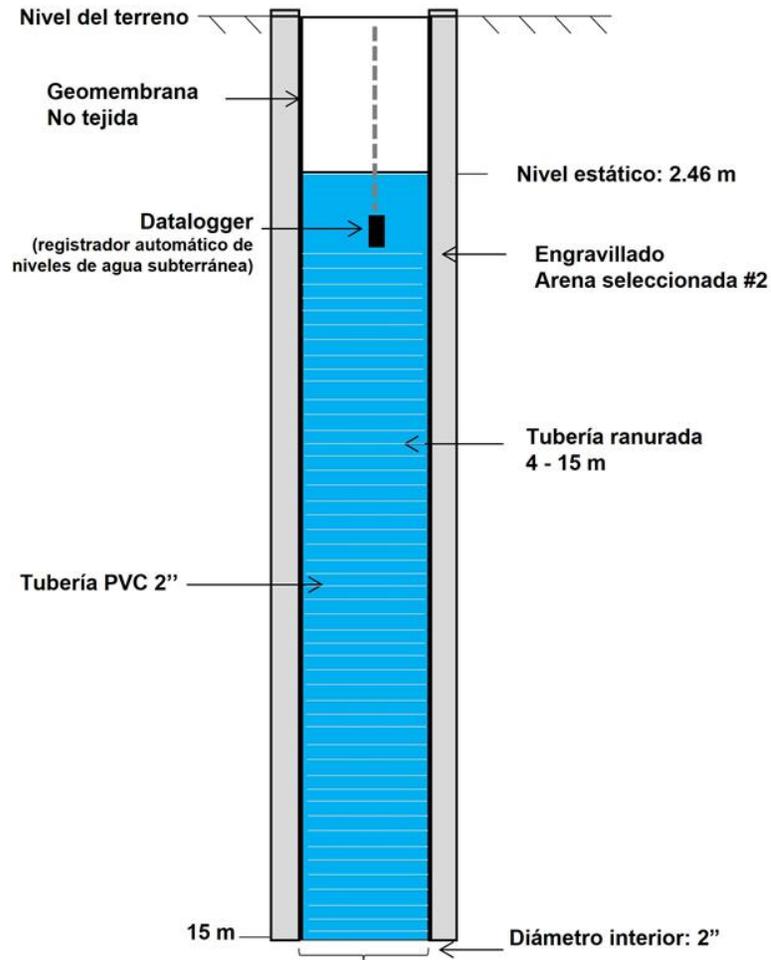


Figura 221. Esquema del piezómetro PZ13.

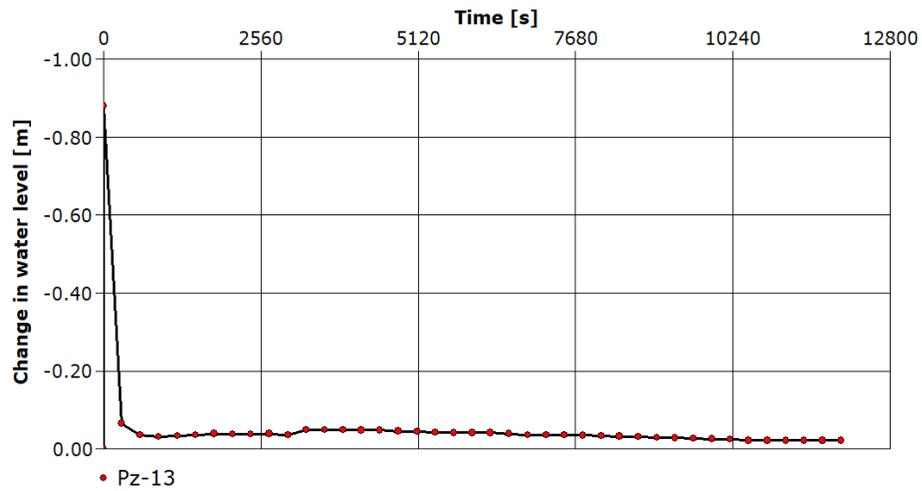


Figura 222. Gráfico de abatimiento vs tiempo para el slug test 3_Pz-13.

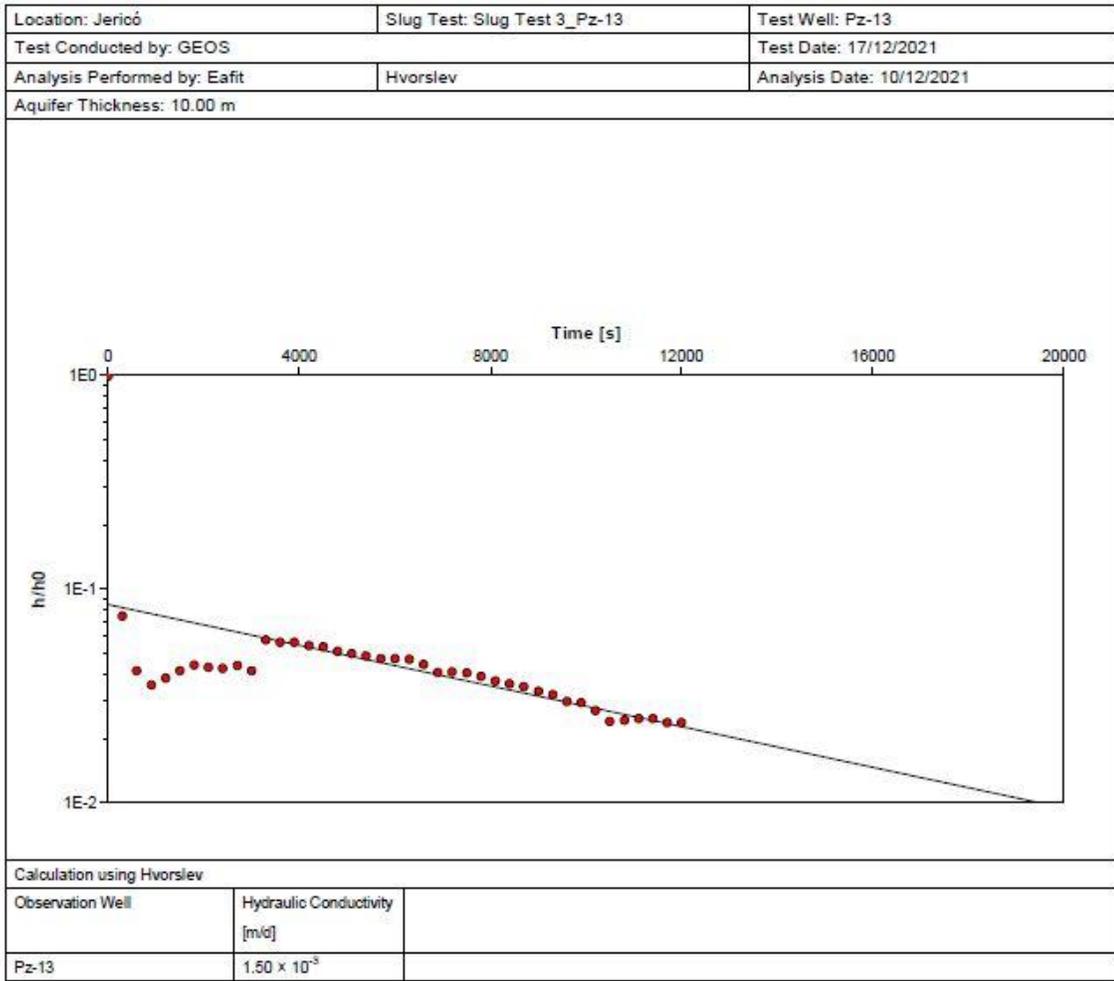


Figura 223. Slug Test 3_PZ13 interpretado por el método de Hvorslev.

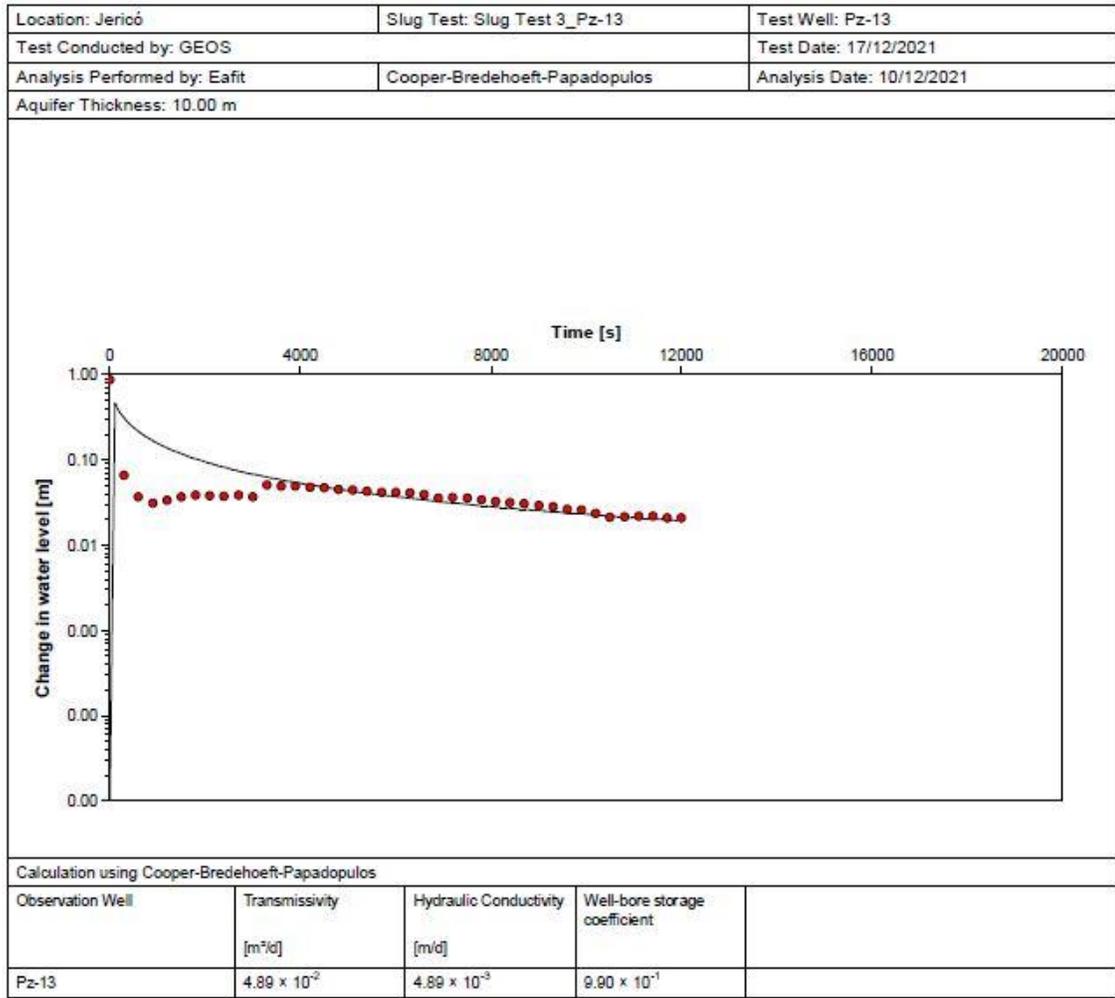


Figura 224. Slug Test PZ13 interpretado por el método de Cooper-Bredehoeft-Papadopoulos.

Como se mencionó anteriormente el parámetro hidráulico de la conductividad (K) se calculó para los materiales correspondientes a depósito de vertiente y suelo residual - saprolito del Miembro volcánico de la Formación Combia, ambas unidades con una granulometría predominantemente fina de limos y arcillas con ocasionales fragmentos de roca, de acuerdo con las descripciones de los sondeos. El parámetro de Transmisividad fue estimado considerando un espesor promedio del acuífero de 15 m. Los resultados obtenidos para los tres piezómetros se presentan a continuación en la Tabla 93.

Tabla 93. Conductividad hidráulica estimada en los tres piezómetros mediante las pruebas Slug Test.

ID piezómetro	Conductividad hidráulica - k [m/d] (Hvorslev)	Conductividad hidráulica - k [m/d] (CPB)	Transmisividad- T [m ² /d]
PZ5 (suelo residual)	$2,91 \times 10^0$	$1,77 \times 10^1$	$2,66 \times 10^2$
PZ10 (flujo de lodos)	$1,30 \times 10^{-1}$	$8,02 \times 10^{-1}$	$1,20 \times 10^1$

ID piezómetro	Conductividad hidráulica - k [m/d] (Hvorslev)	Conductividad hidráulica - k [m/d] (CPB)	Transmisividad- T [m ² /d]
PZ13 (suelo residual)	1,50 x 10 ⁻³	4,89 x 10 ⁻³	4,89 x 10 ⁻²

9.4.2 VALORES TEÓRICOS DE CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA

Se revisaron otros valores de permeabilidad teóricos planteados por diferentes autores de acuerdo con las descripciones de los materiales que componen las unidades geológicas locales. En la Tabla 94 se listan los órdenes de magnitud de conductividad hidráulica para cada unidad.

Tabla 94. Rangos de permeabilidad según varios autores para las unidades geológicas de la zona de estudio. Fuente: elaboración propia a partir de los autores citados.

Unidad geológica	Material	Heath (1983) [m/día]	Lewis (1989) [m/día]	Domenico & Schwartz (1997) [m/día]	Singhal & Gupta (2010) [m/día]
Depósito de vertiente	Limo-arcilla	10 ⁻⁸ a 1	10 ⁻⁷ a 10 ⁻¹	10 ⁻⁶ a 1	--
Miembro volcánico Formación Combia	Suelo residual (limo-arcilla, arena)	10 ⁻⁸ a 10 ²	10 ⁻⁷ a 10 ²	10 ⁻⁶ a 10 ²	10 ⁻² a 10 ³
	Roca meteorizada y/o fracturada	10 ⁻⁵ a 1 *	10 ⁻⁴ a 1 *	10 ⁻² a 10 ³ *	10 ⁻³ a 1 *
	Roca sana y/o no fracturada	10 ⁻⁸ a 10 ⁻⁵ **	10 ⁻⁶ a 10 ⁻³ **	10 ⁻⁶ a 10 ⁻² **	10 ⁻⁶ a 10 ⁻² **

* Basalto permeable/fracturado

** Basalto denso/masivo

Los valores de permeabilidad para las unidades geológicas locales preliminares se asignan según los valores promedio de los órdenes de magnitud reportados en la tabla anterior y los resultados de los ensayos slug test.

- Depósito de vertiente – flujo de lodos (limos y arcillas): 10⁻¹ m/d.
- Depósito de vertiente – coluvial (limos y arcillas con fragmentos de roca): 10⁻⁴ m/d.
- Suelo residual y saprolito Miembro volcánico Formación Combia (limo-arcilloso, arcillo-limos, limo-arenoso): 10⁻³ a 10¹ m/d.
- Roca meteorizada y/o fracturada Miembro volcánico Formación Combia: 10⁻³ a 10⁻¹ m/d.

9.5 MODELO HIDROGEOLÓGICO CONCEPTUAL

Para la construcción del Modelo Hidrogeológico Conceptual (MHC), base para la modelación numérica, se definió el área de influencia a partir de criterios hidrogeológicos como: fronteras hidráulicas, que pueden ser cuencas y subcuencas hidrográficas, drenajes superficiales, zonas impermeables, unidades geológicas y fallas que controlen el flujo del agua subterránea.

Los modelos hidrogeológicos conceptuales permiten determinar el comportamiento de los acuíferos, el flujo, dirección y su relación con las aguas superficiales, además, de entender las zonas de recarga, almacenamiento y descarga.

Las unidades geológicas dependiendo del tipo de material presente se pueden clasificar desde el punto de vista hidrogeológico por los siguientes conceptos tomado de Vélez (2010).

- Acuíferos

Son formaciones geológicas que almacenan el agua y que a su vez permiten el movimiento de la misma, bajo la acción de las fuerzas de la gravedad, de tal forma que puede ser explotada en cantidades relativamente apreciables.

- Acuícludos

Son formaciones que almacenan el agua, a veces en proporciones altas, pero que no la transmiten en cantidades apreciables.

- Acuitardos

Son formaciones que almacenan el agua pero que sólo permiten el flujo de esta en forma muy lenta, en comparación con los acuíferos. Estas formaciones pueden tener una gran importancia cuando se estudia el movimiento del agua a nivel regional, ya que sobre áreas relativamente grandes pueden transmitir grandes cantidades de agua a pesar de la baja velocidad de flujo. Así, pueden permitir el paso de agua de un acuífero a otro cuando éstos se encuentran separados por un acuitardo. Este fenómeno reviste particular importancia cuando se estudian casos de contaminación de las aguas subterráneas.

- Acuífugos

Son formaciones impermeables que no almacenan ni transmiten el agua.

Según Vélez (2010), los acuíferos pueden clasificarse de acuerdo con las condiciones de presión hidrostática a las que está sometida el agua almacenada por ellos, condiciones que varían según la posición estratigráfica de la formación. De esta manera, puede hablarse de los siguientes tipos:

- Acuíferos libres o no confinados: son aquellos que presentan una superficie libre de agua que está en contacto directo con la atmósfera, sometida por consiguiente a la presión atmosférica.

- Acuíferos cautivos, confinados o artesianos: en estos acuíferos el agua se encuentra sometida a una presión mayor que la atmosférica y son formaciones permeables que son limitadas por capas impermeables.
- Acuíferos semiconfinados: son acuíferos que se encuentran completamente saturados de agua y están limitados ya sea por su base o por el techo, o por ambos, por una capa o formación semipermeable (acuitardo).

Los principales insumos para la elaboración del MHC de la zona de interés constituyen las características litológicas, estratigráficas y geoelectricas (prospección geofísica) de las unidades geológicas locales, las propiedades del medio físico, las geoformas y las variables climatológicas, que permiten determinar las direcciones generales de flujo y las zonas de recarga, tal como se muestra en la Figura 225.

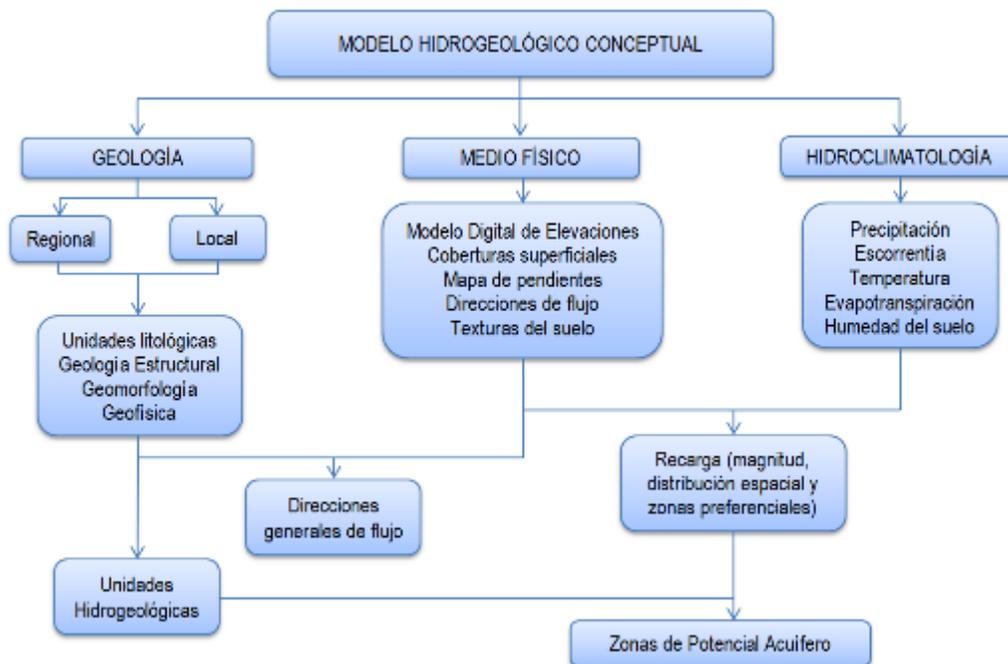


Figura 225. Insumos necesarios para la elaboración del MHC. Fuente: elaboración propia.

De acuerdo con la geología, se tiene que los rasgos geológicos en la zona de interés están determinados por las rocas volcánicas de la Formación Combia. La porosidad y la permeabilidad primarias en las rocas volcánicas dependen de la velocidad de enfriamiento, la viscosidad del magma y la desgasificación durante el enfriamiento (Singhal & Gupta, 2010). Las rocas volcánicas generalmente se diferencian de las rocas cristalinas por tener rasgos primarios que generan mayor permeabilidad que la masa de roca sólida de diferente origen (Freeze & Cherry, 1979).

En Integral S.A & Minera de Cobre Quebradona S.A (2021) se caracteriza hidrogeológicamente la Formación Combia en zona rural al este y sureste del casco urbano

de Jericó, dividiéndola en cuatro (4) unidades hidrogeológicas:

- **Basamento de rocas volcánicas:** conglomerados volcánicos, andesitas, basaltos y tobas volcánicas con matriz limo arcillosa, con fracturamiento moderado a bajo y valores de permeabilidad de acuerdo con ensayos realizados de $1,39 \times 10^{-2}$ m/día (Integral S.A & Minera de Cobre Quebradona S.A, 2021). Espesor observado en perforaciones de Minera Quebradona Colombia S.A de hasta de 2007 m (Integral S.A & Minera de Cobre Quebradona S.A, 2021).
- **Zona de transición:** constituida por rocksap (saprolito con fragmentos de roca) y saprock (roca con fragmentos de saprolito), con densidad de fracturamiento moderada, conductividad hidráulica promedio de $1,21 \times 10^{-1}$ [m/d] según los ensayos de permeabilidad (Integral S.A & Minera de Cobre Quebradona S.A, 2021). Material asociado a limos o arenas finas, producto de la meteorización de las rocas, con espesor estimado de 0,01 a 54,2 m (Integral S.A & Minera de Cobre Quebradona S.A, 2021).
- **Saprolito:** espesor entre 0,04 a 27,5 m, compuesto por un material de coloración roja de matriz limo arenosa hasta limo arcillosa, con conductividad hidráulica promedio es de $9,5 \times 10^{-4}$ [m/d] (Integral S.A & Minera de Cobre Quebradona S.A, 2021).
- **Suelo residual:** de granulometría franco limosa a franco arcillosa y espesor estimado entre 0,1 a 7 m (Integral S.A & Minera de Cobre Quebradona S.A, 2021). Con un rango de permeabilidad baja entre 10^{-2} y 10^{-5} [m/s] (IGAC, 2007 en Integral S.A & Minera de Cobre Quebradona S.A, 2021).

9.5.1 UNIDADES HIDROGEOLÓGICAS LOCALES

Una unidad hidrogeológica (UH) corresponde a una o más unidades geológicas que presentan parámetros similares (porosidad, permeabilidad, capacidad de infiltración, entre otros), donde el límite de una UH puede no corresponder a los límites de las unidades geológicas y, por consiguiente, una simple formación geológica puede ser dividida en varias UH o una sola UH puede abarcar varias unidades geológicas.

La geología determina propiedades como la porosidad y la permeabilidad, que controlan la capacidad de almacenamiento y movimiento del agua subterránea, ejerciendo así el mayor control en la ocurrencia del recurso hídrico subterráneo (Vélez, 2004), por lo que la geología es la base para la definición de las unidades hidrogeológicas, según la capacidad que las unidades litológicas poseen intrínsecamente para almacenar o dejar pasar agua a través de ellas, además de tener en cuenta los rasgos geomorfológicos y la interpretación de ensayos directos e indirectos realizados en la zona.

A partir de los sondeos ejecutados (Tabla 95), se definen dos (2) unidades hidrogeológicas locales en el área de interés. La primera unidad está conformada por las dos capas más superficiales descritas en los sondeos, que corresponden a depósitos de vertiente y a suelo residual - saprolito de las rocas volcánicas de la Formación Combia, ambas litologías

caracterizadas por el predominio de materiales finos (limos y arcillas); la segunda unidad hidrogeológica corresponde a rocas volcánicas de la Formación Combia, descritas en la base de los sondeos, con meteorización y fracturamiento variable. Debido al interés de este proyecto, la caracterización hidrogeológica conceptual y numérica se determina aproximadamente hasta 40 m de profundidad, por lo que la segunda unidad se considera el basamento hidrogeológico.

Tabla 95. Descripción de los sondeos ejecutados.

Sondeo	Descripción
P-1	0 - 5 m: flujo de lodos (limos y arcillas). 5 - 9,5 m: suelo residual de la Formación Combia (arcillas y limos). 9,5 - 15,4 m: roca de grano fino, fracturada y parcialmente meteorizada. Los últimos tres metros con menor fracturación.
P-2	0 - 3,5 m: flujo de lodos (limos arcillosos). 3,5 - 14 m: suelo residual Formación Combia (arcillas y limos). 14 - 16,15 m: roca volcánica poco meteorizada y poco fracturada.
P-4	0 - 3,5 m: depósito de vertiente, limo-arcilloso con fragmentos de roca meteorizada. 3,5 - 14,5 m: suelo residual Formación Combia (limos y arcillas). 14,5 - 17,5 m: roca volcánica fracturada y moderadamente meteorizada.
P-5	0 - 3,5 m: suelo residual Formación Combia, limos arcillosos a fragmentos de roca. 3,5 - 10,15 m: roca de grano fino, poco meteorizada y moderadamente fracturada.
P-6	0 - 20,45 m: suelo residual y saprolito de la Formación Combia (limos arcillosos a arcillas).
P-10	0 - 7 m: flujo de lodos. 7 - 16,45 m: suelo residual de la Formación Combia.
P-11	0 - 20,45 m: suelo residual y saprolito de la Formación Combia (limos arcillosos a arcillas).
P-12	0 - 6 m: depósito coluvial, fragmentos de roca en matriz limo-arcillosa. 6 - 11 m: suelo residual Formación Combia (limo con arcilla). 11 - 15 m: roca meteorizada.
P-13	0 - 4 m: depósito coluvial, bloques de roca parcialmente meteorizados en matriz limo-arcillosa. 4 - 15 m: suelo residual Formación Combia (limos arcillosos y arenosos). 15 - 16 m: roca volcánica fracturada.

Cuando las rocas fracturadas han desarrollado perfil de meteorización, se pueden dividir en zonas fracturadas y medios porosos (Singhal & Gupta, 2010). En este caso, el Miembro volcánico de la Formación Combia se divide en dos unidades hidrogeológicas de acuerdo con las características del perfil de meteorización.

En la Tabla 96 se presentan las principales características de las unidades hidrogeológicas (UH) definidas para la zona de estudio y en la Figura 226 su ubicación geográfica. La clasificación y representación gráfica de dichas unidades se definió con base en los estándares cartográficos de la Asociación Internacional de Hidrogeólogos – IAH (Struckmeier & Margat, 1995) y a partir de la información disponible se clasifican como estratos granulares o rocas fisuradas con recursos de agua subterránea locales y limitados.

Tabla 96. Unidades hidrogeológicas preliminares para la zona de estudio. Fuente: elaboración propia.

Unidad Hidrogeológica (UH)	Descripción	Unidad geológica	Espesor	Conductividad hidráulica*
Sedimentos y rocas con limitados recursos de aguas subterráneas (granular o rocas fisuradas)				
UH-I	Unidad con porosidad primaria, de granulometría predominantemente fina (limos y arcillas) dada por los depósitos de vertiente y el suelo residual de las rocas volcánicas de la Formación Combia.	Flujo de lodos, depósito coluvial, suelo residual y saprolito de la Formación Combia	3,5 a 20,45 m	10^{-3} a 10^1 m/d
UH-II	Compuesta por las rocas meteorizadas y fracturadas del Miembro volcánico de la Formación Combia.	Roca meteorizada Formación Combia	40 m	10^{-3} a 10^{-1} m/d *

*Valores teóricos con base en lo expuesto en el numeral 9.4.

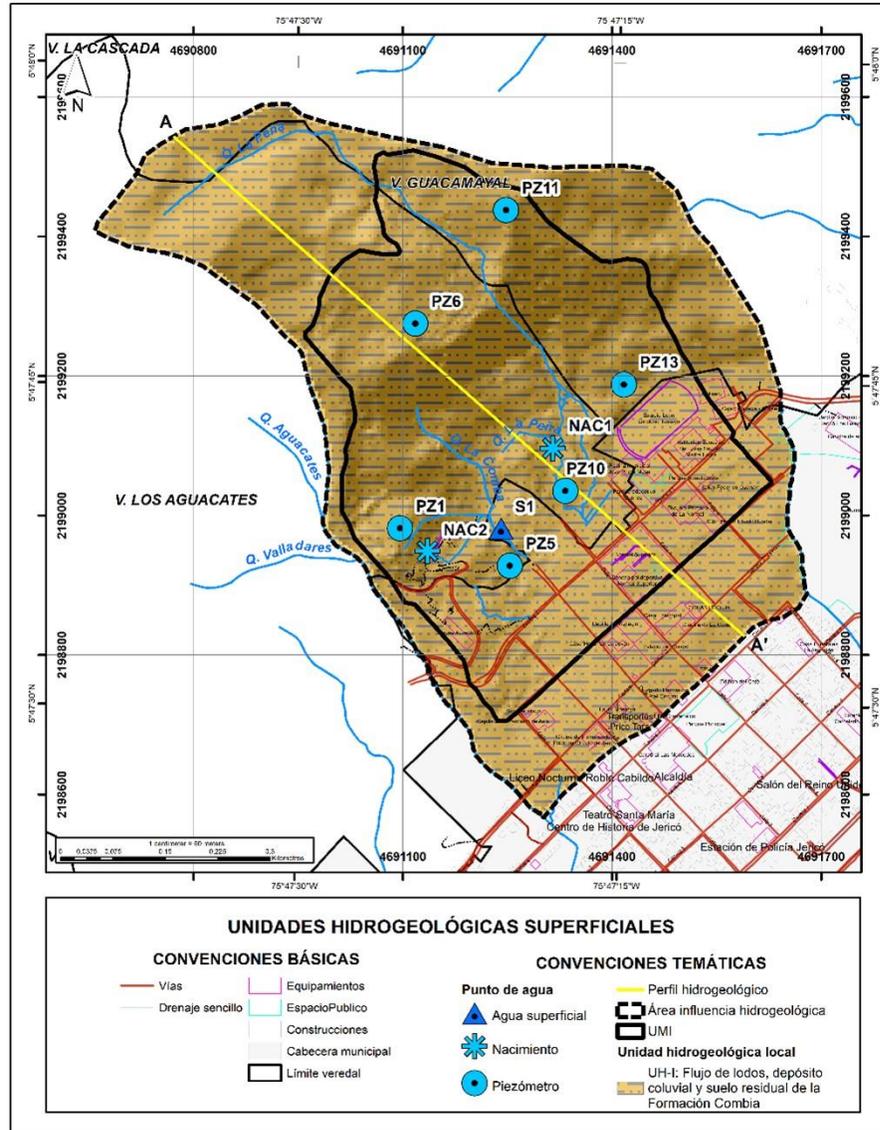


Figura 226. Unidades hidrogeológicas superficiales en la zona de estudio. Fuente: elaboración propia.

a) *Unidad Hidrogeológica I (UH-I): depósitos de vertiente y suelo residual de la Formación Combia*

Esta unidad está conformada por los depósitos de vertiente de tipo coluvial y flujos de lodos encontrados en los primeros metros de las perforaciones, además del suelo residual y saprolito del Miembro volcánico de la Formación Combia.

De acuerdo con los sondeos realizados (Tabla 95), esta unidad tendría un espesor entre 3,5 y 20,45 m, en los sondeos P-6 y P-11 ubicados en la parte alta de la zona, se encontró hasta la profundidad máxima explorada (20,45 m). A partir de los espesores reportados en los

diferentes sondeos, se observa que en la parte alta del polígono el espesor de esta unidad es mayor y disminuye hacia el centro y parte baja, donde oscila entre 4 y 16 m.

Los depósitos de vertiente se caracterizan por la presencia de granulometría fina limo-arcillosa y en ocasiones fragmentos de roca meteorizada en matriz limo-arcillosa. El suelo residual está compuesto principalmente por suelo fino, limo-arcilloso, arcillo-limoso hasta limo-arenoso, ocasionalmente con fragmentos de roca.

Los puntos de agua caracterizados, dos (2) nacimientos y cuatro (4) piezómetros se ubican sobre esta unidad hidrogeológica. Los piezómetros PZ-5, PZ-10 y PZ-13 se encuentran ranurados en la capa de depósito de vertiente y en los horizontes de suelo residual y saprolito de la Formación Combia, mientras que el PZ-1 está ranurado en toda su extensión, incluyendo la roca fracturada. Con base en los resultados de la caracterización fisicoquímica, se infiere que estos puntos corresponden a flujos locales subsuperficiales de agua lluvia que se recarga en la parte alta y aflora en la parte baja después de tiempos de residencia cortos y flujos más profundos con mayor tránsito e interacción con el medio subterráneo donde ha habido un mayor consumo del oxígeno disuelto asociado a los piezómetros.

En cuanto a la conductividad hidráulica asociada a esta unidad, a partir de los resultados de los ensayos slug test, realizados en el marco de este proyecto, se tienen valores entre $1,5 \times 10^{-3}$ y $1,77 \times 10^{-1}$ m/d.

b) Unidad Hidrogeológica II (UH-II): rocas volcánicas fracturadas de la Formación Combia

Unidad hidrogeológica compuesta por las rocas volcánicas de la Formación Combia. En los sondeos ejecutados (Tabla 95), se tiene que la meteorización varía entre parcial y débil meteorizada con fracturamiento moderado a bajo. Esta unidad se ha encontrado hasta las profundidades alcanzadas por los sondeos, por lo que se infiere un espesor superior a 6,7 m y para este estudio se considera un espesor medio de 40 m.

Según los valores de conductividad hidráulica reportados en textos técnicos (Tabla 94) para rocas volcánicas de composición basáltica principalmente, se tiene un valor promedio de permeabilidad con un orden de magnitud entre 10^{-3} y 10^{-1} m/d.

En Integral S.A & Minera de Cobre Quebradona S.A (2021) se reporta un valor medio de conductividad hidráulica de $1,21 \times 10^{-1}$ m/d a partir de ensayos ejecutados en zonas rurales ubicadas el este y sureste del casco urbano de Jericó, para la zona de transición entre suelo residual y el basamento volcánico de la Formación Combia. Para esta zona de transición describen una densidad de fracturamiento moderada, con material limoso o arenas finas y espesor estimado hasta de 54,2 m (Integral S.A & Minera de Cobre Quebradona S.A, 2021), mientras que para las rocas volcánicas sanas con fracturamiento moderado a bajo, el valor de permeabilidad de acuerdo con ensayos realizados es de $1,39 \times 10^{-2}$ m/día (Integral S.A & Minera de Cobre Quebradona S.A, 2021).

9.5.2 DINÁMICA CONCEPTUAL FLUJO SUBTERRÁNEO

A continuación, se describe la conceptualización del flujo del agua subterránea donde se determina cualitativamente la dirección de los flujos a escala local.

a) *Conceptualización del flujo*

De acuerdo con los resultados presentados en numerales anteriores, el flujo de agua subterránea en el área de estudio se da principalmente de las partes altas que permiten la infiltración hacia las partes bajas.

A escala local y considerando una profundidad del nivel freático entre 2,3 y 16,7 m se infiere que el agua precipitada se infiltra en las partes topográficamente altas y de baja pendiente, después de infiltrada circula en los horizontes superiores del perfil de meteorización de la Formación Combia y depósitos de vertiente, puede aflorar en superficie y fluir hacia los drenajes. Parte del agua infiltrada puede alcanzar la roca fracturada y fluir a través de las discontinuidades.

Los nacimientos y piezómetros de la parte bajan presentan valores de conductividad eléctrica entre 118 y 919 $\mu\text{S}/\text{cm}$ y oxígeno disuelto de 0,65 a 3,14 mg/l. De estos valores se han inferido dos flujos locales, uno subsuperficial de menor tiempo de residencia asociado a los nacimientos con menores valores de conductividad eléctrica y valores más altos de oxígeno disuelto; mientras que el agua de los piezómetros presenta valores más altos de conductividad eléctrica y más bajos de oxígeno disuelto, de los que se deduce un mayor tiempo de residencia e interacción con el subsuelo.

b) *Condiciones de frontera*

Las condiciones de frontera corresponden principalmente a los drenajes presentes en el área de interés, cuencas y subcuencas hidrológicas como se describió en la delimitación del área de influencia hidrogeológica.

Las condiciones de frontera al igual que las características del flujo de agua subterránea pueden verse afectadas por actividades antrópicas que impacten el subsuelo. En este caso se desconoce la existencia de intervenciones subterráneas en la zona de interés.

c) Zonas de recarga, descarga y direcciones de flujo

Las zonas de recarga principales se dan en aquellas partes topográficamente más altas con características físicas que favorezcan la infiltración del agua lluvia, como suelos con tamaño de grano grueso, pendientes bajas o coberturas vegetales con raíces poco profundas.

A partir de la distribución de las zonas potenciales de recarga por geformas se tiene que las zonas de mayor potencial se ubican en la parte alta y en la parte baja del polígono de estudio, pero hacia la parte baja predominan zonas impermeables debido a la urbanización en la zona. Los valores bajos de conductividad eléctrica y altos de oxígeno disuelto en los piezómetros de la parte alta (PZ6 y PZ11) indican condiciones de poco tránsito que se asocian a zonas de recarga.

En la zona de interés las áreas de descarga corresponden a los puntos de agua identificados en la parte baja en el pie del escarpe. Se infiere que los flujos provienen de agua lluvia que se infiltra en la parte alta en las zonas con mayor potencial de recarga y aflora en el pie del escarpe favorecida por el cambio de pendiente (en los puntos de descarga natural).

Las direcciones de flujo local se dan principalmente de las zonas de recarga en las partes altas hacia zonas más bajas topográficamente, con direcciones de flujo preferencial hacia las quebradas La Peña, Aguacates y El Matadero.

Para ilustrar el comportamiento del agua subterránea en la zona, se realizó el perfil interpretativo mostrado en la Figura 227, donde se observan las líneas de flujo inferidas. La localización en planta del perfil se puede ver en la Figura 226.

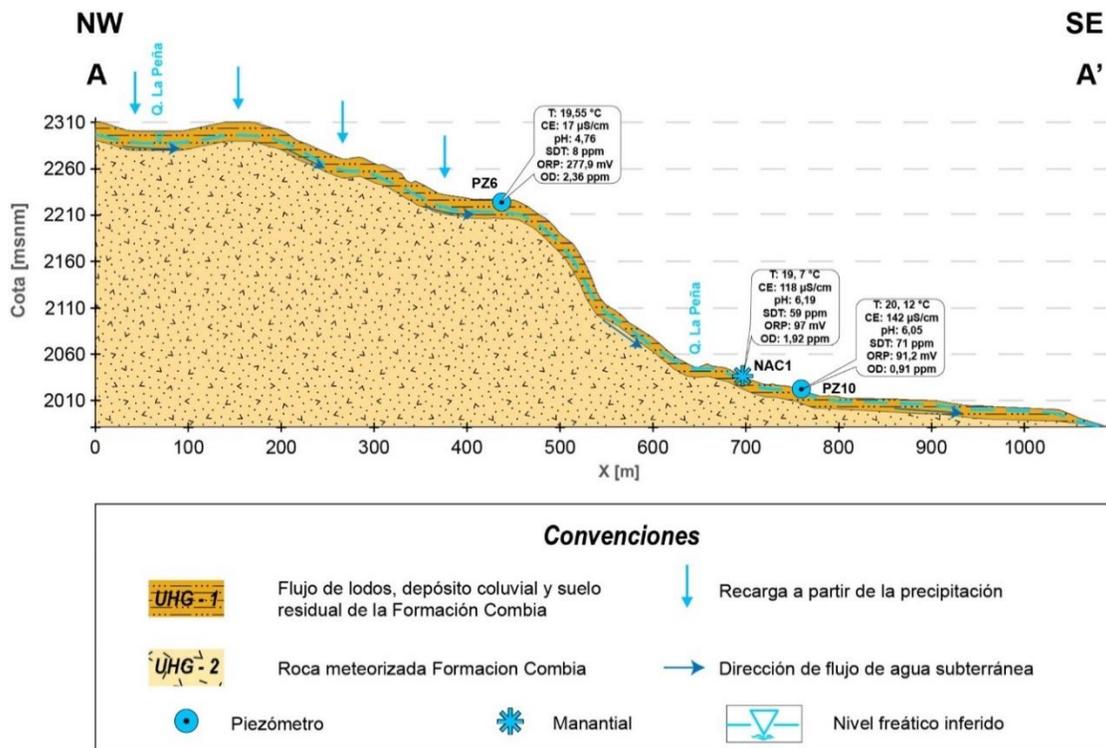


Figura 227. Perfil hidrogeológico conceptual de la zona de interés.

9.6 MODELO NUMÉRICO DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

Con la finalidad de conocer las líneas de flujo, y las variaciones en el nivel freático se presenta en este numeral la modelación numérica del sistema hidrogeológico del área de estudio, que sirve como herramienta para generar planes de monitoreo, con el objeto de ampliar el conocimiento del comportamiento y estado del agua subterránea.

La determinación de los límites, geometría y dominio de modelación se hizo acorde a referencias internacionales como lo es el libro Applied Groundwater Modeling de Anderson et al. (1992). Para este proyecto se realiza una interpretación de las condiciones hidrogeológicas actuales de la zona, considerando las características geológicas, modelado inicialmente en estado estacionario y en una segunda etapa, en estado transitorio para evaluar escenarios diferentes de recarga.

El modelo en estado estacionario simula las condiciones hidrogeológicas naturales de la zona de estudio, el resultado se consigue después de un proceso de ajuste entre los niveles de agua subterránea conocidos en la zona (niveles freáticos medidos en piezómetros) y los niveles calculados. El estado estacionario se utiliza cuando la magnitud y dirección de flujo es constante a lo largo de todo el dominio y la carga hidráulica no cambia con el tiempo.

La modelación se realizó a partir de las condiciones hidrogeológicas actuales de la zona, considerando las características geológicas, el inventario de puntos de agua y los niveles encontrados en los piezómetros, donde se obtiene el modelo calibrado en estado estacionario. Para lograr este objetivo se llevó a cabo un proceso de ajuste entre los niveles de agua subterránea conocidos en la zona de estudio y los niveles simulados por el modelo.

Posteriormente, se hizo una modelación en estado transitorio con el objetivo de evaluar el comportamiento del sistema hidrogeológico bajo tres escenarios de recarga, variando el porcentaje de precipitación media que se asume como recarga.

Los objetivos principales de la actual modelación son:

- Representar las condiciones actuales del sistema hidrogeológico.
- Proponer manejos de agua subterránea de acuerdo con la profundidad del nivel freático y los volúmenes de agua estimados por el modelo.

La modelación numérica que se presenta en este informe se realiza siguiendo el protocolo de modelamiento de aguas subterráneas establecido por (Anderson et al., 1992), tal como se presenta en la Figura 228.

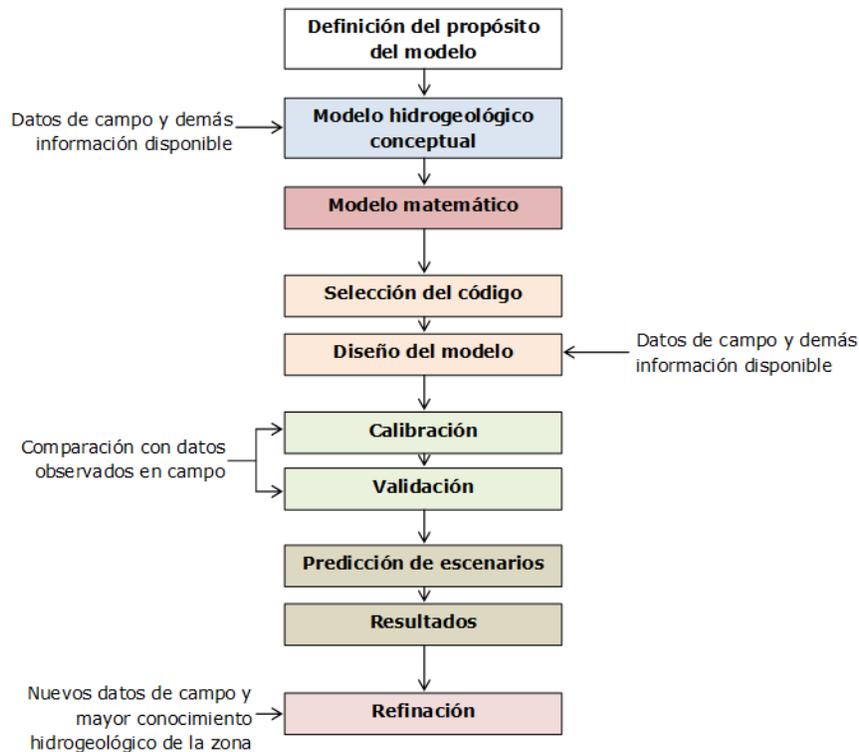


Figura 228. Protocolo de modelación hidrogeológica. Fuente: tomado y modificado de Anderson et al. (1992).

- **METODOLOGÍA**

Un modelo hidrogeológico es un esquema lógico, tanto a nivel cualitativo como cuantitativo, que trata de predecir el comportamiento del flujo del agua, determinar recursos explotables y prever posibles impactos ambientales sobre el sistema de aguas subterráneas. Su objetivo es, ser una herramienta de diseño que represente el estado hidrogeológico de un área definida de una manera simplificada y que describa la posible distribución del agua subterránea incluyendo las zonas de recarga, almacenamiento y descarga; éste tiene un valor predictivo muy útil al momento de manejar el recurso de agua subterránea pero como se indicó anteriormente, a medida que se disponga de nueva información de las investigaciones hidrogeológicas el modelo se irá refinando.

Uno de los enfoques más utilizados para la modelación de medios fracturados y en la cual se basa la presente modelación numérica, son los medios porosos equivalentes (Equivalent Porous Medium, EPM). Esta aproximación está basada en las siguientes tres suposiciones:

La heterogeneidad inherente al sistema fracturado (primera suposición importante) puede ser descrita completamente por el uso de parámetros representativos de procesos simples; este enfoque se deriva naturalmente del concepto de volumen elemental de referencia (REV) y el dominio es modelado como el conjunto de un medio poroso equivalente (Berkowitz 1988; Durlflosky 1991; Bear 1993): este enfoque es adecuado para la modelación de los medios

fracturados a escala regional, bajo la hipótesis que el medio está lo suficientemente fracturado e interconectado para que a escala regional se comporte, como un medio poroso, y haya continuidad en todo el volumen de control, desde el punto de vista hidrogeológico.

La segunda suposición es que se asuma una permeabilidad que permanezca constante con la escala del Volumen Elemental de Referencia seleccionado. Y tres, que tenga propiedades tensoriales, es decir que las condiciones hidráulicas se mantengan homogéneas con la dirección.

Cuando el medio fracturado posee una alta conexión de las fracturas, este puede ser considerado a ser estadísticamente continuo y se asume un medio poroso equivalente, con propiedades hidráulicas equivalentes (Singhal & Gupta, 2010).

El código utilizado es el programa modular cuasi-tridimensional de diferencias finitas, para la solución de problemas de flujo de aguas subterráneas MODFLOW, desarrollado y publicado por el Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS, U.S. Geological Survey) para solucionar las ecuaciones de flujo y transporte subterráneo, compilado en la adaptación comercial de Schlumberger Water Services llamada *Visual MODFLOW FLEX*, en su versión 6.1 (2019). El módulo cuenta con una serie de códigos usualmente llamados paquetes, módulos, o algunas veces, simples programas.

La técnica de solución de Diferencias Finitas (DF) contempla, que dichos valores se configuran en una red centrada en las mallas donde los nodos se ubican de forma esquemática en el centro de cada celda. Esta plataforma tiene un alto rendimiento debido a su "diseño por objetos" que optimiza la conceptualización de condiciones de bordes y otros elementos del modelo, disminuyendo el tiempo de construcción y mejora la interpretación de los datos de salida.

- **LIMITACIONES**

A continuación, se listan las limitaciones del modelo matemático implementado y la incertidumbre asociada al mismo:

- Los valores de permeabilidad asignados a la unidad de roca corresponden a información secundaria y a la calibración del modelo.
- El modelamiento matemático corresponde a una representación matemática de la realidad, por lo que muchas de las condiciones físicas se simplifican mediante el uso de condiciones que ofrece el software de modelación como son fronteras de potencial constante, o fronteras de flujo nulo.
- El modelamiento realizado se concibió bajo la asunción del medio fracturado, como un medio poroso de baja permeabilidad, lo que puede maximizar los flujos debido a que se considera como un medio capaz de transmitir agua en todas las direcciones.

Debido a las limitantes, lo que se presenta en este informe corresponde a una aproximación del modelo hidrogeológico numérico de la zona, en donde se mantiene la suficiente complejidad para representar adecuadamente el comportamiento del sistema real.

- ZONA DE MODELAMIENTO Y DISCRETIZACIÓN

El área de modelamiento corresponde al área de influencia hidrogeológica definida para este proyecto, con un área de 0,5562 km² (55,62 ha) y ubicada en las coordenadas 4.690.658 m y 4.691.680 m Este y 2.199.590 m y 2.198.567 m Norte en la proyección cartográfica MAGNA Colombia Origen Nacional.

El código seleccionado calcula la carga hidráulica en cada celda, mediante un proceso iterativo, tomando como paso las dimensiones de la celda, por tanto, entre menor sea esta distancia se tendrá una mejor precisión en los resultados. Por tal motivo, el programa Visual Modflow Flex permite elegir un tamaño de celda óptimo dependiendo del alcance del proyecto. Para este caso se elige un modelo dividido en 52 filas, 52 columnas y 6 capas, con un tamaño de celda de 20 m, para un total de 16.224 celdas, considerando las 6 capas en la vertical y las celdas activas e inactivas.

Las elevaciones son extraídas del Modelo Digital de Terreno (MDT), el cual tiene un tamaño de celda de 5 m y fue ingresado en Visual Modflow mediante un formato tipo ASCII. La variación de las alturas en la zona de estudio de acuerdo con el MDT es de 1954 a 2318 m s.n.m. En la Figura 229 se presenta la discretización en celdas del modelo numérico y la frontera de modelamiento activa. En la Figura 230 se presenta un perfil típico de la malla, en donde se diferencian las capas de modelación.

Para representar las variaciones de espesor de la unidad hidrogeológica 1 (UH-1: suelo residual y depósitos de vertiente) se dividió el modelo en 6 capas, donde las 5 primeras capas tienen un espesor de 4 m cada una y la sexta capa tiene un espesor de 40 m. Hacia el norte del polígono, en la parte alta se asigna un espesor de 20 m (5 capas) a la UH-1, hacia el centro se reduce a 16 m (4 capas) y en la parte baja a 12 m (3 capas). La UH-2 corresponde a las capas subyacentes en cada caso, por lo que su espesor varía de 40 a 48 m, como se puede ver en la vista en 3D de la malla de la Figura 231.

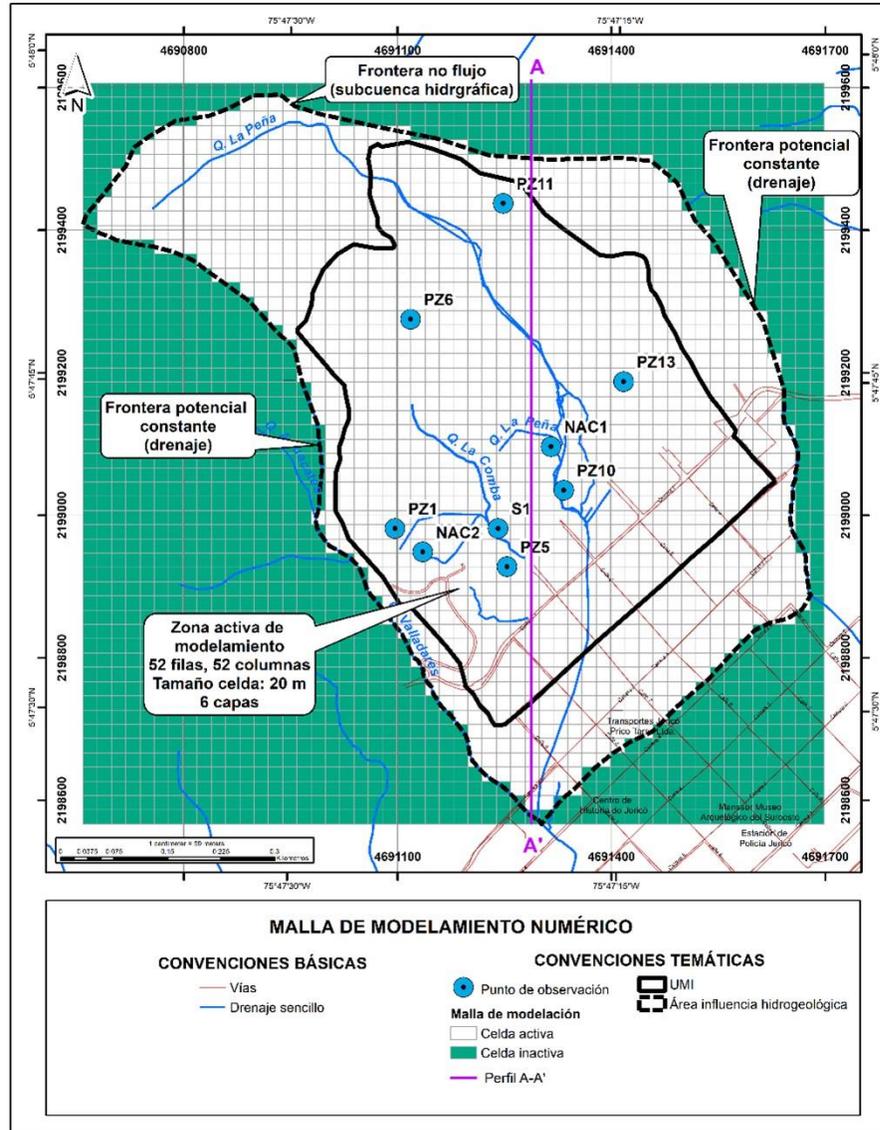


Figura 229. Malla de modelamiento numérico.

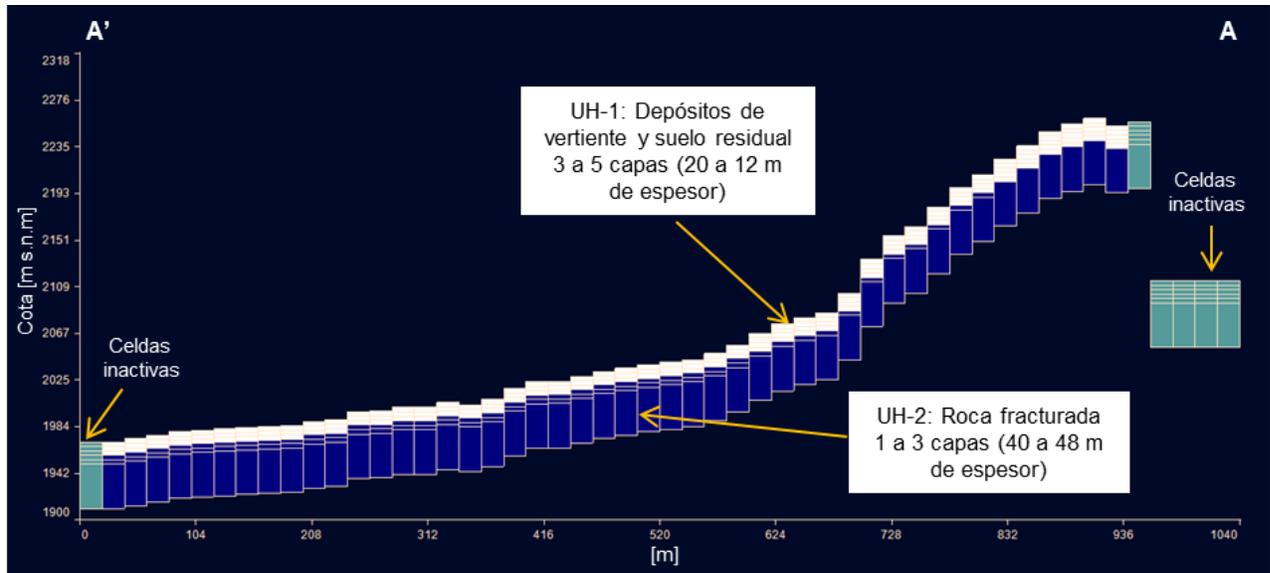


Figura 230. Perfil A-A' malla de modelación, sin exageración vertical.

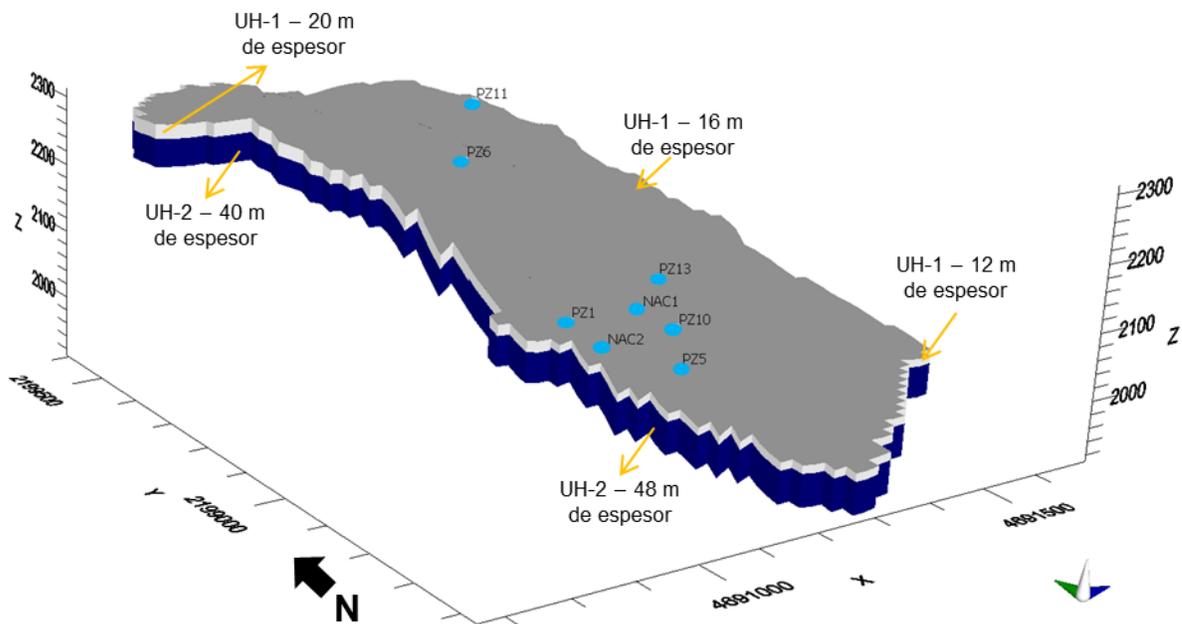


Figura 231. Vista en 3D de la zona de modelación, sin exageración vertical.

- DEFINICIÓN DE LAS CAPAS DEL MODELO

Con el fin de entender la circulación de agua subterránea en el subsuelo, es necesario definir inicialmente un modelo hidrogeológico conceptual adecuado con el fin de convertirlo finalmente en un modelo numérico de aguas subterráneas. Se definieron entonces dos (2)

zonas con conductividades hidráulicas diferentes, la primera está conformada por material fino no consolidado de depósitos de vertientes, suelo residual y saprolito del perfil de meteorización de rocas volcánicas de la Formación Combia; la segunda capa corresponde a las rocas volcánicas de la Formación Combia, que, de acuerdo con la descripción de los sondeos, presenta meteorización y fracturamiento variable.

Con base en los registros de las perforaciones se definió un espesor variable para la capa superficial, que en la malla de modelación se representó de 20 m en la parte alta, 16 m en una franja en el centro-norte del polígono y de 12 m en la parte baja del área de influencia hidrogeológica. Al medio rocoso se le asignó un espesor de 40 m que alcanza 48 m en las zonas donde la capa superior es más delgada.

- **CONDICIONES DE FRONTERA**

Las condiciones de frontera de un modelo numérico son condiciones matemáticas que especifican la variable dependiente (carga hidráulica) o derivaciones de la variable dependiente (flujo) en los límites del dominio del problema. Las fronteras utilizadas para el modelo construido constituyen fronteras físicas del sistema hidrogeológico y son las siguientes.

a) *Frontera de flujo nulo (condición de Neumann)*

La elección de la zona de modelamiento se hizo de manera que el límite de la zona activa coincidiera en su mayoría con una divisoria, tanto de aguas superficiales como de aguas subterráneas, es por esto por lo que se escogió el polígono presentado en la Figura 229. La divisoria hidrográfica actúa como una zona de no flujo, tal como se muestra de manera esquemática en la Figura 232, por lo que constituye una frontera numérica para el modelo de flujo. Esto se realiza con el fin de acotar el modelo.

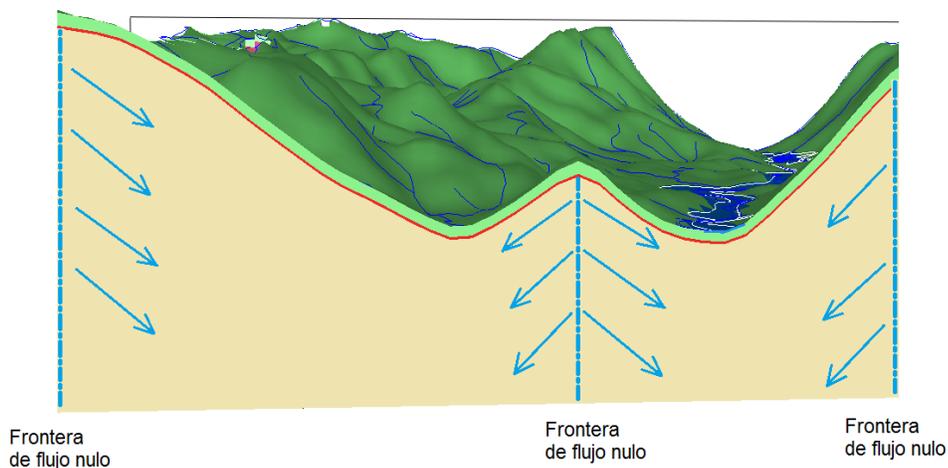


Figura 232. Representación esquemática de la condición de frontera de flujo nulo.

b) *Fronteras de potencial constante*

La condición de frontera de potencial constante (constant head) es usada para asignar potenciales de agua subterránea conocidos, que se suponen constantes durante todo el tiempo de simulación; principalmente se usa para representar la existencia de cuerpos de agua superficiales como grandes ríos o reservorios de agua superficial.

Para esta modelación específica se asigna como frontera de potencial constante los cauces principales de las quebradas El Matadero, La Peña, Aguacates y algunos afluentes asociados a los nacimientos registrados en el inventario de puntos de agua subterránea. La cabeza asignada en cada celda corresponde al valor de elevación en dicha celda, resultado de la interpolación de la topografía dentro de *Visual MODFLOW*, de manera que se considera la cota del fondo del drenaje como una cabeza de potencial constante todo el tiempo de simulación.

c) *Recarga*

La recarga de agua subterránea se define como la entrada de agua dentro de la zona saturada, donde comienza a hacer parte de las reservas subterráneas de agua (Balek, 1988). Esta entrada se da de dos maneras, la primera por un movimiento descendente del agua debido a las fuerzas de gravedad y la segunda comprende la entrada de agua al acuífero luego de presentarse un movimiento horizontal del flujo debido a las diferentes condiciones hidráulicas de las capas que constituyen el perfil del suelo. La recarga puede definirse también como el volumen de agua que penetra en un cierto período de tiempo en las reservas subterráneas o como el flujo unitario que alcanza el nivel freático (Custodio & Llamas, 1976).

La estimación de la recarga se realizó a partir de la precipitación media anual de la cuenca de la quebrada El Matadero de 2875.97 mm/año, análisis realizado por el componente hidrológico e hidráulico del presente estudio, la cual se correlaciona con la reportada en el PORH del río Piedras (CTA & CORANTIOQUIA, 2016).

Asumiendo que los valores típicos de recarga se encuentran entre el 5% y el 20% de la precipitación anual, se realizaron variadas combinaciones en la simulación del flujo subterráneo, variando los porcentajes de la precipitación media anual determinada para la zona de estudio y se estableció que el valor con mayor ajuste al sistema hidrogeológico de la zona de estudio corresponde a 287,6 mm/año que representa el 10% del valor de precipitación.

d) *Puntos de observación*

Con el objetivo de tener puntos de control de agua subterránea para la calibración del modelo numérico, se ingresaron al modelo una serie de puntos de observación conformados por los niveles tomados en el inventario de puntos de agua subterránea. En la Tabla 97 se presenta la información de estos puntos y la distribución espacial se puede ver en la Figura 229.

Tabla 97. Puntos de observación en el área de estudio.

ID	X [m]	Y [m]	Cota [m s.n.m]	Prof. [m]	Niveles estáticos [m]			Nivel observado [m s.n.m]
					Campaña 1 - 09/12/2021	Campaña 2 - 05/01/2022	Promedio	
NAC1	4691315	2199096	2032.37	NA	NA	NA	NA	2032.37
NAC2	4691135	2198949	2054.04	NA	NA	NA	NA	2054.04
PZ1	4691096	2198982	2087.96	15.4	8.78	9.77	9.275	2078.69
PZ5	4691253	2198928	2010.42	10.15	5.37	5.58	5.475	2004.95
PZ6	4691118	2199275	2235	20.45	12.5	12.75	12.625	2222.38
PZ10	4691333	2199035	2021.98	16.45	2.33	2.75	2.54	2019.44
PZ11	4691248	2199438	2266.34	20.45	16.8	16.54	16.67	2249.67
PZ13	4691417	2199188	2038.55	16	2.41	2.27	2.34	2036.21

• **ASIGNACIÓN DE LAS CONDICIONES INICIALES**

Para definir los valores de conductividad hidráulica a utilizar, se realizaron distintas corridas comparando los niveles simulados con los observados para cada combinación de valores de conductividad hidráulica. Los valores con los que se desarrolló el ajuste partieron de los resultados de los ensayos Slug Test y de información de carácter teórico dependiendo del tipo de material litológico como se presentó en el numeral de Evaluación Hidráulica, además de valores reportados en proyectos con condiciones geológicas similares como el EIA de Quebradona (Integral S.A & Minera de Cobre Quebradona S.A, 2021).

De acuerdo con lo anterior se seleccionaron un grupo de valores los cuales se presentan en la Tabla 98, correspondientes a los valores de permeabilidad promedio para cada una de las capas del modelo, con los que se realizaron combinaciones con el fin de obtener los valores que más se ajusten a la realidad de la zona caracterizada.

Tabla 98. Rangos de variación de permeabilidad para cada una de las capas del modelo.

Capa/unidad hidrogeológica	Valores de permeabilidad [m/d]		
UH-1 [Dep. vertiente, suelo residual y saprolito] ZONE 1	0,00095	0,151	0,213
	0,0015	0,155	0,22
	0,00489	0,17	0,3
	0,013	0,19	0,802
	0,13	0,2	2,91
	0,132	0,21	17,7
	0,15		
UH-2 [Roca fracturada] ZONE 2	0,0001	0,00815	0,0139
	0,001	0,0082	0,015
	0,005	0,0085	0,02

Capa/unidad hidrogeológica	Valores de permeabilidad [m/d]		
	0,007	0,009	0,05
	0,008	0,01	0,1
	0,0081	0,012	0,121
	0,00812		

- SIMULACIÓN DE LAS CONDICIONES ACTUALES

La modelación hidrogeológica es un proceso cíclico, que depende de la información que se recolecta acerca del sistema de aguas subterráneas, ya sea resultado de observaciones en el campo o mediciones directas; y siempre implica una serie de simplificaciones condicionadas por el nivel de información disponible. La finalidad de la modelación es encontrar un grupo de parámetros óptimos o representativos del medio real, que, junto con unas condiciones de frontera adecuadas, brinden aproximaciones razonables al problema del flujo en el medio subterráneo y permitan realizar predicciones adecuadas de la respuesta del sistema hidrogeológico a cambios en el medio superficial y/o subterráneo.

Con el objetivo de representar de manera adecuada los niveles de agua subterránea con el modelo numérico construido, se realizó un proceso de afinación, utilizando para ello el nivel de agua subterránea registrado en 10 puntos de observación (6 piezómetros y 2 nacimientos).

Por tal motivo en primera instancia, se realiza un ajuste de los valores de conductividad hidráulica, realizando distintas combinaciones con el fin de encontrar la combinación que más se ajuste a las condiciones actuales del medio. Se practica un proceso de ajuste a las permeabilidades hidráulicas adoptadas de manera inicial para el modelo, utilizando como estándar de comparación la bondad del ajuste entre cabezas observadas y calculadas en los puntos de observación definidos.

Para la estimación del error en la calibración del modelo matemático se calculó la Raíz del Error Cuadrático Medio (RMSE por sus siglas en inglés) y su valor normalizado (NRMSE). Dicho error se expresa de la siguiente forma:

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_i - P_i)^2}{n}}$$

Donde R_i es el valor de nivel observado en el punto i ; P_i es el nivel simulado en el punto i ; n es el número de observaciones con información de niveles disponibles. Con lo anterior, se plantea la normalización del error mostrado en la ecuación anterior, de la siguiente manera, con \bar{R}_i promedio de los niveles observados.

$$NRMSE = \frac{RMSE}{\bar{R}_i}$$

La calibración es manual, por lo tanto, consiste en la minimización del NRMSE, comenzando con un conjunto viable de valores iniciales para los parámetros de cada capa del modelo y las condiciones de contorno definidas en el modelo hidrogeológico conceptual. Siguiendo un

procedimiento de tanteo y error, se revisa el ajuste del modelo a las observaciones disponibles y se modifica la parametrización para disminuir el NRSE. Ello requiere ejecutar el modelo de flujo cada vez que se modifica algún parámetro.

En el procedimiento de calibración se modificaron manualmente diferentes parámetros del modelo, de forma que NRMSE fuera minimizada. Dichos parámetros fueron la conductividad hidráulica horizontal (K_x , K_y), la conductividad hidráulica vertical (K_z , igual a $0,1K_x$), la elevación de la frontera de cabeza o nivel constante (CH por sus siglas en inglés) y los valores de recarga.

El modelo que se ajusta es un modelo en estado estacionario con la configuración geométrica y condiciones de frontera presentadas con anterioridad.

Los modelos se corrieron dentro de Visual Modflow Flex, usando el código MODFLOW-NWT con el algoritmo de cálculo NWT (*Newton Formulation Solver*) para resolver las ecuaciones simultáneas producidas por el modelo. Se asignó un valor de 0,001 m al criterio de cambio de cabeza por convergencia entre simulaciones en un máximo de 100 iteraciones internas y 100 interacciones externas, con un parámetro de relajación de 1.

En la Figura 233 se presentan los estadísticos de los escenarios donde el modelo logró una convergencia, de estos valores se escoge el escenario que mejor simule las condiciones actuales con resultados acordes a las características físicas de la zona.

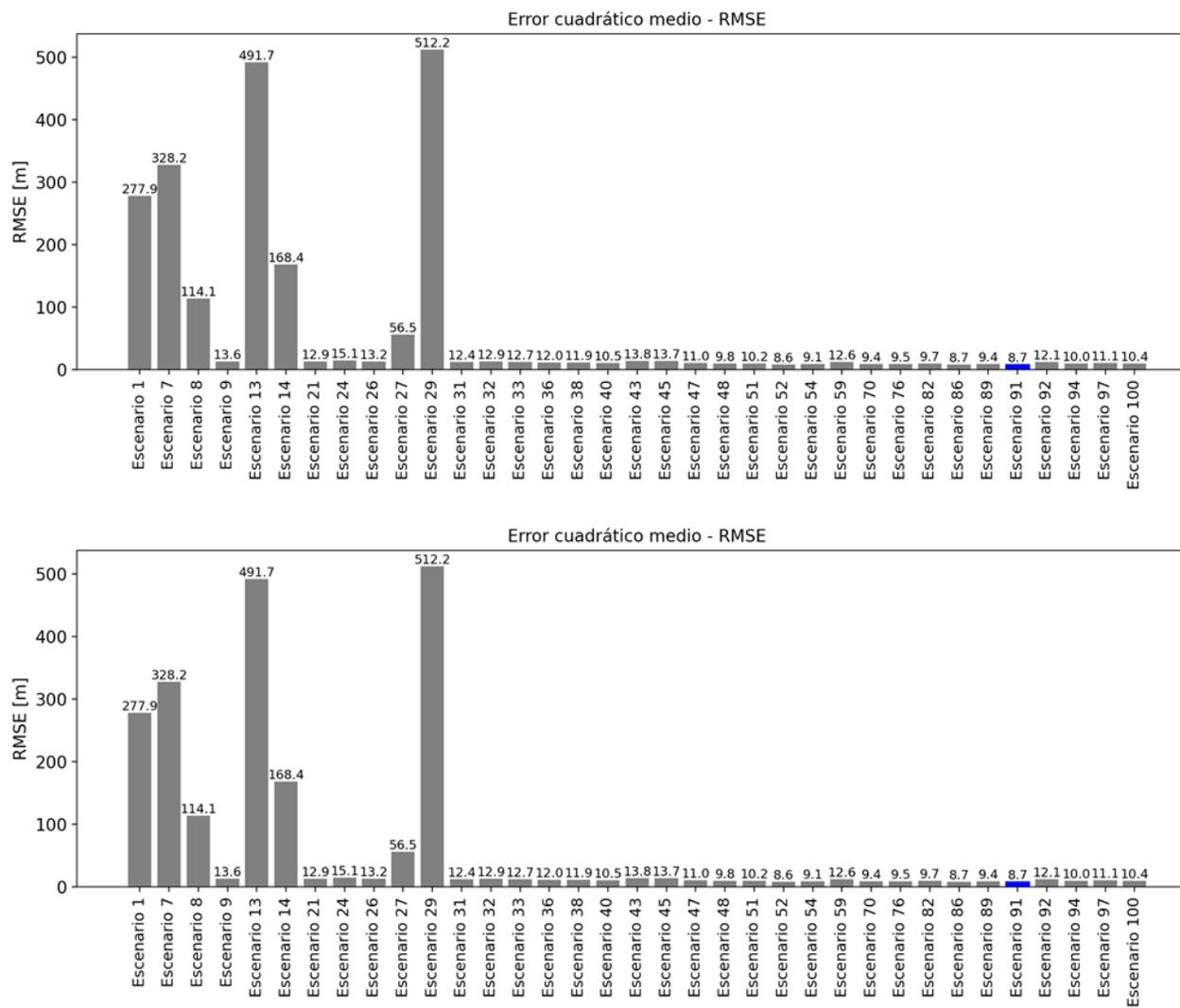


Figura 233. Error medio cuadrado (arriba) y error medio cuadrado normalizado (abajo) para los escenarios con convergencia.

Finalmente, en la Tabla 99 se presenta el resultado de calibración a partir de la combinación de los rangos de permeabilidad, en donde se realizaron 101 escenarios. Durante el proceso se observó que para valores muy bajos ($< 10^{-3}$ o 10^{-4} m/d) o muy altos (> 1 o 10 m/d) de permeabilidad, el error aumenta y no representa las condiciones de la zona. La combinación que mejor simula las condiciones actuales es el escenario 102, con una permeabilidad de 0,13 ($1,3 \times 10^{-1}$) m/d para la UH-1 y 0,01 (1×10^{-2}) m/d para la UH-2. En la Figura 234 se presenta el ajuste obtenido en dicho escenario (niveles observados vs simulados).

Tabla 99. Sensibilidad del modelo a la variación del orden de magnitud de la permeabilidad.

Escenario	Permeabilidad [m/d]		Estadístico							
	UH-1	UH-2	Mínimo residual [m]	Máximo residual [m]	Residual medio [m]	Absoluto residual [m]	Error estándar de la estimación [m]	RMS [m]	RMS normalizado [%]	Coefficiente de correlación
Escenario 91	0,13	0,01	-0,33 en NAC2	-16,3 en PZ11	0,58	6,15	3,28	8,7	3,55	1

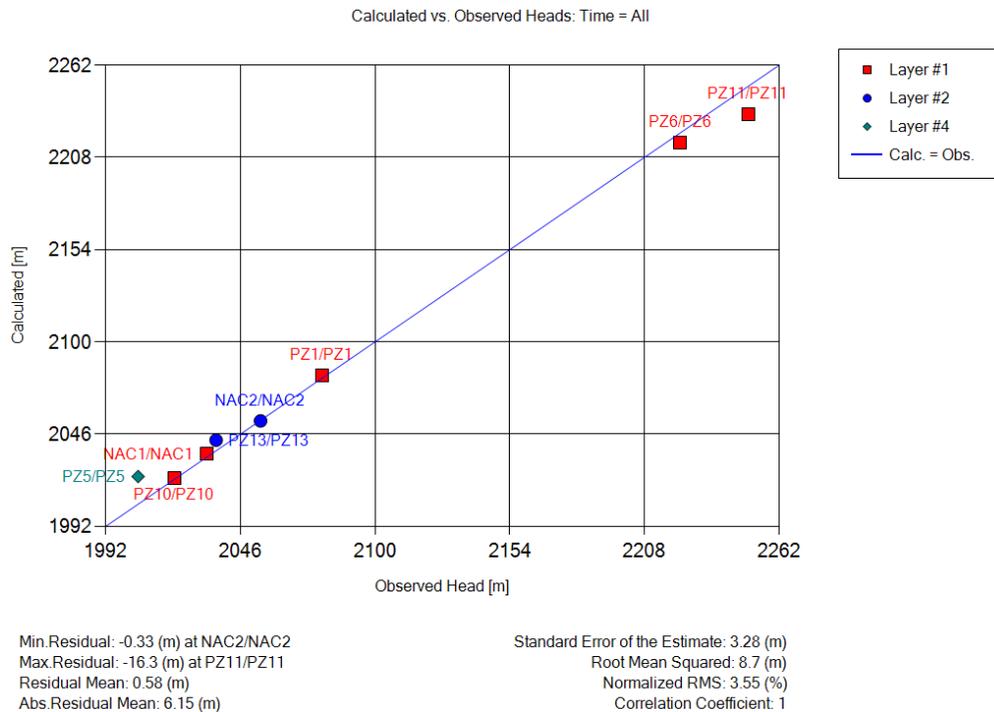


Figura 234. Ajuste final de los escenarios modelados.

Finalmente, ajustadas las cabezas observadas y calculadas con un grupo de permeabilidades, se obtiene un modelo hidrogeológico local coherente con la información disponible y con hipótesis aceptables respecto al comportamiento hidrogeológico dentro de la zona, no obstante, se puede mejorar cuando se ingresen más datos que permitan seguir refinando el modelo.

En la Figura 235 se presenta la distribución espacial del flujo de agua subterránea con las direcciones de flujo, que se dan principalmente hacia la quebrada La Peña y hacia el sur, sureste del polígono. En la Figura 236 se presentan los niveles de agua subterránea simulados en planta y en la Figura 237 se pueden ver dos perfiles, norte-sur y este-oeste, que esquematizan los niveles simulados y las capas del modelo.

Los niveles simulados concuerdan con lo observado en campo, en donde los niveles más profundos se dan en la parte alta del polígono y hacia el centro y sur de la zona los niveles están más cercanos a la superficie. En el extremo norte y noreste del polígono, los niveles simulados tienen profundidades alrededor de 40 m alcanzando la UH-2 (roca) como se observa en el perfil A-A' de la Figura 237; hacia el centro-norte en el cambio de pendiente, la profundidad de los niveles es principalmente de 11 a 8 m desde la superficie del modelo numérico; finalmente, en la zona centro-sur y sur del área de influencia, los niveles simulados son cercanos a la superficie desde 0,3 m hasta 6 m.

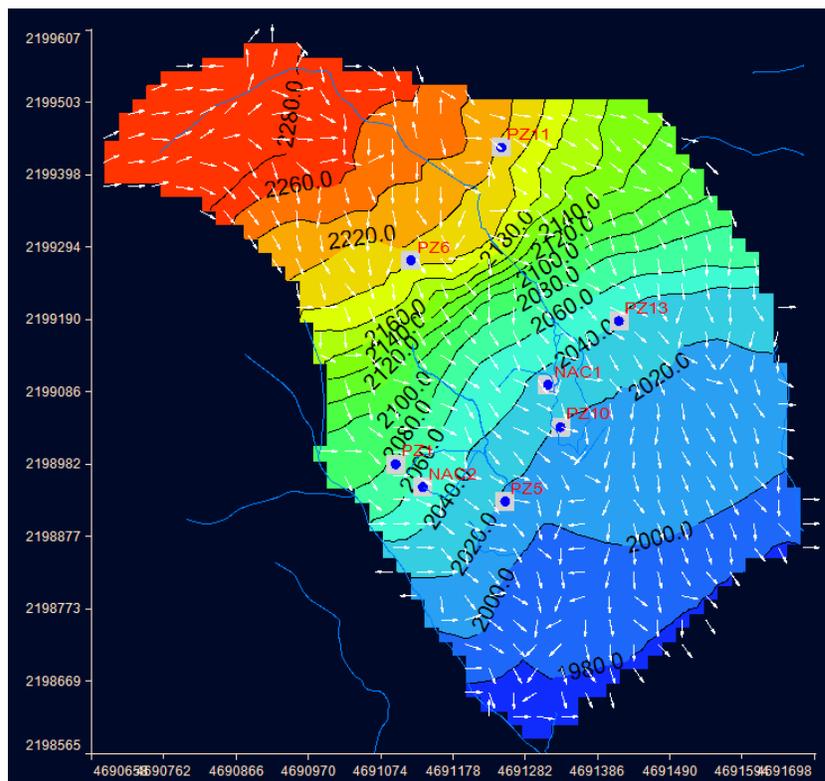


Figura 235. Dirección preferencial de flujo de agua subterránea.

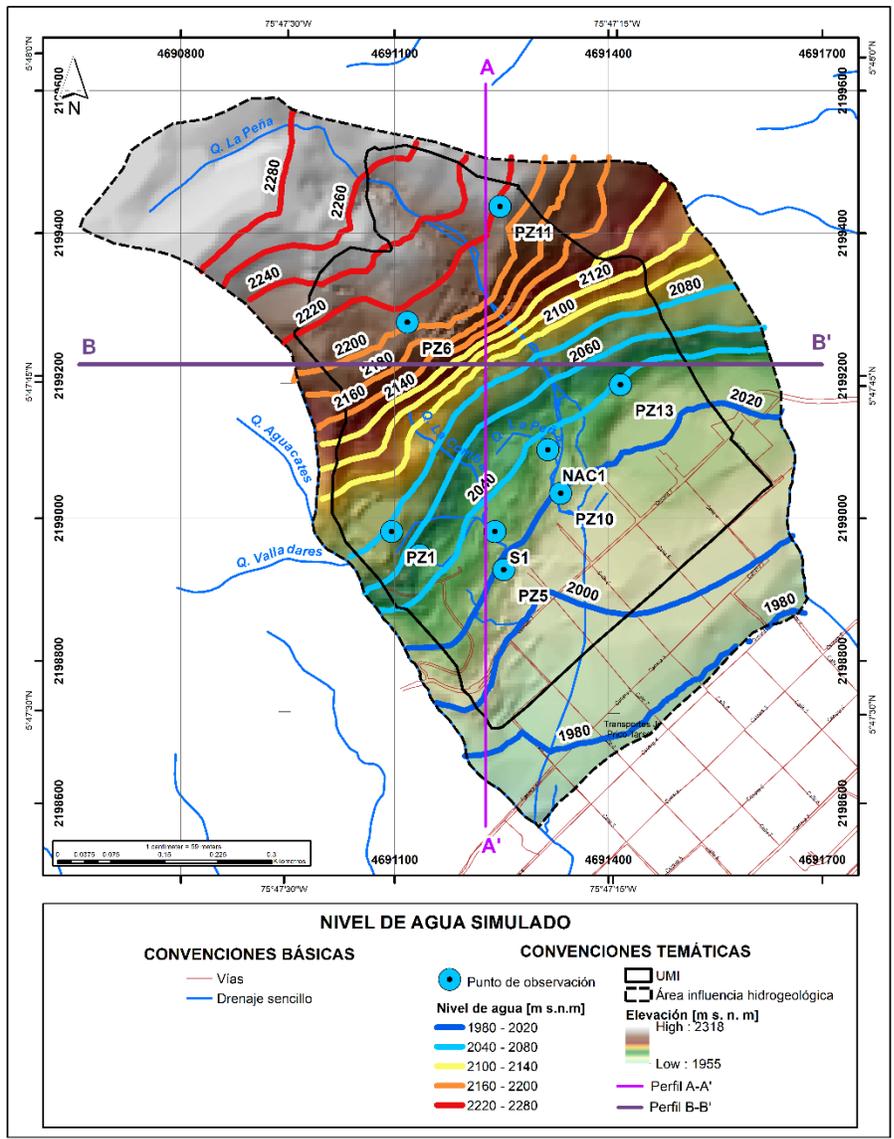


Figura 236. Niveles de agua simulados.

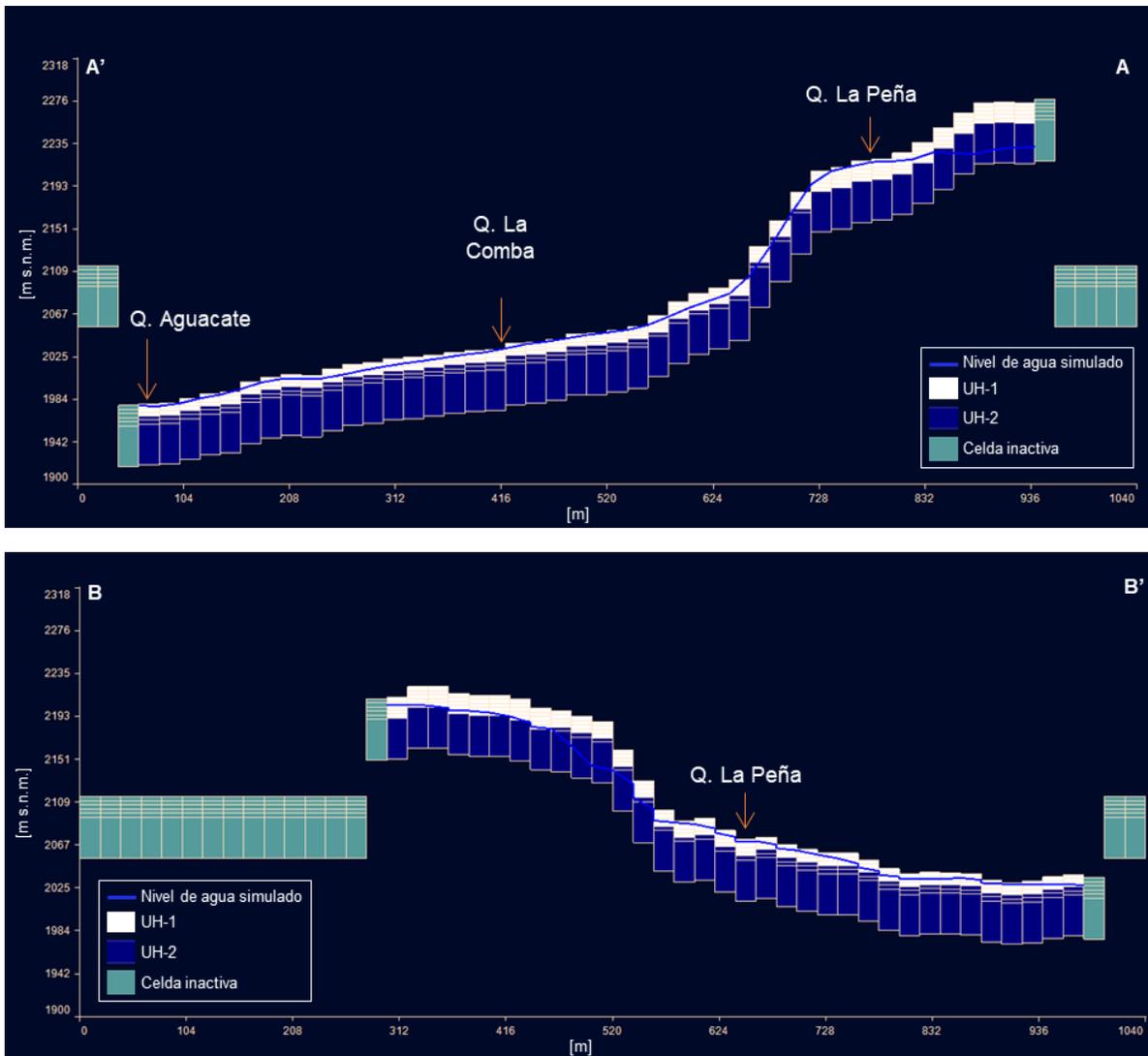


Figura 237. Perfil A-A' y B-B' - niveles de agua simulados.

- **ESCENARIOS DE RECARGA**

Las cabezas equipotenciales encontradas con el modelo en estado estacionario, presentado en el numeral anterior, constituyen el punto de partida para la simulación de tres (3) escenarios de recarga. De acuerdo con el Estudio de Impacto Ambiental del proyecto minero Quebradona (Integral S.A & Minera de Cobre Quebradona S.A, 2021), que se ubica al sur y sureste del presente proyecto, con condiciones climáticas y geológicas similares, la recarga potencial estimada con modelo distribuido, corresponde a diferentes porcentajes de la precipitación media anual para periodos típicos (normal, seco y húmedo).

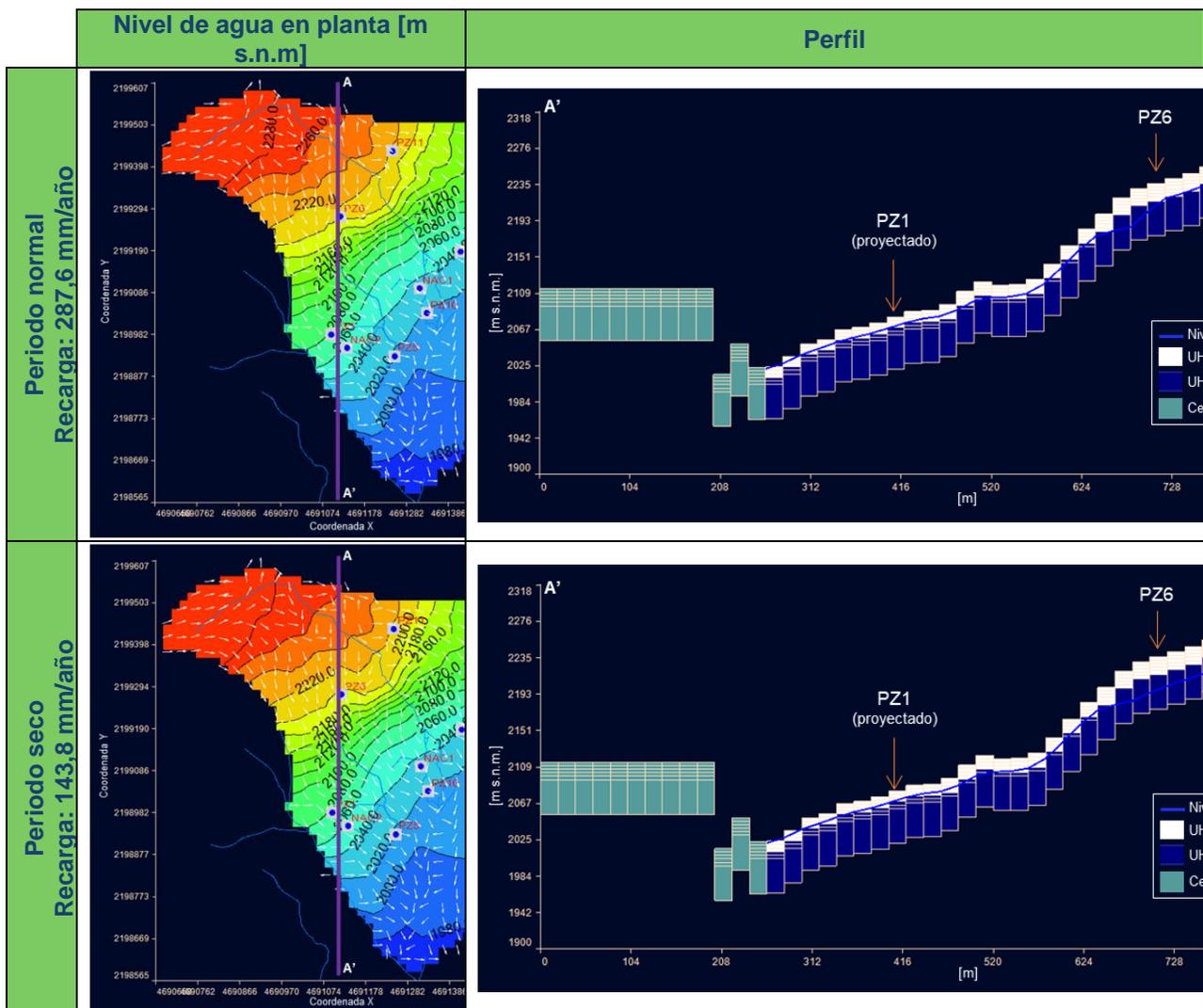
En el mencionado estudio la elección de los periodos se basó en los índices del fenómeno macroclimático El Niño-Oscilación del Sur (ENSO) y se obtuvo que, para condiciones normales, la recarga corresponde al 6,32% – 9,68% de la precipitación media, para periodo

seco está entre 4,07% y 5,91%, mientras que, para el periodo húmedo, entre 10,12% y 16,41% de la precipitación anual.

De acuerdo con estos resultados, en este caso se simularon los tres (3) escenarios mediante un modelo en estado transitorio a tres (3) años, con un paso de 1 año y la misma configuración geométrica presentada en el numeral anterior, utilizando como niveles iniciales los resultantes del modelo en estado estacionario y variando los valores de recarga para cada año como se lista en la Tabla 100.

Tabla 100. Variación en los escenarios de recarga.

Intervalo de tiempo	Recarga [mm/año]	Porcentaje de precipitación media anual
Año 0 - Estacionario (0 - 365 días)	287,6	10%
Año 1 (365 - 730 días)	287,6	10% (periodo normal)
Año 2 (730 - 1095 días)	143,8	5% (periodo seco)
Año 3 (1095 - 1460 días)	431,4	15% (periodo húmedo)



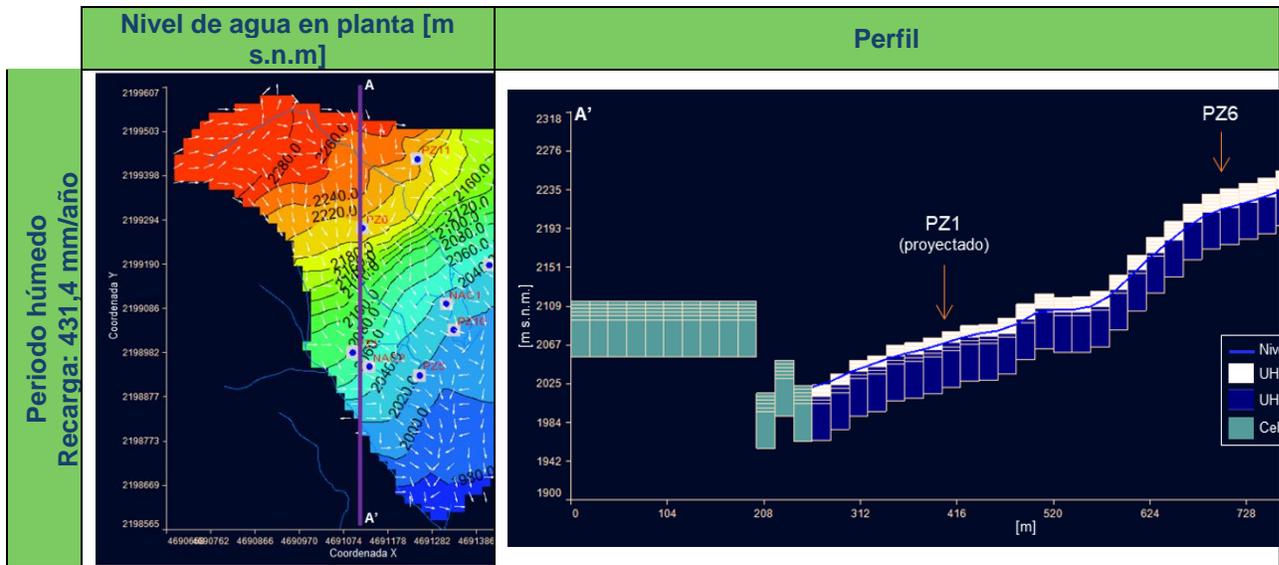


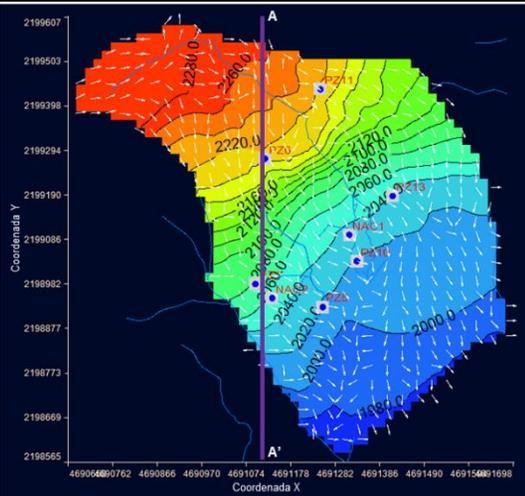
Figura 238 Variación de los niveles simulados para los tres escenarios de recarga.

En la Figura 236 se presentan los resultados para los tres (3) años. Las principales variaciones en los niveles simulados se dan en la parte centro y norte del polígono, donde los niveles simulados en los puntos PZ6 y PZ11 presentan variaciones de 9,9 m y 17,5 m, respectivamente; mientras que para los niveles de agua simulados en los nacimientos y piezómetros ubicados en la parte baja del área de influencia, las variaciones son inferiores a un metro, entre 0,2 m y 0,7 m.

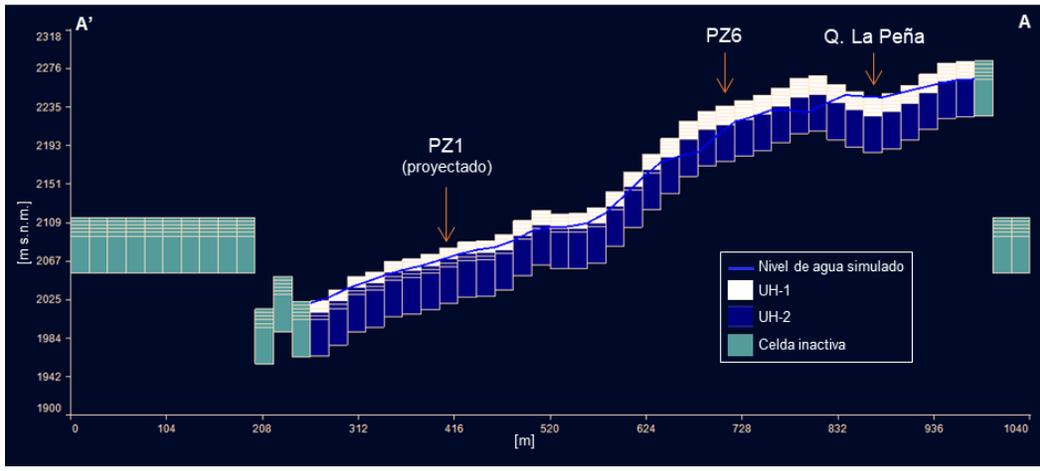
Como es de esperarse, en el año de menor recarga (periodo seco), los niveles de agua se profundizan con cambios más acentuados en la parte alta y en el año de mayor recarga (periodo húmedo), los niveles ascienden a niveles similares a los de condiciones normales, con mayores ascensos en los piezómetros PZ6 y PZ11 de 0,6 m y 8,6 m (respectivamente), respecto al periodo normal.

Periodo normal
Recarga: 287,6 mm/año

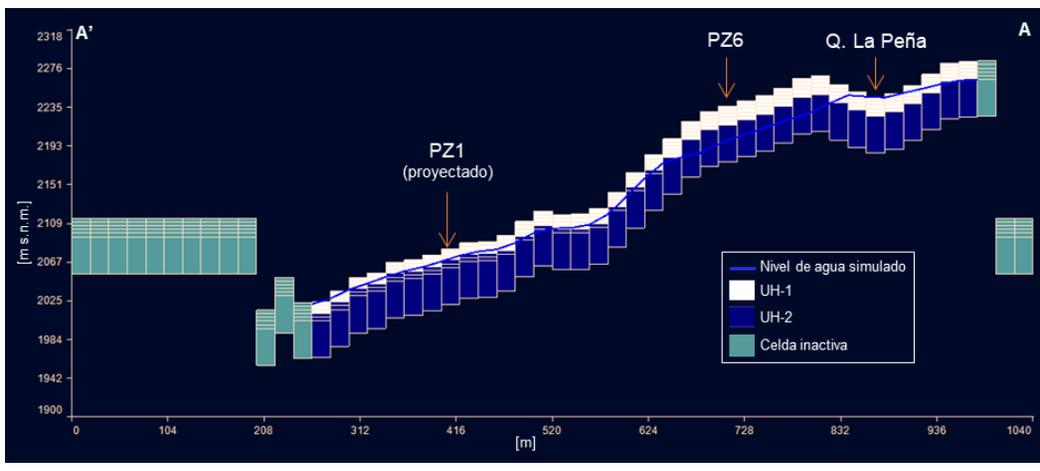
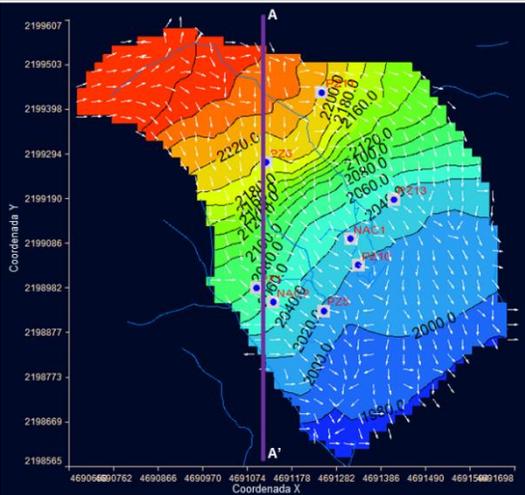
Nivel de agua en planta [m s.n.m]



Perfil



Periodo seco
Recarga: 143,8 mm/año



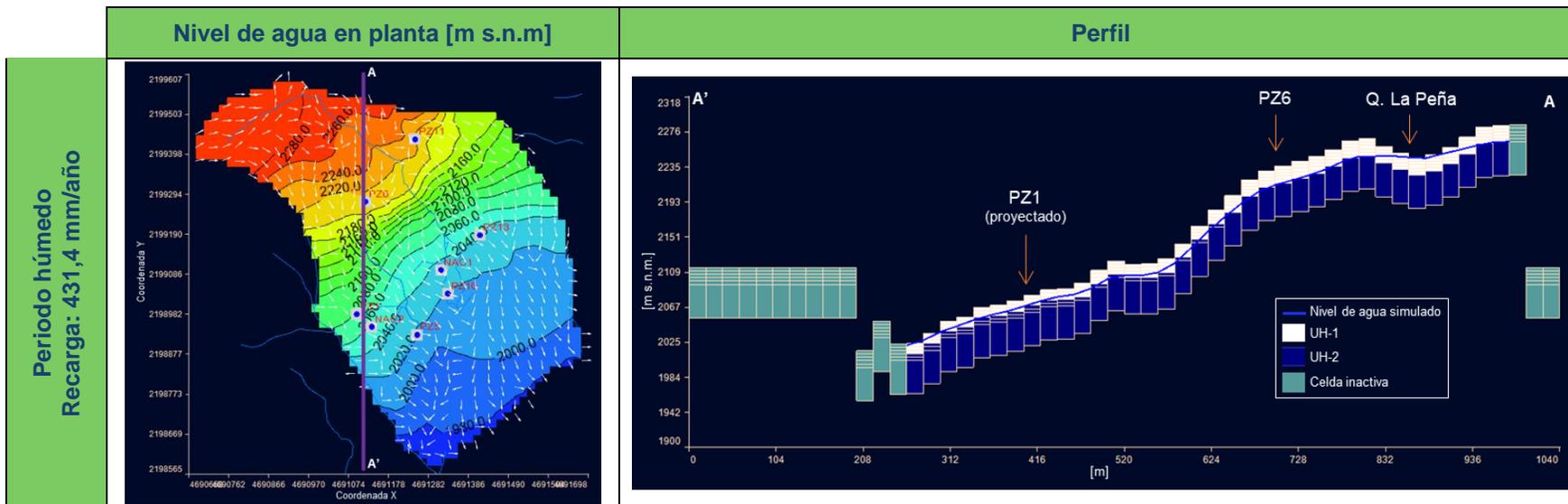


Figura 238. Variación de los niveles simulados para los tres escenarios de recarga.

10. AMENAZAS POR MOVIMIENTOS EN MASA

A continuación, se presentan la zonificación de amenazas por movimientos en masa llevada a cabo a partir de la combinación de los análisis de estabilidad y la distancia de viaje obtenida por el runout. Una vez se obtienen los resultados de los análisis de estabilidad, se extrapolaron a todo el polígono utilizando criterios geomorfológicos, buscando integrar áreas con las mismas características presentes en los perfiles de estabilidad, para lo cual se utilizó el criterio experto del geólogo y geotecnista. La descripción de esta metodología se encuentra en detalle en el capítulo metodológico.

10.1 AMENAZA POR ESTABILIDAD

Para la zonificación de amenazas por movimientos en masa se utilizó el método probabilístico, el cual corresponde a un análisis cuantitativo en el que se calcula el factor de seguridad de cada ladera y la probabilidad de ocurrencia anual de dicha falla. Para la aplicación específica del método se elaboran modelos de análisis de estabilidad de taludes con base en la información de detalle obtenida a partir de la información de campo y de la exploración del subsuelo, y se calculan los factores de seguridad al deslizamiento al igual que la probabilidad anual de falla. Estos modelos requieren de información específica sobre estratificación, estructura, propiedades de resistencia de los materiales, ángulo de fricción interno, y modelos de simulación de niveles freáticos.

La amenaza por movimientos en masa se define en términos probabilísticos como la probabilidad anual de falla del talud, la cual se obtiene al determinar la probabilidad anual de falla considerando la aceleración del terreno por eventos sísmicos como una variable aleatoria y los efectos de la lluvia en la generación de movimientos superficiales y/o profundos. Considerando el factor de seguridad como una función aleatoria, en términos de variables aleatorias, se puede determinar la probabilidad de falla como la probabilidad anual de que el factor de seguridad sea inferior o igual a 1.0, tomando en cuenta la variabilidad de los parámetros del suelo para varios escenarios de amenaza definidos como la combinación de diferentes lluvias y sismos de análisis.

La probabilidad de falla presentada en los diferentes análisis realizados es un valor adimensional y corresponde a la probabilidad de que ocurra una falla en el talud, dado que se está presentando un escenario específico, por ejemplo, en el caso pseudoestático la probabilidad de falla presentada corresponde a la probabilidad de falla dado que en ese momento se está presentando el sismo definido, sin embargo, para obtener la probabilidad real debe considerarse también la probabilidad que el sismo realmente ocurra.

Teniendo en cuenta lo expresado anteriormente, y considerando que el periodo de retorno del sismo incorporado en los análisis es de 475 años ($PF=0.0021/\text{año}$) se calculan las probabilidades de falla para este escenario y se presentan en cada perfil de manera detallada. Para el caso del detonante lluvia, se analiza la incidencia de ésta en la generación de deslizamientos profundos donde se calcula la profundidad de la tabla de agua asociado al periodo de retorno de 20 años, y para deslizamientos superficiales se analiza la incidencia de la lluvia en la saturación de la ladera, todo esto a partir de lo identificado en el capítulo de hidrogeología.

Basado en la metodología propuesta, y en los rangos definidos por el Decreto 1626 de 2015 (Alcaldía de Medellín) se definieron las siguientes zonas de amenazas para el área de estudio (Figura 239):

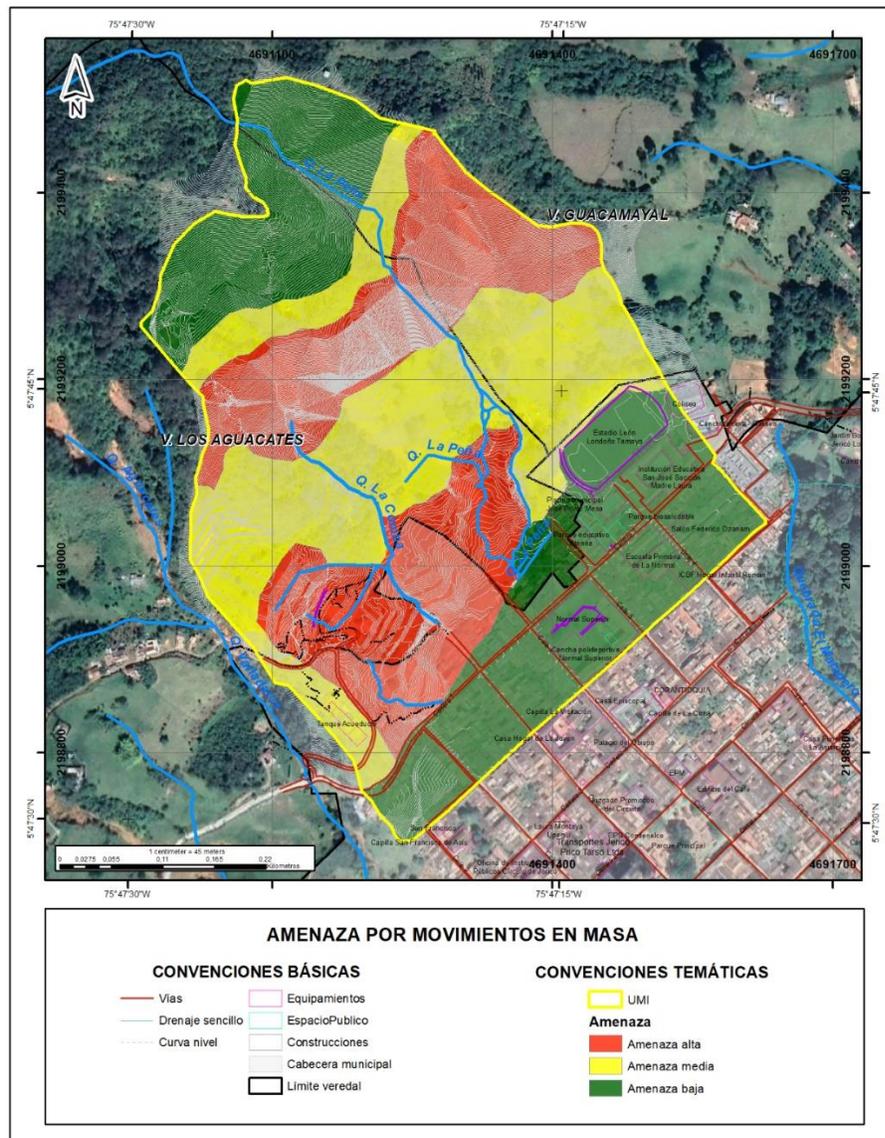


Figura 239. Zonificación de amenaza por estabilidad

Amenaza alta: corresponde a zonas con una alta probabilidad de presentar movimientos en masa debido a que se encuentran afectadas por procesos geológicos activos e inactivos naturales y antrópicos, presentan pendientes muy abruptas a escarpadas y los suelos presentan altas restricciones. Estas zonas se encuentran directamente relacionadas con las áreas de morfodinámica alta y se consideran como zonas potencialmente inestables en cuanto a procesos geológicos.

Bajo esta clasificación se identifican dos zonas principalmente, la primera de ellas corresponde a una franja alargada asociada a la zona de escarpe del cerro Las Nubes, definida geomorfológicamente como ladera recta larga y escarpada, donde afloran tanto suelos residuales como rocas fracturadas de la Formación Combia. En esta zona se identifican evidencias de movimientos en masa de tipo planar como los ocurridos en el año 2019, siendo esta zona de origen de los mismos.

Asociado a este sector, se analizaron los resultados de los análisis de estabilidad del perfil 4, donde en condiciones actuales, para el caso de falla circular se obtienen un factor de seguridad determinístico de 1.179 y un factor medio de 1.241 con una probabilidad de falla de 2.20%, mientras que en el análisis de estabilidad que considera fallas no circulares se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 1.073 y un factor de seguridad medio de 1.136 con una probabilidad de falla de 26.1%. Para este perfil dado que la condición más crítica se presenta para fallas no circulares se utiliza este análisis para determinar la amenaza de este sector, por lo que de acuerdo con el valor de factor de seguridad obtenido para la condición estática (1.073) indicativo de unas condiciones de estabilidad precarias, donde se esperan movimientos hacia el inicio de la zona escarpada con espesores de hasta 7m.

Se destaca que el perfil 5 igualmente incluye la zona analizada, pero debido a que las superficies de falla obtenidas en el análisis de estabilidad no se encuentran sobre la zona de escarpe, no se incluye en el análisis. Es importante destacar que, dadas las condiciones geológicas y geomorfológicas identificadas en la zona y la presencia de cicatrices de deslizamientos, esta zona igualmente se incluye como de amenaza alta.

La segunda zona definida como de amenaza alta por movimientos en masa, corresponde al costado suroccidental, en una zona comprendida entre la carrera 1ª, la vía de acceso a la Planta de tratamiento de agua potable del municipio, la zona del antiguo hotel El Mirador y la quebrada La Peña, donde predominan laderas irregulares y colinas, además de terrazas antrópicas desarrolladas sobre depósitos de vertiente principalmente. En esta zona se identifican movimientos en masa activos e inactivos de diferentes dimensiones, que han mostrado actividad reciente con movimientos recurrentes.

Para este sector se analizan los resultados de los análisis de estabilidad de los perfiles 1, 2 y 3. Para los perfiles 1 y 2, los factores de seguridad obtenidos en condición estática son de 1.070 y 1.106 respectivamente, indicativos de las condiciones de inestabilidad manifiesta

identificada en los recorridos de campo. Para el perfil 3 el factor de seguridad obtenido es de 1.076.

Amenaza Media: Corresponde a zonas con una moderada probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa y que presentan procesos geológicos generalmente inactivos los cuales podrían reactivarse si no se toman correctivos. Aunque los procesos morfodinámicos en estas zonas no abundantes, su composición geológica y las altas pendientes hacen que esta zona sea más susceptible a este tipo de amenaza, por eso requieren un especial cuidado, ya que la amenaza media puede convertirse fácilmente en amenaza alta, si los usos del suelo no son adecuados.

En esta clasificación se incluyen dos sectores, el primero de ellos corresponde a una franja alargada que se extiende al norte del área de estudio, donde predominan laderas rectas a irregulares, desarrolladas sobre suelos residual principalmente. Para esta zona se cuenta con los análisis de estabilidad de los perfiles 4 y 5, donde las superficies de falla se dan asociadas a la zona de escarpe, sin embargo, teniendo en cuenta las condiciones geológicas y geomorfológicas identificadas durante el trabajo de campo, se plantea una zona de transición o de retiro del escarpe, como medida de prevención ante la posible ocurrencia de eventos de tipo remontante.

El segundo sector corresponde a la parte media, del área analizada, que se extiende desde la zona donde se localiza la planta de tratamiento, hasta el oriente en el talud superior de la cancha, donde desde el punto de vista geológico predominan depósitos de vertiente y donde se identifica la presencia de cicatrices de deslizamientos, zonas de empozamiento de aguas lluvias y de escorrentía, además de procesos de erosión superficial. Asociado a esta zona se analizan los resultados de los análisis de estabilidad de los perfiles 1, 2, 4 y 5, los cuales muestran la probabilidad de ocurrencia de fallas asociado a factores de seguridad entre 1.2 y 1.5 (Figura 240).

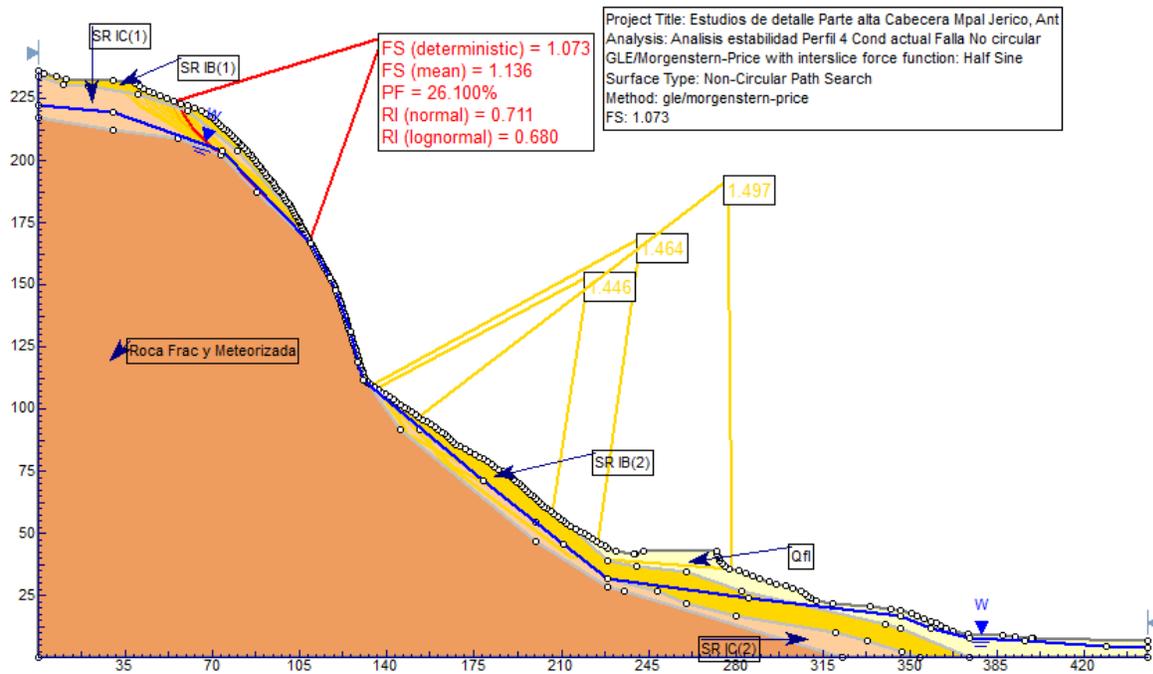


Figura 240. Factores de seguridad variables entre 1.2 y 1.5 identificados en la zona media del perfil 4

Amenaza Baja: Esta categoría de amenaza se extiende principalmente en dos sectores hacia el costado norte y al sur respectivamente. La primera zona, en el costado norte, se presenta sobre suelos residuales de la Formación Combia, donde no se identifica la ocurrencia de procesos morfodinámicos asociados a las condiciones de pendiente, y la cobertura vegetal.

El segundo sector, al sur corresponde a la zona urbanizada del sector de La Comba, la cual se caracteriza por presentar pendientes predominantemente inclinadas y puntualmente suaves en zonas intervenidas antrópicamente, conformadas por depósitos de vertiente de tipo flujo de lodos y escombros, conformando laderas de aspecto irregular, donde no se identifican movimientos en masa. Asociado a esta zona de amenaza baja se analizan los resultados de obtenidos en los perfiles 4 y 5, en donde no se observa la generación de superficies de falla asociadas a la parte baja de dichos perfiles, esto posiblemente relacionado con las condiciones de pendiente.

10.2 AMENAZA POR RUNOUT

El modelo de runout realizado con la metodología de Flow R (Figura 241), se desarrolló ubicando puntos en las zonas delimitadas como amenaza alta y media en la zonificación de amenaza a partir del análisis de estabilidad. Estos puntos de despeque se localizaron a lo largo de todo el escarpe principal, desde el costado noroccidental hasta el costado nororiental del área de estudio; otros puntos se ubicaron en los taludes ubicados en la zona centro-sur y en el sector de los Aguacates, donde se ha presentado el proceso morfodinámico más

complejo. El runout con esta metodología se representó usando una clasificación de la energía cinética en unidades de Julios (J), en donde se alcanzaron valores entre 0 y 45 J, siendo las zonas de mayor energía las que presentan una mayor pendiente, ubicadas en el escarpe principal y alcanzando pendientes mayores al 100%.

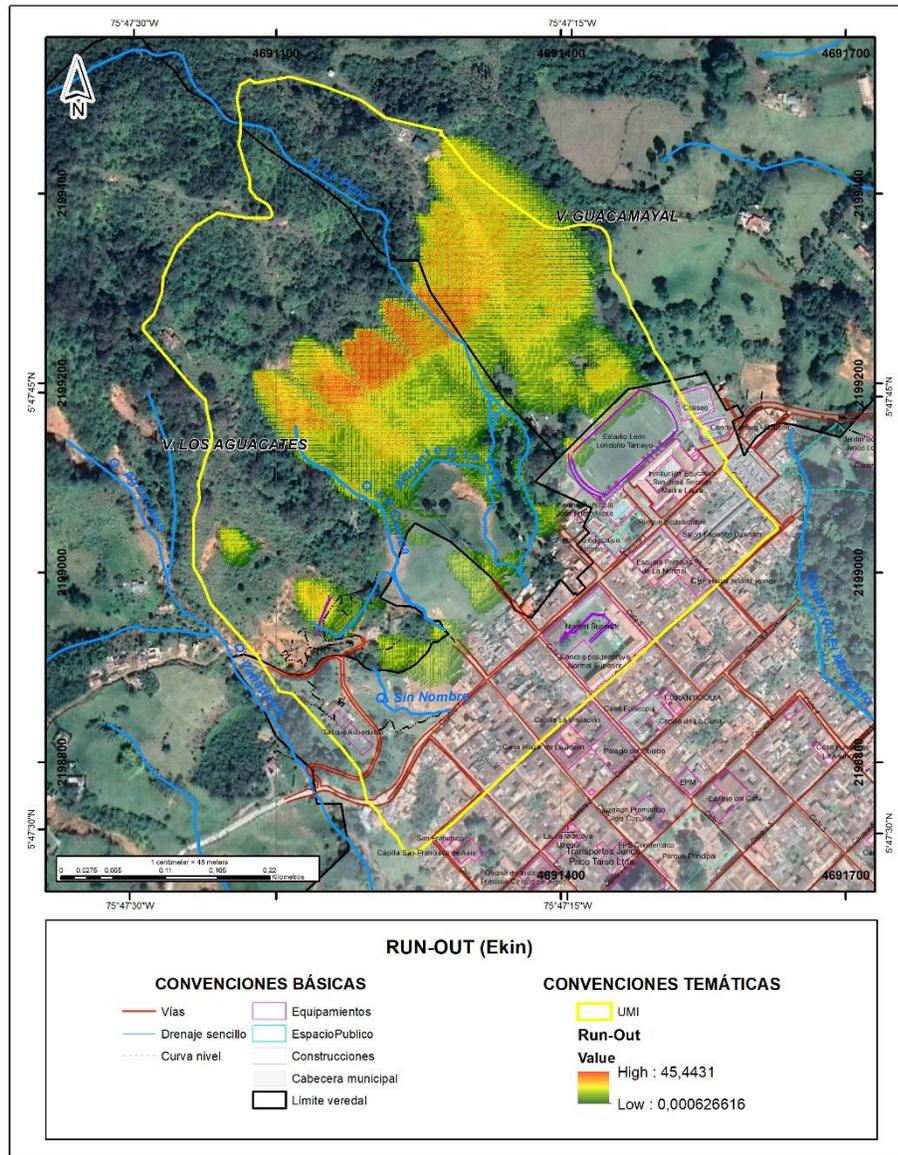


Figura 241. Modelo de runout con la metodología de Flow R, representando la energía cinética de la masa desplazada.

Los resultados del runout presentan afectaciones a lo largo de toda el área de estudio, desde la parte alta del escarpe donde se ubicaron la mayoría de los puntos de despegue, hasta alcanzar la parte baja; llegando hasta el estadio León Londoño Tamayo en el sector norte de esta. Así mismo, en la zona central se observa que la masa desplazada alcanzaría las

primeras construcciones ubicadas en la primera manzana de la cabecera municipal y las vías que allí se presentan (Calle 5, calle 6 y calle 7). Adicional a la representación hecha con la energía cinética (Figura 241), para este modelo se realizó un mapa en el que se observan las zonas de máxima probabilidad para el viaje de la masa, siendo en este caso el sector central en el fondo de las vaguadas el de mayor probabilidad para el recorrido de un movimiento en masa (Figura 242) (Ver Anexo 7).

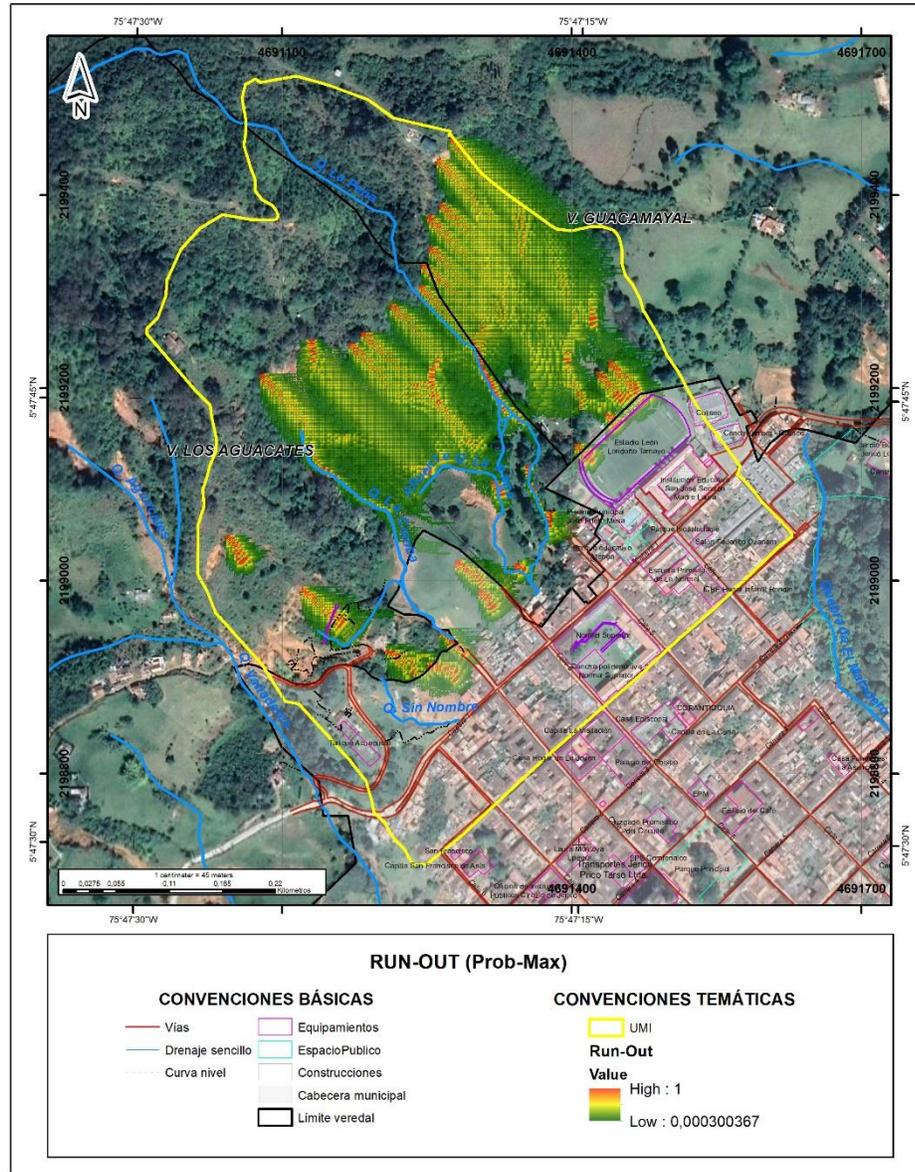


Figura 242. Probabilidad máxima de viaje de la masa con el modelo de Flow R.

10.3 AMENAZA TOTAL

La definición de la amenaza final resulta de la combinación de la amenaza obtenida mediante el método probabilístico (probabilidad de falla anual para movimientos en masa superficiales y profundos) y la distancia de viaje (runout), debido a que es necesario establecer tanto la zona donde hay probabilidad de que se generen los movimientos en masa, como su zona de influencia y depositación. Teniendo en cuenta lo anterior, el nivel de amenaza para una zona está condicionado tanto a la estabilidad propia del terreno como a la probabilidad de que se vea afectada por la depositación de materiales asociados a movimientos en masa que se generen en la zona circundante. Se destaca que la valoración de la amenaza de las zonas afectadas por runout depende directamente del nivel de amenaza obtenido en la zona con probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa.

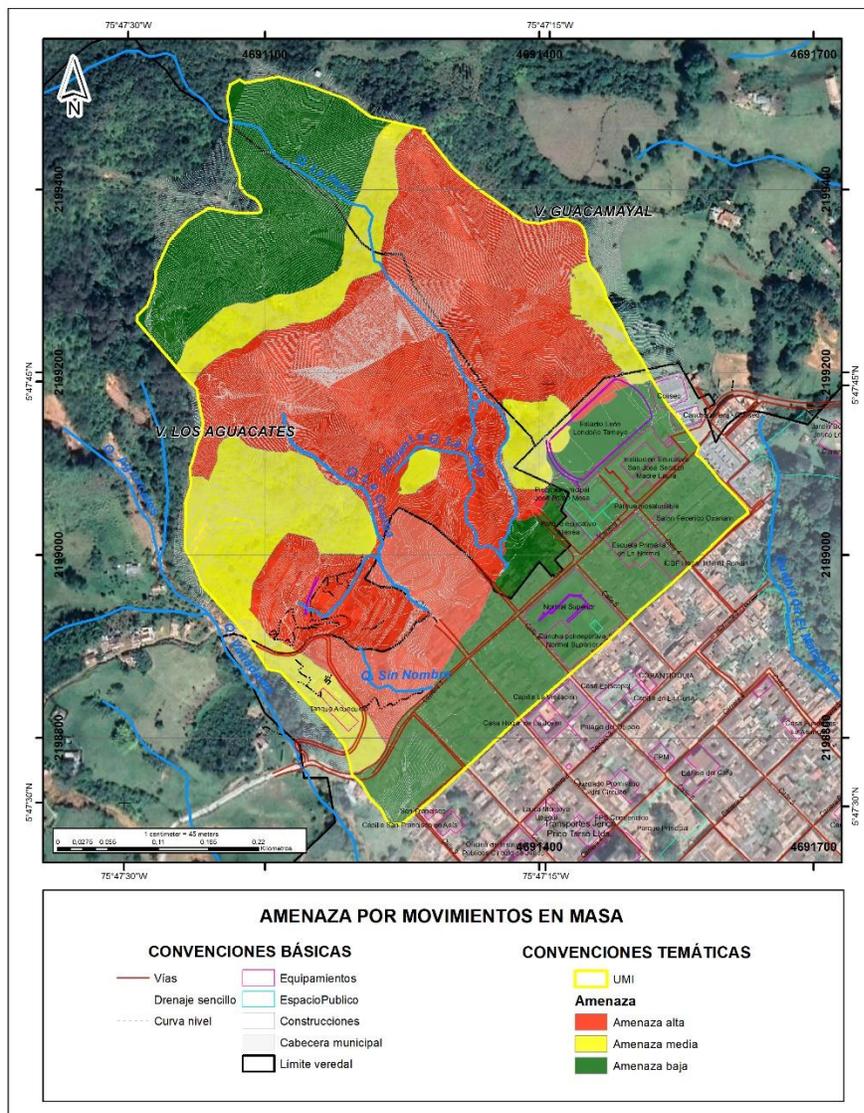


Figura 243. Zonificación final de amenazas por movimientos en masa

Teniendo en cuenta lo anterior, para la zona de estudio, se identifican zonas de amenaza alta, media y baja por movimientos en masa tanto superficiales como profundos, como se describe a continuación (Figura 243).

Amenaza Alta: Corresponden a áreas con inestabilidad manifiesta o con alta probabilidad de presentar movimientos en masa o a ser afectadas por el material desplazado, debido a la acción en conjunto de la lluvia, la geología, la geomorfología y factores antrópicos.

Bajo esta clasificación se incluye gran parte del área analizada que se extiende desde la zona de escarpe e incluye la ladera aledaña a este, donde la pendiente es un poco menor, y la zona comprendida entre la carrera 1ª, la vía de acceso a la Planta de tratamiento de agua potable del municipio, la zona del antiguo hotel El Mirador y la quebrada La Peña.

La amenaza en esta zona está dada porque hacia la parte alta y en el costado occidental se presenta una alta probabilidad a la ocurrencia de movimientos en masa, dada por la obtención de factores de seguridad inferiores a 1.2, y por la presencia de procesos de inestabilidad activos, cuyos materiales movilizados tienen probabilidad de desplazarse de acuerdo con el análisis de runout hasta las zonas de menor pendiente localizadas en la parte media del área analizada, abarcando gran parte de la zona catalogada dentro de la amenaza por estabilidad como de amenaza media.

Amenaza media: Son áreas con un nivel medio de probabilidad que se presenten movimientos en masa o a ser afectadas por el material desplazado, debido a la acción en conjunto de la lluvia, la pendiente y en alguna medida a factores antrópicos. Presentan procesos morfodinámicos generalmente inactivos de poca densidad que pueden reactivarse si no se llevan a cabo acciones correctivas, en especial con el uso del suelo.

Bajo esta categoría se identifican algunos sectores localizados en la parte media del área analizada donde el análisis de estabilidad exhibe probabilidades moderadas a la ocurrencia de movimientos en masa en condiciones estáticas y donde los modelos de runout no alcanzan a cubrir la zona. Se incluyen la parte intervenida del talud de Los Mangos y la zona donde se localiza la planta de tratamiento; una zona de pendientes baja localizada sobre la margen occidental del afluente de la quebrada La Peña; una zona localizada sobre la margen oriental de la corriente principal de la quebrada La Peña; y finalmente parte del lomo que marca el límite oriental de la zona de estudio. Asociado a los modelos de runout se identifica ampliación de esta zona de amenaza media, hacia el costado suroccidental, en el sector comprendido entre la carrera 1 con calle 8, donde es posible que se acumulen materiales provenientes del talud superior, y en el talud superior de la cancha sintética, donde es posible que los materiales desplazados afecten el costado noroccidental de la misma.

Amenaza baja: Corresponden a áreas con aceptables condiciones de estabilidad, sin evidencias físicas o históricas de procesos morfodinámicos, o si existen, su densidad es baja,

con baja probabilidad de que se presenten movimientos en masa o ser afectadas por el material desplazado, debido a la acción en conjunto de la lluvia acumulada y las pendientes. Este nivel de amenaza se identifica en el costado norte, y al sur en la zona comprendida ente las carreras 1 y 2 con calles 8, donde la amenaza por estabilidad es baja y en el análisis de runout no se obtiene probabilidad de verse afectada por la acumulación de materiales asociados a la ocurrencia de movimientos en masa en la zona aledaña.

11. HIDROLOGÍA

El estudio hidrológico comprende el cálculo de caudales extremos para períodos de retorno de 2.33, 5, 10, 25, 50 y 100 años. Debido a que para la mayoría de las cuencas del país no se dispone de información hidrológica que permita estimar caudales a partir de un análisis histórico (estadístico), se hace necesario usar modelos Lluvia-Escorrentía (Método Racional) e hidrógrafas unitarias, tal como se procederá en el presente estudio.

El objeto de este tipo de estudios es obtener las crecientes de diseño la quebrada Sin Nombre, la quebrada La Comba y su afluente y la quebrada La Peña y su afluente, drenajes que discurren al interior de la zona de estudio, lugar donde se han generado deslizamientos y movimientos en masa y donde se han venido realizando intervenciones para estabilizar la ladera afectada (Figura 244).

La estimación de caudales se hará teniendo en cuenta las características físicas o morfológicas de la hoya hidrográfica, la precipitación de la zona y la infiltración que se pueda presentar en el terreno. Debido a la falta de registros de caudales se pueden emplear métodos lluvia – escorrentía para determinar la escorrentía superficial o la creciente de diseño, considerando entonces la intensidad, frecuencia y duración de las lluvias. Los sitios de análisis hidrológico se muestran en la Tabla 101.

Tabla 101. Sitios de análisis hidrológico - Coordenadas planas Magna Colombia origen Único

Id Punto	Coordenada Este (m)	Coordenada Norte (m)	Cuenca
P1	4691283.52	2198855.36	Q. Sin Nombre
P2	4691216.07	2199000.55	Afluente Q. La Comba
P3	4691278.65	2198939.11	Q. La Comba
P4	4691323.90	2199094.09	Afluente Q. La Peña
P5	4691321.18	2199190.23	Q. La Peña P1
P6	4691360.36	2198994.17	Q. La Peña P2

La estimación de caudales máximos debe mirarse con mucho cuidado, ya que una mala interpretación o utilización de los mismos se refleja directamente en el dimensionamiento de obras y estimación de las zonas inundables. En el análisis hidrológico se tuvo muy presente las limitaciones y condiciones de desarrollo de las metodologías utilizadas para no incurrir en problemas de sobre-dimensionamiento o sub-dimensionamiento. Este es un aspecto de gran importancia, ya que en nuestro medio es común utilizar formulaciones desarrolladas en otros

países con condiciones hidrológicas y topográficas diferentes; sin embargo, son las herramientas disponibles ya que no existe la instrumentación adecuada para obtener datos confiables de la relación lluvia - escorrentía.

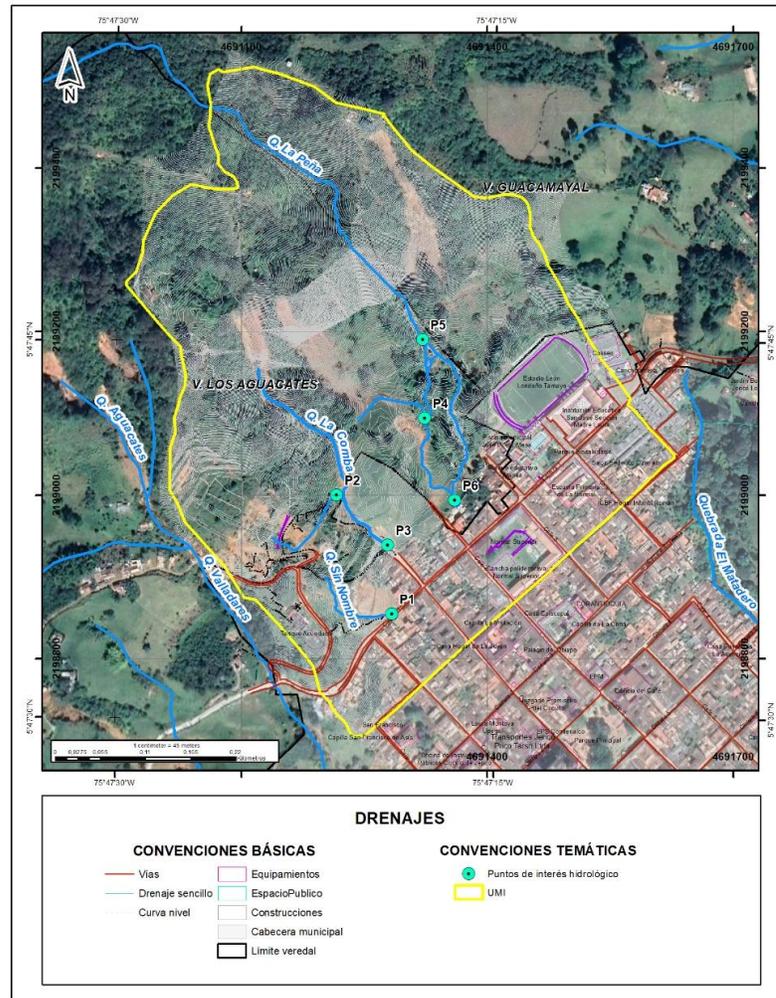


Figura 244. Drenajes objeto de estudio

11.1 ESTADO ACTUAL DEL RECURSO HÍDRICO

Acorde a la cartografía de Cartoantioquía, en el área objeto de estudio, sólo discurre un elemento de la red hídrica, la quebrada La Peña en sentido noroccidente – suroriente hasta confluir al sistema de alcantarillado en la zona urbana del municipio de Jericó (Figura 245), sin embargo, como se explicará más adelante, en la zona central del área de estudio discurre un cuerpo de agua denominado quebrada La Comba.

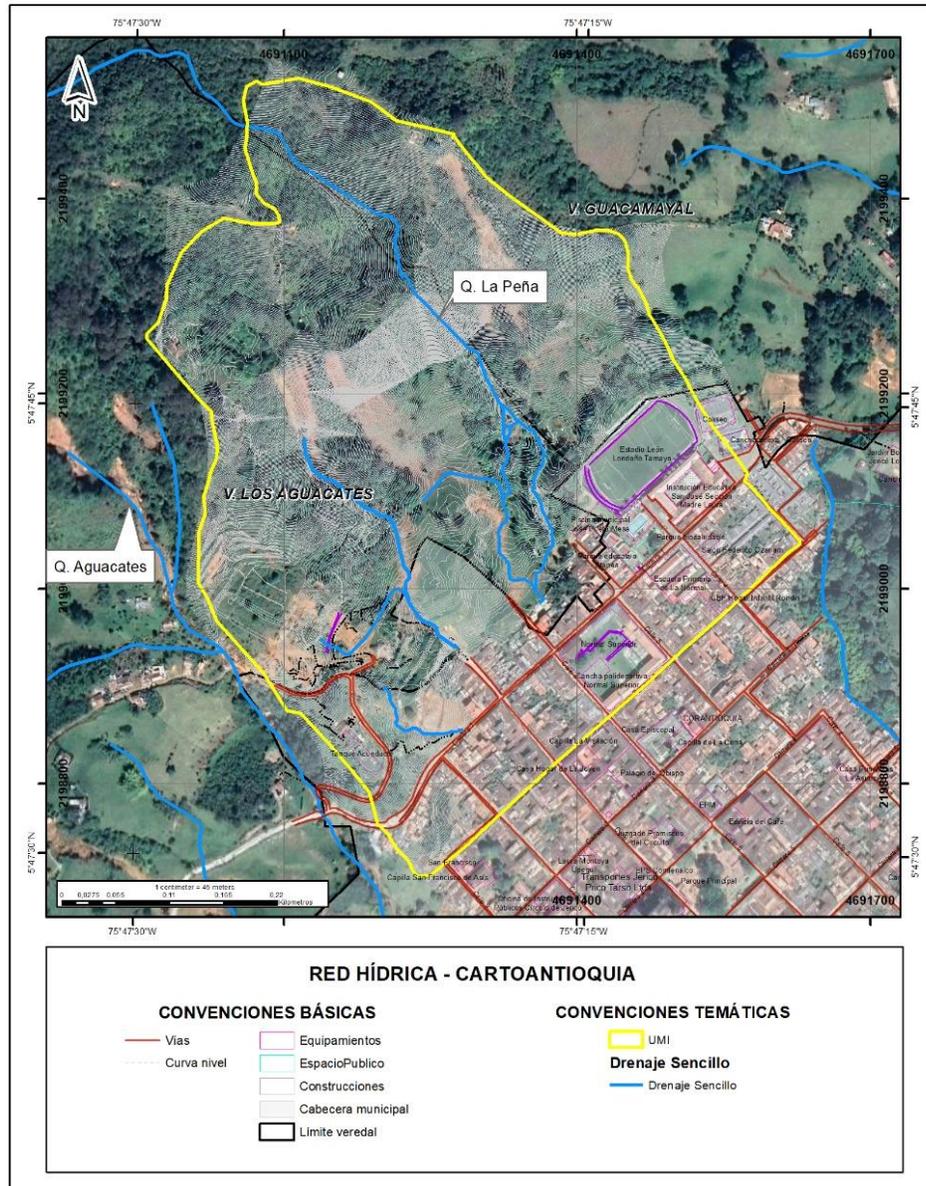


Figura 245. Red hídrica según cartografía Cartoantioquia

Una vez evaluada la información cartográfica existente al interior del área de estudio, se procedió hacer la verificación del recurso hídrico a través de una visita de campo, donde se identificaron los siguientes aspectos:

- Se hizo un recorrido a lo largo y ancho del polígono de estudio, con el fin de identificar la condición actual de los drenajes existentes y obras hidráulicas asociadas al manejo de las aguas lluvias al interior del área (Figura 246).

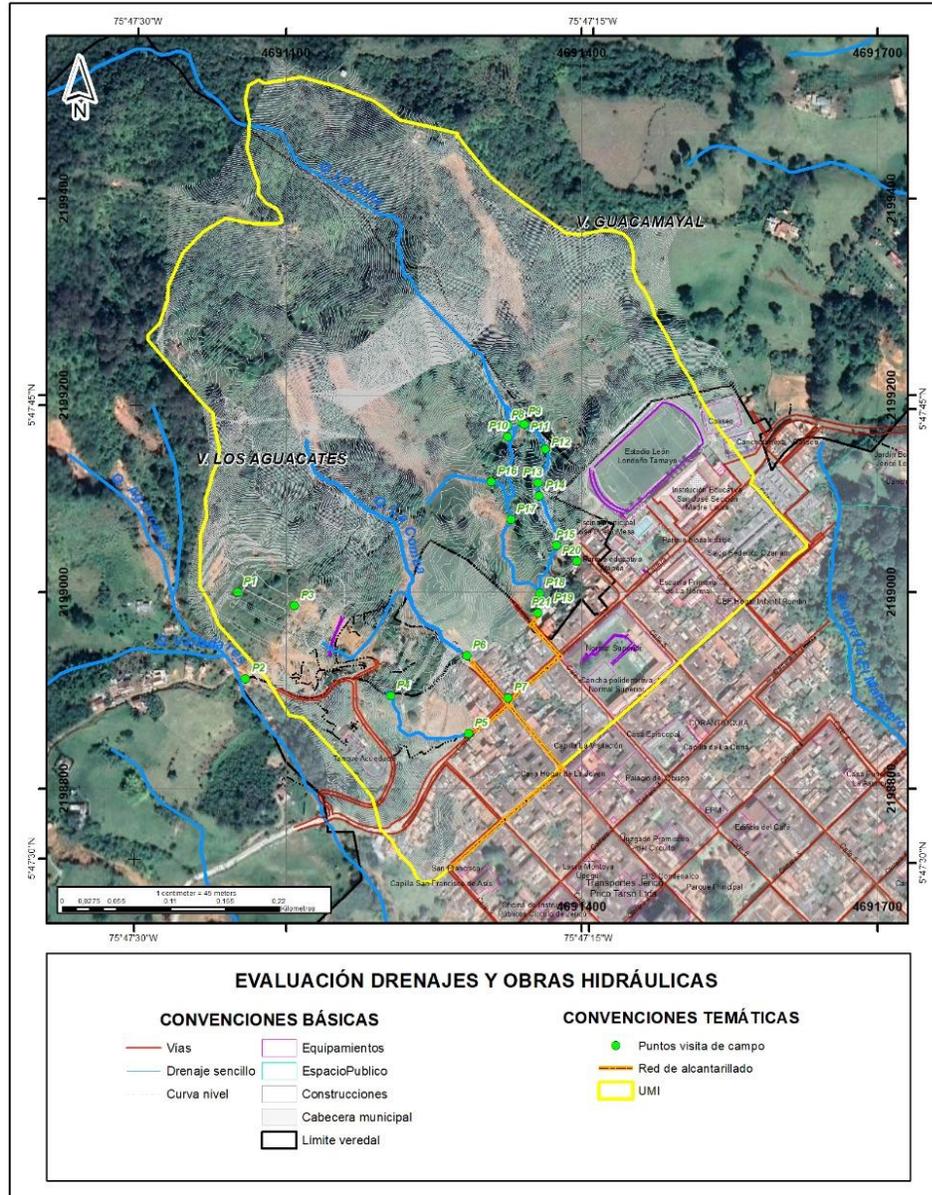


Figura 246. Puntos de campo evaluados en el lote de estudio

- En el P1 corresponde a la zona del talud, donde se han ejecutado obras de adecuación del talud y conformación de cunetas para el manejo de las aguas lluvias (Figura 247).



Figura 247. Obras de conformación del talud y manejo de las aguas lluvias – P1.

- El P2 corresponde a la obra de cruce (box culvert) que fue construido sobre la quebrada Valladares, obra que se encuentra en buenas condiciones y funcionando de forma adecuada. Es de resaltar que está quebrada no es objeto de estudio en el presente informe técnico, dado que esta se encuentra por fuera del polígono de estudio colindando con el área en su costado occidental (Figura 248).



Figura 248. Obra de cruce existente sobre la quebrada Valladares – P2

- El P3 se evidenció la presencia de unas tuberías que cruzan de forma transversal el talud cuya función es la recolección y conducción de las aguas de algunos drenes ubicados en los taludes que se han conformado (Figura 249).



Figura 249. Obras para el manejo de las aguas lluvias en el proceso de estabilización de los taludes – P3.

- El P4 corresponde al punto donde se evidencia presencia de agua bajando por el talud, donde se genera un camino de flujo preferencial (Figura 250).



Figura 250. Camino de flujo de agua asociada a escurrimiento del talud - P4

- El P5 corresponde al drenaje que se forma producto de las aguas de escorrentía provenientes del talud (P4), lugar donde se evidencia una pequeña conformación y presencia de aguas de escorrentía; posteriormente, aguas abajo en la zona de la vía se identifica que las aguas de esta pequeña escorrentía confluyen a un sumidero existente asociado al sistema de alcantarillado del sector (Figura 251).



Figura 251. Drenaje existente asociado al escurrimiento de la ladera - P5.

- El P6 corresponde al sitio donde el cauce de la quebrada La Comba está conformado por un canal escalonado en concreto y posteriormente llega a una estructura de sumidero para ser empalmada al sistema de alcantarillado de la zona (Figura 252).



Figura 252. Conformación del cauce de la Q. La Comba en la zona de confluencia al sistema de alcantarillado – P6.

- Adicionalmente, en el P6 se identificó la presencia de un tanque de amortiguación de creciete justo en la zona de entrada o empalme de la quebrada La Comba con el sistema de alcantarillado (Figura 253).



Figura 253. Obra de amortiguación de creciete de la Q. La Comba en la entrada al sistema de alcantarillado - P6.

- El P7 corresponde a uno de los MH que conforman el sistema de alcantarillado, lugar donde la quebrada La Comba es encauzada (Figura 254).



Figura 254. Q. La Comba conducida en el sistema de alcantarillado – P7.

- Respecto a la quebrada La Peña, se encontró que, en la parte superior de la zona de estudio, presenta una bifurcación, es decir, la quebrada es dividida en dos ramales, un primer ramal derecho que corresponde al cauce natural y un ramal izquierdo asociado a una derivación de la quebrada donde se evidencia una obra de control de gradiente con una obra de captación; en el punto identificado como P8 se evidencia el ramal de la margen derecha donde se muestra la conformación del cauce de la quebrada La Peña, y se muestra un cauce natural conformado por saltos y pozos, lecho conformado por gravas y márgenes, prevista de pastos y arbustos (Figura 255).



Figura 255. Conformación del cauce de la Q. La Peña bifurcación margen derecha – P8.

- En el P9 se muestra la presencia de una obra hidráulica de captación donde existe una pequeña presa o azud en concreto con una manguera, es de resaltar que aguas abajo de la obra no se evidencia presencia de agua (Figura 256).



Figura 256. Obra de captación de agua Q. La Peña bifurcación margen izquierda – P9.

- El P10 corresponde a la continuación del cauce del ramal derecho de la quebrada La Peña, donde se evidencia una conformación pequeña y poca agua confluyendo hacia esa dirección (Figura 257).



Figura 257. Continuidad del cauce del ramal derecho de la Q. La Peña – P10.

- El P11 corresponde a la continuación del cauce del ramal izquierdo de la quebrada La Peña, donde se evidencia una conformación amplia, presencia de gravas y mayor cantidad de agua confluyendo hacia esa dirección (Figura 258).



Figura 258. Continuidad del cauce del ramal izquierdo de la Q. La Peña – P11.

- En el P12 se muestra la conformación del cauce principal de la quebrada La Peña aguas abajo de la zona de bifurcación, donde se muestra un cauce amplio, con una sección irregular tipo U, conformada por gravas con tamaño medio de 0.30 m y márgenes compuestas por pastos y algunos árboles aislados (Figura 259).



Figura 259. Conformación del cauce principal de la Q. La Peña aguas abajo de la zona de bifurcación – P12.

- En el P13, la quebrada La Peña empieza a evidenciar procesos de incisión y de profundización del lecho (Figura 260).



Figura 260. Procesos de incisión al interior del cauce de la Q. La Peña – P13.

- En el P14, la quebrada La Peña se encuentra intervenida con la presencia de un canal reconformado en lecho y márgenes con piedra pegada, al parecer intervención realizada para mitigar problemas de erosión y socavación (Figura 261).



Figura 261. Canal reconformado en piedra pegada Q. La Peña – P14.

- El P15 corresponde al tramo donde la quebrada La Peña continúa encauzada a través de un canal en piedra pegada (Figura 262).



Figura 262. Continuidad del canal en piedra sobre la Q. La Peña – P15.

- El P16 se evidencia la pequeña conformación del afluente de la quebrada La Peña, cauce de tipo efímero, con una sección incipiente, conformada por pastos tanto en lecho como en márgenes (Figura 263).



Figura 263. Conformación del cauce afluente de la Q. La Peña – P16.

- El P17 se muestra la pequeña conformación del cauce que se ha formado producto de la derivación del agua que discurre posterior a la zona de bifurcación en el ramal derecho, cauce que evidencia una pequeña sección hidráulica conformada por pasto en todo el ancho de la sección (Figura 264).



Figura 264. Aguas abajo cauce del ramal derecho de la Q. La Peña – P17.

- En el P18 se muestra zona de confluencia de los ramales que conforman la quebrada La Peña, lugar conformado por cauces con lecho conformado por material limo-arenoso y márgenes conformadas por pastos (Figura 265).



Figura 265. Zona de confluencia de ramales de la quebrada La Peña – P18.

- En el P19 se muestra la zona de confluencia entre la quebrada La Peña y el canal de aguas lluvias proveniente del costado nororiental (Figura 266) y el P20 muestra descarga de aguas lluvia llegando al canal de aguas lluvias, donde es evidente la cantidad de agua que tiende a llegar al área por este canal (Figura 267).



Figura 266. Zona de confluencia entre la quebrada La Peña y canal aguas lluvias – P19.



Figura 267. Canal aguas lluvias – P20.

- El P21 corresponde al sitio donde el cauce de la quebrada La Peña llega a un tanque de amortiguación de creciente justo en la zona de entrada o empalme de la quebrada con el sistema de alcantarillado (Figura 268); obra que presenta un sistema de rejillas para el atrapamiento de basuras, hojas y elementos que pueden obstruir o dificultar el paso del flujo al interior del sistema de alcantarillado; es de aclarar que se pudo indagar con la comunidad que con la implementación de esta obra se ha dado solución a los problemas de inundación que ocurrían en el sector.



Figura 268. Obra de amortiguación de creciente de la Q. La Peña en la entrada al sistema de alcantarillado – P21.

11.2 INFORMACIÓN DISPONIBLE

11.2.1 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA

La información cartográfica base utilizada para delimitar la cuenca de estudio se obtuvo a partir de curvas de nivel 1:10.000 de la cartografía de CARTOANTIOQUIA.

11.2.2 INFORMACIÓN HIDROCLIMÁTICA

Las cuencas de estudio no disponen de ningún tipo de información o registros de caudales a través de sus cauces principales o afluentes, por lo cual se implementó la información de precipitación disponible en la zona.

Revisada la red de estaciones hidroclimatológica de la zona, se decidió usar la estación pluviométrica llamada Pueblorrico (26170150) y que es de propiedad del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales - IDEAM ubicada en el municipio de Pueblorrico. Esta estación presenta una influencia del 100% en la zona de estudio, y puede ser adquirida a través de su plataforma en la página web.

La información requerida corresponde a los registros mensuales de precipitación máxima en 24 H, la cual es necesaria para implementar cualquier tipo de metodología de construcción de curvas Intensidad - Duración - Frecuencia. Las características de la estación se presentan en la Tabla 102.

Tabla 102. Generalidades de la estación de precipitación utilizada

Código	Nombre	Tipo	Norte (m)	Este (m)	Cota (msnm)	Fecha de instalación	Municipio
26170150	Pueblorrico	PM	1544802.35	1132433.81	2100	15/09/1970	Pueblorrico

En la Figura 269, se presenta la ubicación de las estaciones pluviométricas de la zona, y la influencia de cada una de ellas en las cuencas de análisis, lo cual fue determinado mediante la aplicación de una evaluación de proximidad por polígonos de Thiessen. La serie de precipitación utilizada se adjunta en el Anexo 6 del presente documento.

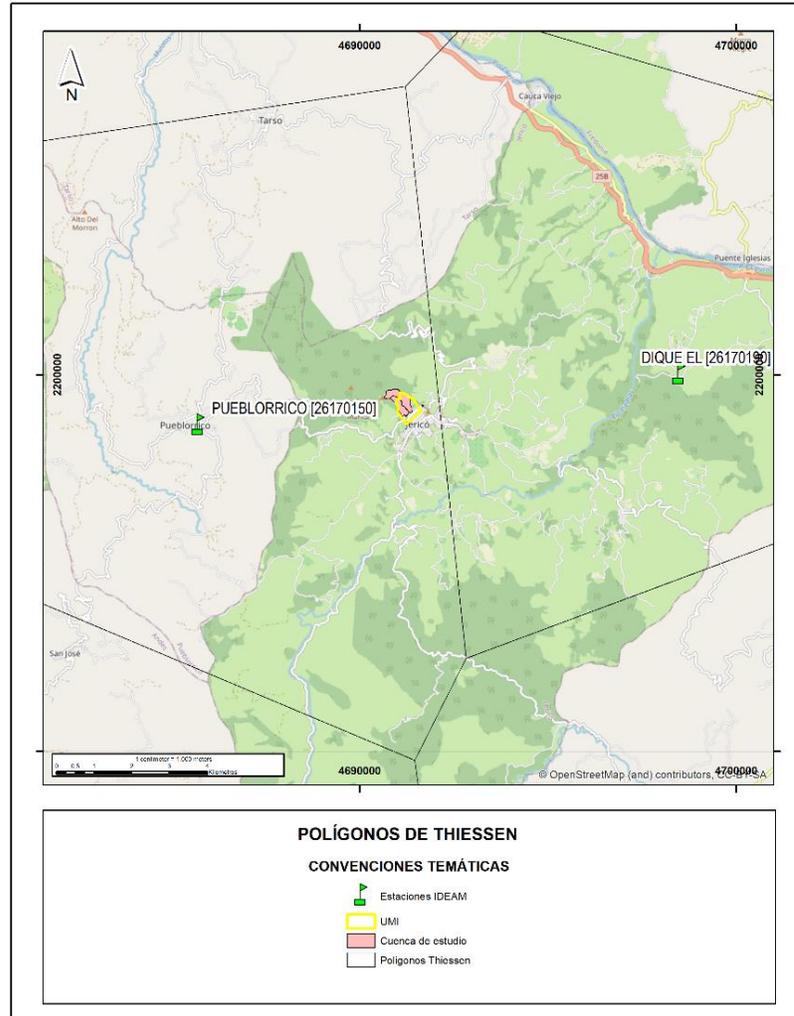


Figura 269. Polígonos de Thiessen zona de estudio

11.2.3 USOS DEL SUELO

Para realizar el análisis se adquirió el shape de Coberturas de la Tierra línea base (periodo 2010 - 2012) disponible en la página <http://www.siac.gov.co/catalogo-de-mapas>, dicha información fue creada de la adopción, adaptación y unificación para Colombia de la metodología CORINE Land Cover (escala 1:100.000), realizada por los institutos IDEAM, IGAC, SINCHI, IAvH, INVEMAR; CORMAGDALENA y la UAESPNN.

Dado el tamaño de las cuencas de estudio, es adecuado utilizar la información mencionada, ya que se detalla con precisión las coberturas vegetales predominantes en toda la zona de estudio. Es importante indicar que el uso del suelo fue verificado a través de la información disponible en las imágenes de Google Earth, con última actualización para la fecha de 2016, ajustando la información reportada en la cartografía del IDEAM.

11.3 PROCESAMIENTO DEL MODELO DEL TERRENO Y MORFOMETRÍA

Existen nuevas herramientas que han agilizado el procesamiento y obtención de datos a partir de mapas digitales del terreno. Es el caso de la obtención de cuencas hidrográficas de una corriente a partir de modelos digitales de elevación. El software que aquí se usó (HidroSIG 4.0 potenciado por MapWindows), fue desarrollado por un grupo interdisciplinario de los posgrados en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos y de Sistemas de la Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. HidroSIG 4.0 es un paquete que modela algunas variables hidrometeorológicas, genera cuencas y con la unión de algoritmos determina un balance hidrológico a largo plazo.

Un modelo digital de elevación (MDE) es una representación digital del terreno que permite su almacenamiento y procesamiento en sistemas de información geográfica. En particular, los modelos digitales de elevación que HidroSIG 4.0 maneja tienen la estructura que se conoce como ráster. Según esta estructura, el área que se desea representar se discretiza en regiones elementales rectangulares llamadas píxeles, y a cada una de ellas se les asigna un valor de altura sobre el nivel del mar; este valor representa el valor medio de la altura tomado sobre todos los puntos al interior del píxel.

El MDE implementado en el presente informe técnico se obtuvo de la cartografía escala 1:10.000 de Cartoantiquia.

11.3.1 TRAZADO AUTOMÁTICO DE CUENCAS A PARTIR DE MODELO DIGITALES DE ELEVACIÓN (MDE)

Para que la metodología pueda usarse repetidas veces, sobre cuencas arbitrarias y con resultados reproducibles, se utiliza la estrategia de extracción automática de cuencas a partir de modelos digitales de terreno que se encuentra implementada en HidroSIG 4.0. El trazado automático de cuencas consiste en georreferenciar sobre el cauce de una corriente principal el punto de salida de la cuenca deseada, HidroSIG 4.0 mediante procesos iterativos calculará la divisoria de aguas de la cuenca.

A partir del MDE y utilizando el software Tau DEM-Terrain Analysis Using Digital Elevation Models en la plataforma de MapWindow GIS 4.7 (<http://www.mapwindow.org/>) de libre distribución, se construyeron en formato raster los mapas de: pendientes máximas, direcciones de drenaje, áreas acumuladas y red de drenaje, los cuales son insumos necesarios para la estimación de caudales y el análisis morfométrico. En la Figura 270 se presenta el modelo digital del terreno de las cuencas de análisis.

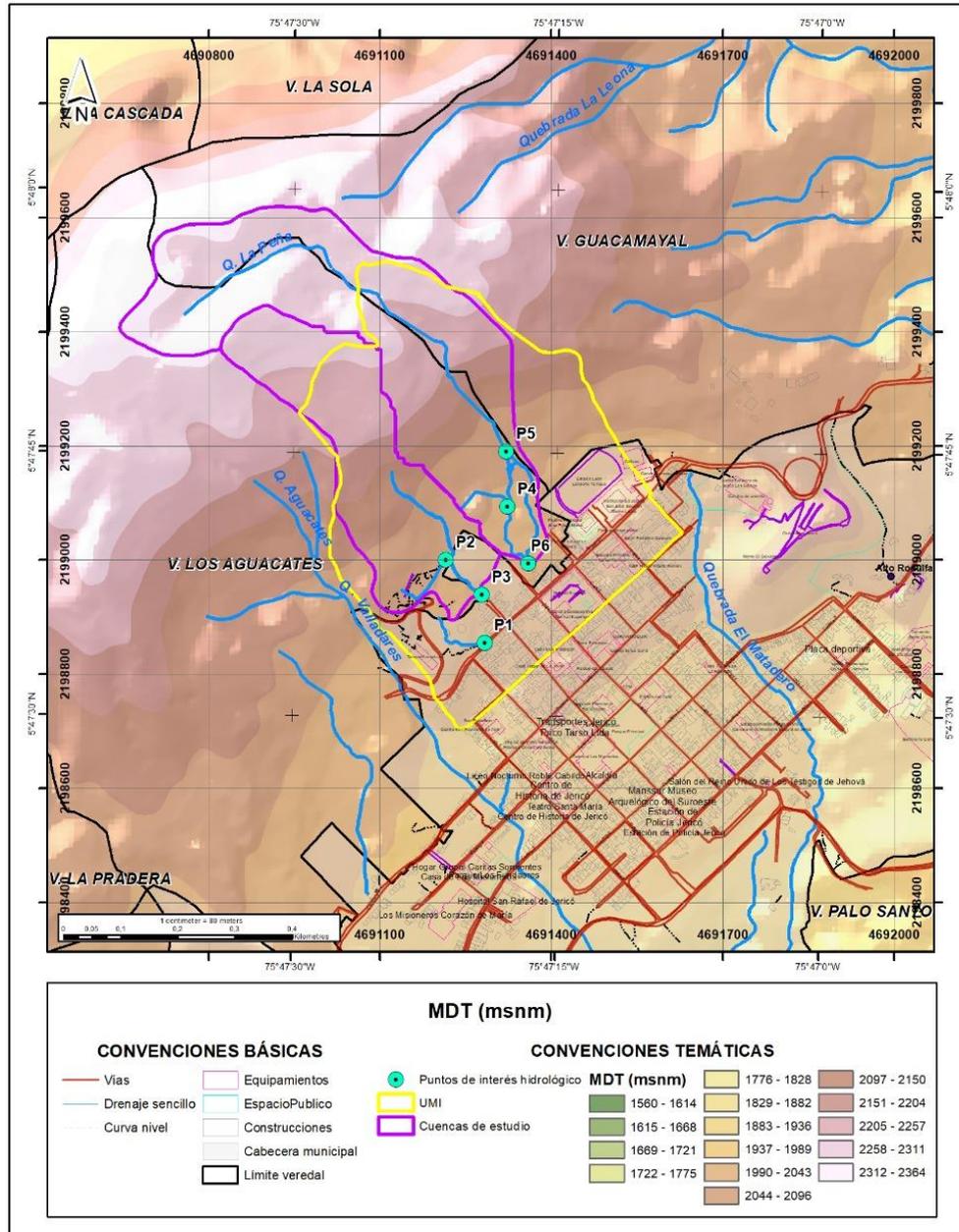


Figura 270. Modelo digital del terreno en las cuencas de estudio

11.3.2 PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS DE LAS CUENCAS DE ESTUDIO

Con base en planos topográficos se delimitó y se procesó el modelo digital de terreno para las cuencas con una resolución (tamaño de píxel) de 10 m y se usó el método de interpolación TIN (Triangular Irregular Network). Una vez delimitadas las cuencas se calcularon los parámetros morfométricos necesarios (Tabla 103 y Tabla 104) para realizar la evaluación

hidrológica; estos son necesarios para determinar el tiempo de concentración de las cuencas (tiempo que se demora una gota de lluvia en viajar desde el punto más alejado de la cuenca hasta su desembocadura).

Tabla 103. Parámetros morfométricos de las cuencas de estudio (1/2)

Parámetros	Unidad	P1 Q. Sin Nombre	P2 Afluente Q. La Comba	P3 Q. La Comba
Área de la cuenca	km ²	0.01	0.01	0.10
Longitud de la cuenca	km	0.13	0.14	0.65
Longitud del cauce principal	km	0.12	0.12	0.29
Longitud cauce principal hasta la divisoria	km	0.17	0.16	0.66
Longitud salida de la cuenca hasta el centroíde	km	0.08	0.07	0.33
Cota máxima de la cuenca	msnm	2043.44	2070.61	2311.41
Cota en la salida de la cuenca	0.0568	2004.41	2040.52	2016.25
Cota mayor del cauce principal	msnm	2034.21	2061.59	2130.66
Cota menor del cauce principal	msnm	2004.41	2040.52	2016.25
Perímetro de la cuenca	km	0.40	0.32	1.73
Pendiente media de la cuenca	%	30.73	21.65	45.62
Pendiente media del canal principal	%	24.63	17.86	39.45

Tabla 104. Parámetros morfométricos de las cuencas de estudio (2/2)

Parámetros	Unidad	P4 Afluente Q. La Peña	P5 Q. La Peña Tramo 1	P6 Q. La Peña Tramo 2
Área de la cuenca	km ²	0.00	0.15	0.17
Longitud de la cuenca	km	0.08	0.71	0.82
Longitud del cauce principal	km	0.11	0.79	1.01
Longitud cauce principal hasta la divisoria	km	0.11	0.88	1.10
Longitud salida de la cuenca hasta el centroíde	km	0.06	0.42	0.46
Cota máxima de la cuenca	msnm	2056.12	2318.59	2318.59
Cota en la salida de la cuenca	0.0568	2032.58	2056.85	2016.83
Cota mayor del cauce principal	msnm	2052.16	2299.60	2299.60
Cota menor del cauce principal	msnm	2032.58	2056.85	2016.83
Perímetro de la cuenca	km	0.26	2.05	2.41
Pendiente media de la cuenca	%	29.06	36.86	36.80
Pendiente media del canal principal	%	18.65	30.73	28.00

11.3.3 TORMENTA DE DISEÑO

Se propone determinar la intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca (T_c), es decir, el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida o punto de cierre. Para determinar la intensidad de lluvia asociada a diferentes períodos de retorno se utilizan las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia), que relacionan la duración de la lluvia con la intensidad de ésta para diferentes períodos de retorno. Al revisar las estaciones cercanas a las cuencas de estudio, se encuentra la estación Pueblorrico (26170150) operada por el IDEAM, es la estación más apropiada para la selección de la lluvia.

11.3.4 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida o punto de cierre. Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado, y representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es constante, al tiempo que máximo. Con el cálculo de los parámetros morfométricos, se calcula el tiempo de concentración o tiempo que se demora una gota de lluvia en viajar desde el punto más alejado de cuenca hasta su desembocadura. Este es uno de los parámetros más importantes en los modelos precipitación - escorrentía, dado que la duración de la tormenta de diseño se define con base en él.

Existen diversas expresiones para estimar el tiempo de concentración de una cuenca a partir de los parámetros morfométricos, todas ellas determinadas a partir de ajustes empíricos de registros hidrológicos. Debido a las limitaciones propias de las expresiones para el cálculo del tiempo de concentración, generalmente se observa una variabilidad muy alta en los resultados obtenidos. Las expresiones usadas para el cálculo de los tiempos de concentración sugeridas por Smith y Vélez (1997) y Campo & Múnera (1997) se muestran en la Tabla 105.

Tabla 105. Funciones para la estimación del tiempo de concentración

Método	Variables
<p>Témez (1978)</p> $T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S_0^{0.25}} \right)^{0.75}$	<p>L (km): Longitud del cauce principal</p> <p>S_0 (%): Diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente sobre L.</p>
<p>Kirpich (1990)</p> $T_c = 0.066 \left(\frac{L}{\sqrt{S_0}} \right)^{0.77}$	<p>L (km): Longitud desde la estación de aforo hasta la divisoria, siguiendo el cauce principal.</p> <p>S_0 (m/m): Diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente sobre L.</p>
<p>California CulvertsPractice (1942)</p>	<p>L (mi): Longitud del cauce principal.</p> <p>H (pies): Diferencia de cotas entre el punto de interés y la divisoria.</p>

Método	Variables
$T_c = \left(\frac{11.9L^3}{H}\right)^{0.385}$	
Giandiotti (1990) $T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{25.3\sqrt{LS_0}}$	A (km ²): Área de la cuenca. L (km): Longitud del cauce principal. So (m/m): Diferencia de cotas entre puntos extremos de la corriente sobre L.
S.C.S-Ramser (1958) $T_c = 0.947K^{0.385}; K = \sqrt{\frac{L_c^3}{H}}$	Lc (km): Distancia desde el sitio de interés al punto en el cual la corriente principal corta la divisoria. H (pies): Diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente.
Williams (1922) $T_c = \frac{LA^{0.4}}{DS_0^{0.385}}$	Tc: Tiempo de concentración, en [h] L: Distancia en línea recta desde el sitio de interés al punto más alto de la cuenca, en [millas] A: Área de la cuenca, en [millas ²] D: Diámetro de una cuenca circular con área A, en [millas] So: Diferencia de cotas entre los puntos extremos de la cuenca dividida por L, en [%]
Johnstone y Cross (1949) $T_c = 5\left(\frac{L}{\sqrt{S_0}}\right)^{0.5}$	Tc: Tiempo de concentración, en [h] L: Longitud del cauce principal, en [millas] So: Diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente sobre L, en [ft/millas]
Linsey $T_c = Ct\left(\frac{LL'}{S_0^{0.5}}\right)^{0.35}$	Tc: Tiempo de concentración, en [h] L: Longitud de la cuenca, en [millas] L': Distancia desde el punto de interés al centro de gravedad de la cuenca, en [millas ²] Ct: Constante. Áreas montañosas Ct = 1.2, Zonas de pie de ladera Ct = 0.72, Valles Ct = 0.35 So: Diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente dividida por L, en [%]
Snyder $T_c = Ct(LL')^{0.3}$	Tc: Tiempo de concentración, en [h] L: Longitud de la cuenca, en [millas] L': Distancia desde el punto de interés al centro de gravedad de la cuenca, en [millas ²] Ct: Constante. Áreas montañosas Ct = 1.2, Zonas de pie de ladera Ct = 0.72, Valles Ct = 0.35
Ventura-Heron (1978) $T_c = \alpha\sqrt{\frac{A}{S_0}}$	A (km ²): Área de la cuenca. S (m/m): Pendiente del cauce. α: 0.03-0.15.
Bransby - Williams $T_c = \frac{FL}{A^{0.10}S_0^{0.20}}$	Tc: Tiempo de concentración, en [h] F: 58.5 si el área está en [km ²] A: Área de la cuenca, en [km ²] L: Longitud del cauce principal, en [km] So: Pendiente del canal, en [m/km]
Pérez - Monteagudo	Tc: Tiempo de concentración, en [h] L: Longitud del cauce principal, en [km]

Método	Variables
$T_c = \frac{L}{72 \left(\frac{AE}{L}\right)^{0.6}}$	AE: Diferencia de cotas en el cauce principal, desde el punto más alto al más bajo, en [km]

En la Tabla 106, Tabla 107 y Figura 271 se presentan los resultados para los tiempos de concentración por las diferentes metodologías anteriormente descritas, descartando aquellos valores que se encuentran por fuera del promedio más o menos una desviación estándar.

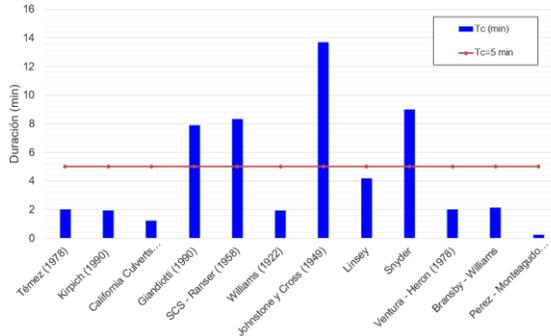
Tabla 106. Tiempo de concentración para las cuencas de estudio (min) (1/2)

Método	P1 Q. Sin Nombre	P2 Afluente Q. La Comba	P3 Q. La Comba
Témez (1978)	2.03	2.11	3.57
Kirpich (1990)	1.92	2.10	4.89
California Culverts Practice (1942)	1.21	1.30	1.52
Giandiotti (1990)	7.91	7.80	11.87
SCS - Ranser (1958)	8.34	8.71	13.28
Williams (1922)	1.93	2.44	5.00
Johnstone y Cross (1949)	13.70	14.66	18.85
Linsey	4.19	4.17	10.32
Snyder	9.01	8.58	19.80
Ventura - Herón (1978)	2.03	2.11	3.57
Bransby - Williams	2.16	2.45	3.56
Pérez - Monteagudo (1985)	0.23	0.28	0.42
Tc Promedio	4.55	4.72	8.05
Tc Desviación	4.17	4.28	6.62
Tc Seleccionado	5.00	5.00	5.00
Velocidad estimada (m/s)	0.40	0.39	0.97

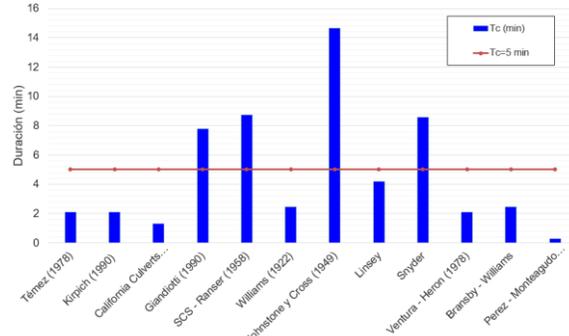
Tabla 107. Tiempo de concentración para las cuencas de estudio (min) (2/2)

Método	P4	P5	P6
	Afluente Q. La Peña	Q. La Peña Tramo 1	Q. La Peña Tramo 2
Témez (1978)	1.92	7.94	9.71
Kirpich (1990)	1.49	6.30	7.47
California Culverts Practice (1942)	1.25	5.08	6.39
Giandiotti (1990)	6.99	13.15	14.20
SCS - Ranser (1958)	7.33	15.08	16.42
Williams (1922)	1.54	8.11	9.60

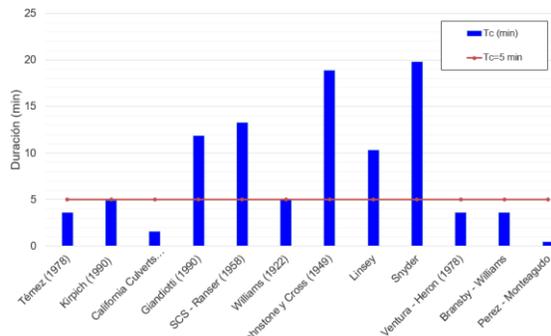
Método	P4	P5	P6
	Afluente Q. La Peña	Q. La Peña Tramo 1	Q. La Peña Tramo 2
Johnstone y Cross (1949)	13.68	33.12	38.33
Linsey	3.21	12.60	14.06
Snyder	7.12	24.51	26.73
Ventura - Herón (1978)	1.92	7.94	9.71
Bransby - Williams	2.22	10.02	12.98
Pérez - Monteagudo (1985)	0.24	1.34	1.81
Tc Promedio	4.08	12.10	13.95
Tc Desviación	3.93	8.84	9.85
Tc Seleccionado	5	8	10
Velocidad estimada (m/s)	0.35	1.65	1.68



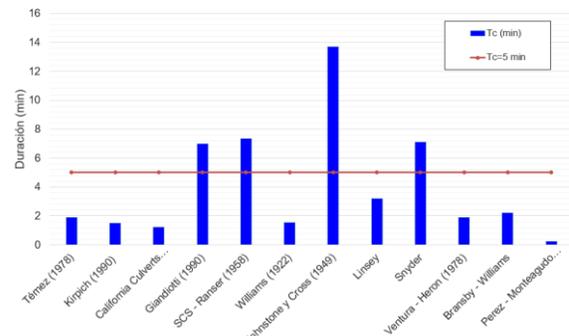
P1 - Q. Sin Nombre



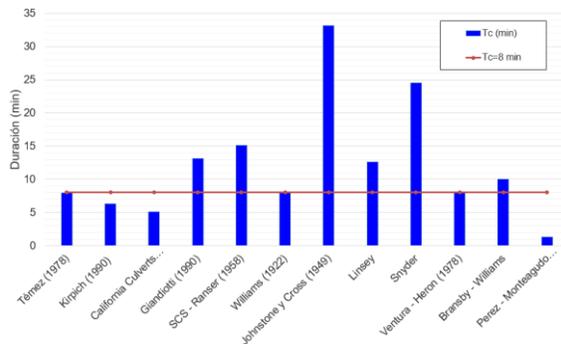
P2 - Afluente Q. La Comba



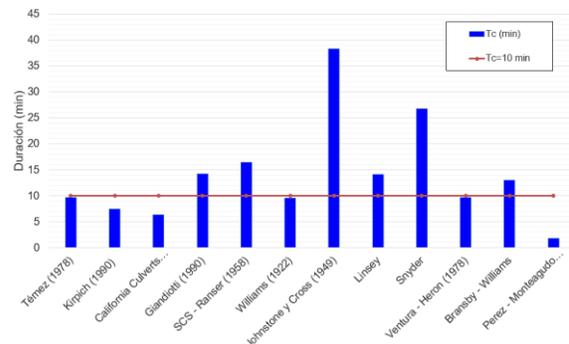
P3 - Q. La Comba



P4 - Afluente Q. La Peña



P5 - Q. La Peña Tramo 1



P6 - Q. La Peña Tramo 2

Figura 271. Gráficas tiempos de concentración de las cuencas de estudio

Según los resultados obtenidos, se descartaron aquellos valores que se encontraron muy por encima del promedio de la muestra; posteriormente, con los demás resultados se determinó nuevamente el promedio, encontrándose un menor valor en la desviación estándar, reduciendo la incertidumbre en el cálculo de la variable.

Un análisis complementario se realiza al determinar la velocidad del tránsito de escurrimiento por las cuencas, teniendo como base la duración correspondiente al tiempo de concentración y la distancia de recorrido del agua desde la zona alta de la cuenca, hasta el sitio de control, encontrándose en general valores de velocidad media de escurrimientos acordes con las características geomorfológicas, climatológicas y topográficas de las cuencas analizadas.

11.3.5 INTENSIDAD DE LLUVIA DE DISEÑO

Para determinar la intensidad de lluvia asociada a diferentes períodos de retorno se utilizan las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia), que relacionan la duración de la lluvia con la intensidad de ésta para diferentes períodos de retorno. Para este caso particular, se utilizará la información de precipitación máxima en 24 horas registrada en la estación Pueblorrico (26170150), que es propiedad del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales - IDEAM. Para la elaboración de su respectiva curva IDF se aplicará la metodología de múltiple escalamiento propuesta por Wilches (2001), la cual requiere este tipo de información hidroclimatológica.

En los análisis realizados por Wilches (2001), se encontró para estaciones de registro pluviográficas ubicadas en Antioquia, que las relaciones de escala no son válidas en todo el rango de duraciones, y que es necesario subdividirlo en dos o más rangos. Pudo observarse que el escalamiento para las duraciones pequeñas (menores de 2 horas) presenta gran variabilidad y el de duraciones mayores es más estable lo que presupone análisis de escalamiento múltiple y simple, respectivamente.

A la estación Pueblorrico se le construyó la curva IDF (Intensidad Duración Frecuencia) de Wilches (2001) a partir de la serie de precipitación de valores máximos mensuales en 24 horas (Figura 272).

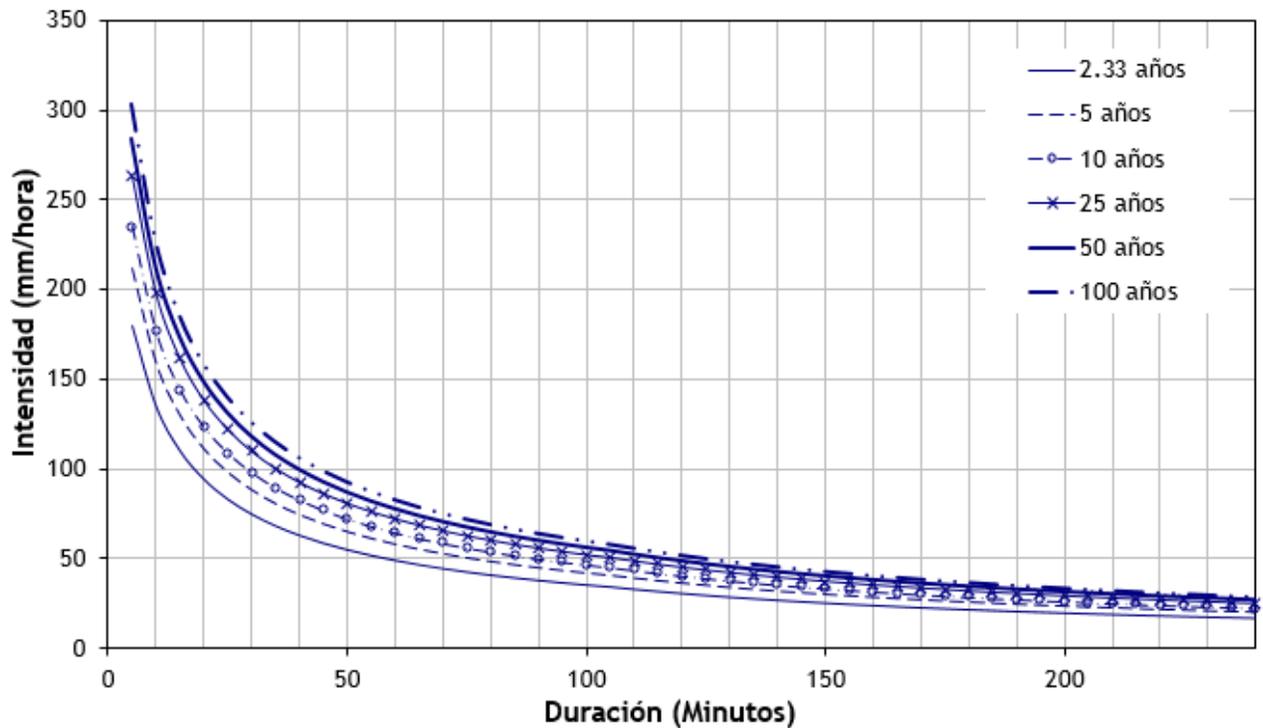


Figura 272. Curva IDF estación Pueblorrico (26170150)

La forma de la ecuación de la curva IDF de Wilches (2001) para la estación es la siguiente:

$$5\text{min} < d < 105\text{min} \Rightarrow I = K_{Tr} \left(\frac{46.2}{d^{0.75}} - \frac{43.05}{d} \right)$$

$$105\text{min} < d < 1440\text{min} \Rightarrow I = K_{Tr} d^{-0.85}$$

Donde, I: Intensidad en (mm/h), D: La Duración de la Lluvia (min) y KTr es el parámetro empírico de ajuste (Tabla 108).

Tabla 108. Parámetro empírico del ajuste para IDF de Wilches

105<d<1440		5<d<105	
T(Periodo de retorno)		T(Periodo de retorno)	
T	K	T	K
2.33	1804.15	2.33	34.54
5	2120.08	5	40.58
10	2359.62	10	45.17
25	2644.96	25	50.63
50	2847.38	50	54.50
100	3042.65	100	58.24

A partir de la curva IDF de la estación de estudio se generó una tormenta de diseño media en las microcuencas de estudio para cada período de retorno.

Se tomó como tiempo crítico de duración de la lluvia el tiempo de concentración (valores por encima del tiempo de concentración aumentan el volumen de la hidrógrafa de creciente, pero no su caudal pico, Chow et al, 1994), que para las cuencas de estudio corresponde a los tiempos estimados en las Tabla 106 y Tabla 107.

De acuerdo a lo anterior, a partir de la curva IDF se obtiene la intensidad de la lluvia en mm/h para diferentes periodos de retorno. Luego de calcular la intensidad de la lluvia para diferentes periodos de retorno, se procede a determinar la magnitud de la precipitación mediante la siguiente expresión:

$$P = i * \frac{d}{60}$$

Donde i es la intensidad en mm/h y d es la duración de la lluvia en minutos y corresponde al tiempo de concentración.

Con una duración de lluvia igual a Tc minutos sobre las cuencas de estudio se obtuvieron los valores de intensidad y precipitación que se muestran en la Tabla 109.

Tabla 109. Intensidad de diseño y precipitación total de la lluvia para las cuencas de análisis

Cuenca	Tr (años)	2.33	5	10	25	50	100
P1 - Q. Sin Nombre	I(mm/h)	179.83	211.32	235.19	263.63	283.81	303.27
	P(mm)	14.99	17.61	19.60	21.97	23.65	25.27
P2 - Afluente Q. La Comba	I(mm/h)	179.83	211.32	235.19	263.63	283.81	303.27
	P(mm)	14.99	17.61	19.60	21.97	23.65	25.27
P3 - Q. La Comba	I(mm/h)	179.83	211.32	235.19	263.63	283.81	303.27
	P(mm)	14.99	17.61	19.60	21.97	23.65	25.27
P4 - Afluente Q. La Peña	I(mm/h)	179.83	211.32	235.19	263.63	283.81	303.27
	P(mm)	14.99	17.61	19.60	21.97	23.65	25.27
P5 - Q. La Peña Tramo 1	I(mm/h)	149.58	175.77	195.63	219.28	236.07	252.25
	P(mm)	19.94	23.44	26.08	29.24	31.48	33.63
P6 - Q. La Peña Tramo 2	I(mm/h)	135.05	158.71	176.64	198.00	213.15	227.77
	P(mm)	22.51	26.45	29.44	33.00	35.52	37.96

11.3.6 DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LA LLUVIA

Para la distribución temporal de la lluvia en las cuencas de estudio se utilizó el diagrama elaborado por Huff (1967) (Figura 273), para una probabilidad de excedencia del 50%. Así, se leyeron de la curva correspondiente los valores incrementales cada 5% del tiempo. Los valores de la lluvia distribuida en el tiempo se presentan en la Tabla 110.

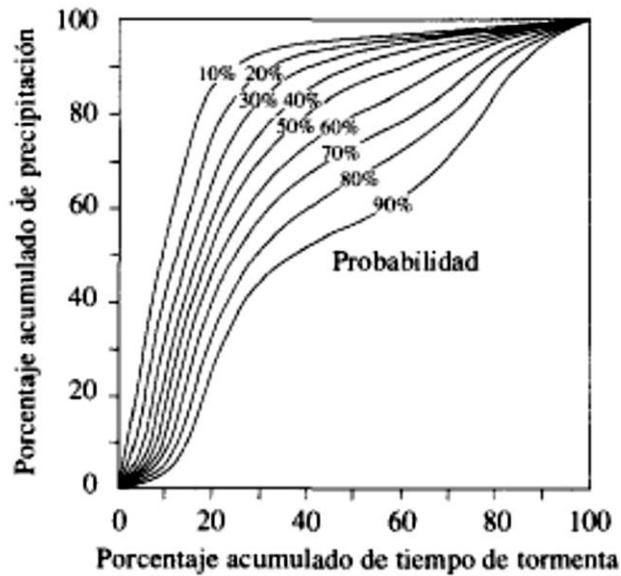


Figura 273. Diagrama para la distribución temporal de las lluvias según Huff, 1967 (Chow, 1994)

Tabla 110. Distribución temporal de la lluvia según Huff, 1967 (Chow, 1994)

T acumulado [%]	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
Lluvia acumulada* [%]	5	15.5	31.5	47	61	70	75	79	82	84.5	87	89	91	92.5	94	95	96.5	97	97.5	100

11.4 PÉRDIDAS HIDROLÓGICAS

Se pueden utilizar algunas metodologías para estimar la infiltración en una cuenca como son: el índice Φ y el método empírico el propuesto por el Soil Conservation Service.

Para este estudio se usó la metodología del Soil Conservation Service (SCS), que permite determinar las pérdidas hidrológicas en la cuenca mediante la asignación de un coeficiente (previamente calibrado) según el tipo de suelo y el uso del mismo (Chow, V.T, 1994). Si en la cuenca existen cambios en el tipo y el uso del suelo, el coeficiente se pondera según las áreas de influencia. Para la aplicación del método se considera que tanto las pendientes fuertes y las zonas urbanizadas, desde el punto de vista hidráulico son terrenos con una muy baja infiltración, por lo cual se considera una impermeabilidad alta en dichas zonas.

Las pérdidas hidrológicas en los métodos de los hidrogramas unitarios sintéticos se ven representadas en el método de producción de escurrimiento (número de curva CN). Este método del número de curva del Soil Conservation Service se basa en la ecuación de balance hídrico y en dos hipótesis fundamentales. La primera hipótesis establece que la razón entre el volumen de escurrimiento directo y el escurrimiento potencial máximo es igual a la razón entre la infiltración real y la infiltración potencial máxima. La segunda hipótesis establece que la infiltración inicial es una fracción de la retención potencial.

El intervalo del número de curva es desde 0 a 100 y es función de la textura, la cobertura, tipo de tratamiento superficial que éste presente, de su condición hidrológica y los antecedentes de humedad del suelo que pueda relacionarse con la precipitación en los 5 días anteriores. Entre menor sea el número de curva, más bajo es el potencial de escorrentía. La humedad antecedente del suelo está definida en tres grupos:

- AMC-I: Para suelos secos.
- AMC-II: Para suelo intermedios.
- AMC-III: Para suelos húmedos.

Para las cuencas de estudio, se propone utilizar los números de curva (CN por su sigla en inglés) propuestos por la SCS para suelos tipo III de manera conservadora, por ser cuencas muy intervenidas.

Además del número de curva, también se requiere ubicar la zona dentro de un grupo hidrológico del suelo, el cual está definido como el potencial de infiltración después de una lluvia prolongada.

Los números de curva han sido tabulados por el Soil Conservation Service (SCS) con base en el tipo y uso del suelo. Se definen cuatro grupos de suelos:

- Grupo de Suelo A: Alta infiltración (baja escorrentía). Suelos derivados de rocas metamórficas cubiertos con vegetación (bosque o rastrojo alto) con grado de meteorización 30/50 según Brand (1988) y con discontinuidades en la matriz de suelo producto del proceso de descomposición de la roca. Las estructuras heredadas funcionan como canales de flujo principales. La pendiente en este grupo de suelo debe ser inferior a un 7%. También se incluyen los suelos que presentan un efecto geológico marcado por diaclasas y bandeamientos, y cuyo buzamiento se da en ángulos mayores a 60°.
- Grupo de Suelo B: Infiltración moderada (escorrentía moderada). Suelos derivados de rocas metamórficas, ígneas o sedimentarias poco denudados con grado de meteorización 0/30 según Brand (1988) y con discontinuidades difícilmente cartografiables en campo. Las estructuras heredadas ya no son tan importantes en la permeabilidad del conjunto, por lo cual la permeabilidad primaria es la que controla el flujo de agua en el suelo. La pendiente en este grupo de suelo debe ser inferior a un 10%.
- Grupo de Suelo C: Infiltración baja (escorrentía de moderada a alta). Suelos residuales derivados de cualquier tipo de roca, y cuyo grado de meteorización se clasifique como residuales maduros (SR, Brand – 1988), en los cuales las propiedades y minerales del material parental no son fácilmente identificables. Esta formación tiene como característica principal que está cubierta por pastos manejados y sus pendientes varían entre un 5 y 15%.
- Grupo de Suelo D: Muy poca infiltración (alta escorrentía). Suelos derivados de rocas metamórficas, ígneas y sedimentarias, cuyo grado de meteorización varía entre 0/90

y en donde la pendiente media excede 15%. El tipo de vegetación en este grupo no es de mayor importancia ya que el fuerte gradiente topográfico impide la recarga de los acuíferos en la zona, generando por el contrario un flujo hipodérmico hasta aflorar nuevamente en superficie y hacer parte del agua que se aporta al canal principal de la cuenca. En este grupo se encuentran las áreas urbanizadas con poca vegetación (10%).

Tabla 111. Número de curva para los diferentes tipos de coberturas

Descripción de usos del suelo	Grupo Hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Zona de parqueo pavimentada, Techada.	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentos con bordillos y alcantarillas	98	98	98	98
Afirmado	76	85	89	91
Suelo compactado	72	82	87	89
Cultivos (Cosecha agrícola) del suelo:				
Sin tratamientos de conservación (Sin terrazas)	72	81	88	91
Con tratamientos de conservación (Terrazas, Contornos)	62	71	78	81
Pastos o gama de suelos				
Pobre (< 50% cobertura del suelo por pastos muy continuos)	68	79	86	89
Buena (50-75% Cobertura del suelo por pastos poco continuos)	39	61	74	80
Prado (pasto, sin pastar y corto para follaje)	30	58	71	78
Rastrojo (bueno, >75% cobertura de suelo)	30	48	65	73
Bosques y selvas				
Pobre (árboles pequeños – rastrojo destruido después de quema o rozada)	45	66	77	83
Regular (rozado pero sin quema, algunos rastrojos)	36	60	73	79
Bueno (sin rozado, cobertura de suelo rastrojo)	30	55	70	77
Espacios abiertos (pastos, parques, canchas de golf, cementerios, etc.)				
Regular (cobertura de pastos 50-75% del área)	49	69	79	84
Bueno (cobertura de pastos >75% del área)	39	61	74	80
Zonas comerciales y de negocios (85% impermeable)	89	92	94	95
Zonas industriales (72% impermeable)	81	88	91	93
Áreas residenciales:				
Lotes de 505 m ² , cerca de 65% impermeable	77	85	90	92
Lotes de 1011 m ² , cerca de 38% impermeable	61	75	83	87
Lotes de 2023 m ² , cerca de 25% impermeable	54	70	80	85
Lotes de 4046 m ² , cerca de 20% impermeable	51	68	79	84

De acuerdo con la información cartográfica de coberturas en la zona, se identificaron los siguientes tipos generales de cobertura: tejido urbano, pastos enmalezados, cultivos y vegetación secundaria.

A partir de la descripción realizada de las cuencas, referente al relieve, tipo y uso de suelo, para la estimación del número de curva, se ha clasificado el suelo como Grupo c para la cuenca de estudio. La selección del número de curva se hace con base en las coberturas existentes de las cuencas de estudio. Los porcentajes de estas superficies respecto al área total de las cuencas se presentan en la Tabla 112 y Tabla 113. En la Figura 274 se presenta el mapa de cobertura del suelo de las cuencas en estudio.

Tabla 112. Porcentajes de cobertura del suelo de las cuencas de estudio (1/2)

Cobertura	P1 - Q. Sin Nombre			P2 - Afluente Q. La Comba			P3 - Q. La Comba		
	Área	%	CN	Área	%	CN	Área	%	CN
	(m ²)			(m ²)			(m ²)		
Tejido Urbano Continuo	2369.43	24.23	90		0.00	90		0.00	90
Pastos Enmalezados		0.00	64		0.00	64	51171.58	51.78	64
Pastos y Cultivos	7410.50	75.77	66	5630.19	100.00	66	47660.50	48.22	66
Total	9779.93	100.00	71.81	5630.19	100.00	66	98832.09	100.00	64.96
CII	71.81			66.00			64.96		
CIII	85.42			81.70			81.01		

Tabla 113. Porcentajes de cobertura del suelo de las cuencas de estudio (2/2)

Cobertura	P4 – Afluente Q. La Peña			P5 – Q. La Peña Tramo 1			P6 – Q. La Peña Tramo 2		
	Área	%	CN	Área	%	CN	Área	%	CN
	(m ²)			(m ²)			(m ²)		
Tejido Urbano Continuo		0	90		0	90	3342.95	1.92	90
Pastos Enmalezados	4053.69	100	64	98303.47	65.66	64	117164.62	67.28	64
Pastos y Cultivos		0	66	658.55	0.44	66	2897.23	1.66	66
Vegetación Secundaria		0	70	50747.35	33.9	70	50747.35	29.14	70
Total	4053.69	100	64	149709.37	100	66.04	174152.15	100	66.28
CII	64			66.04			66.28		
CIII	80.35			81.73			81.89		

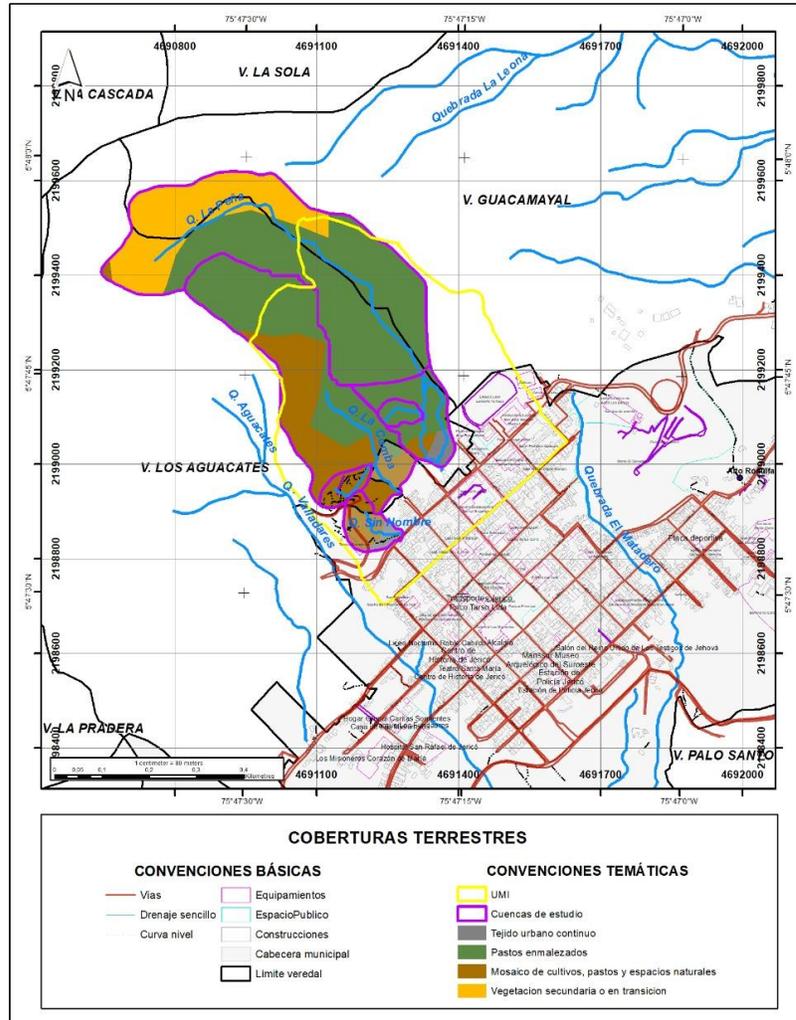


Figura 274. Coberturas del suelo de las cuencas de estudio

11.5 CAUDALES DE DISEÑO

El análisis de caudales máximos consiste en estimar las crecientes de la cuenca de estudio asociadas diferentes períodos de retorno: 2.33, 5, 10, 25, 50 y 100 años.

Como en la corriente analizada no existe una historia de registro de caudales continuos fue necesario utilizar algunas técnicas de uso frecuente en hidrología, tales como hidrógrafas unitarias sintéticas (Snyder, Soil Conservation Service, Williams y Hann) y el Método Racional, que permiten establecer correlaciones empíricas entre las características morfométricas de la cuenca y la respuesta de la misma ante un evento de lluvia.

En el caso de las hidrógrafas unitarias sintéticas es importante anotar que dichas metodologías son aplicables en cuencas con tamaños mayores a 1 km². Para la aplicación de estas metodologías se construye el hidrograma unitario en función de características físicas

de la cuenca y de los parámetros propios de cada metodología, y luego se hace una convolución matemática con cada uno de los hietogramas de precipitación efectivos asociados a los diferentes períodos de retorno. De esta manera se generan los hidrogramas de escorrentía directa que se asumirán como las crecientes de diseño. Los detalles de la forma operativa de cada uno de los modelos están detallados en Vélez & Smith (1997).

Cuencas menores a 1 km² pueden ser evaluadas mediante el Método Racional, donde las hipótesis de saturación de la cuenca y distribución uniforme de la precipitación son aplicables, además de ser un método más conservador.

En el análisis se debe tener muy presente las limitaciones y condiciones de desarrollo de las metodologías que se utilicen. Este es un aspecto de gran importancia, ya que en nuestro medio es común la utilización de formulaciones desarrolladas en otros países con condiciones hidrológicas, geológicas y topográficas diferentes al nuestro; sin embargo, son las herramientas disponibles ya que no existe la instrumentación adecuada para obtener datos confiables de la relación lluvia - escorrentía.

11.5.1 MODELO DE SNYDER

El modelo de Snyder deriva un hidrograma unitario a partir de algunas características físicas de la cuenca para ser aplicado en las cuencas donde no se tienen registros históricos de caudal. Este modelo considera los siguientes componentes del hidrograma.

- **Tiempo de rezago**

El modelo emplea como definición de tiempo de rezago, el tiempo comprendido entre el centroíde del hietograma de precipitación efectiva y el pico del hidrograma de escorrentía directa correspondiente. Se asume que el rezago es constante para una cuenca, ya que depende de algunas características físicas y no está determinado por el tipo de lluvia o sus variaciones. El tiempo de rezago se estima mediante la siguiente ecuación:

$$T_R = \frac{L_c^{0.8}(S + 1)^{0.7}}{1900 \cdot S_c^{0.5}}$$

En donde T_R (horas) es el tiempo de rezago en horas, L_C (pies) es la longitud del cauce principal, S (pulgadas) es el factor de retención calculado en función del número de curva CN , y S_c (%) es la pendiente de la cuenca. Cuando el tiempo de rezago es mayor que el tiempo de concentración se recomienda utilizar la siguiente expresión:

$$T_R = 0.6 \cdot T_c$$

- **Duración de la lluvia**

Snyder estima la duración de lluvia efectiva, t_s (hora), mediante la siguiente expresión

$$t_s = \frac{T_R}{5.5}$$

- Caudal pico

Cuando la duración de la lluvia coincide con la duración de la tormenta de diseño, el método de Snyder recomienda estimar el caudal pico unitario u_p ($\text{pie}^3/\text{s}/\text{mi}^2$), mediante la siguiente expresión.

$$u_p = C_p \frac{640}{T_R}$$

El coeficiente C_p depende de la topografía de la cuenca y varía entre 0.5 y 0.8. Para cuencas de alta pendiente se recomienda emplear valores cercanos a 0.8 (menor atenuación del hidrograma de respuesta). Este coeficiente puede ser evaluado si se tiene información simultánea de precipitación y caudal de la cuenca, lo cual solo es posible en cuencas instrumentadas.

Cuando la duración de la tormenta de diseño es diferente a la duración de la lluvia, el método de Snyder, propone estimar el caudal pico como:

$$u_p = C_p \frac{640}{T_R + \frac{T - t_s}{4}}$$

Donde T (hora) es la duración de la precipitación y t_s (hora) es la duración de la lluvia efectiva de Snyder. El caudal pico total se obtiene como:

$$U_p = u_p \cdot A_c$$

En donde A_c (mi^2) es el área de la cuenca y U_p ($\text{pie}^3/\text{s}/\text{pulg}$) es el caudal pico del hidrograma unitario.

Tiempo al pico y Tiempo base

El tiempo al pico T_p (horas) se estima según la expresión siguiente, en función del tiempo de rezago, T_R (horas), y la duración de la lluvia T (horas):

$$T_p = \frac{T}{2} + T_R$$

El tiempo base del hidrograma unitario, t_b (días), se estima en función del Tiempo de rezago según la siguiente ecuación:

$$t_b = 3 + \frac{3 \cdot T_R}{24}$$

Esta ecuación da una estimación razonable del tiempo base para cuencas grandes, pero produce valores excesivamente altos para cuencas pequeñas. En estas el tiempo base puede calcularse, en forma aproximada, como 3 a 5 veces el tiempo al pico.

- Esquema de la hidrógrafa de Snyder

El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos introdujo después de los estudios de Snyder dos ecuaciones adicionales a este modelo, con el objeto de obtener otros cuatro puntos del Hidrograma Unitario Sintético de Snyder que facilitan su definición. Estas ecuaciones son:

$$W_{50} = \frac{770}{u_p^{1.08}}, \quad W_{75} = \frac{440}{u_p^{1.08}}$$

En donde u_p es el caudal pico por unidad de área, W_{50} (horas) es el intervalo de tiempo en correspondiente al 50% del caudal pico y W_{75} (horas) es el intervalo de tiempo correspondiente al 75% del caudal pico.

Como se puede ver en la Figura 275 cada intervalo de tiempo se ubica en la curva de tal forma que su tercera parte quede a la izquierda de la vertical que pasa por el pico del Hidrograma Unitario y las otras dos terceras partes a la derecha de dicha línea (Snyder, 1938).

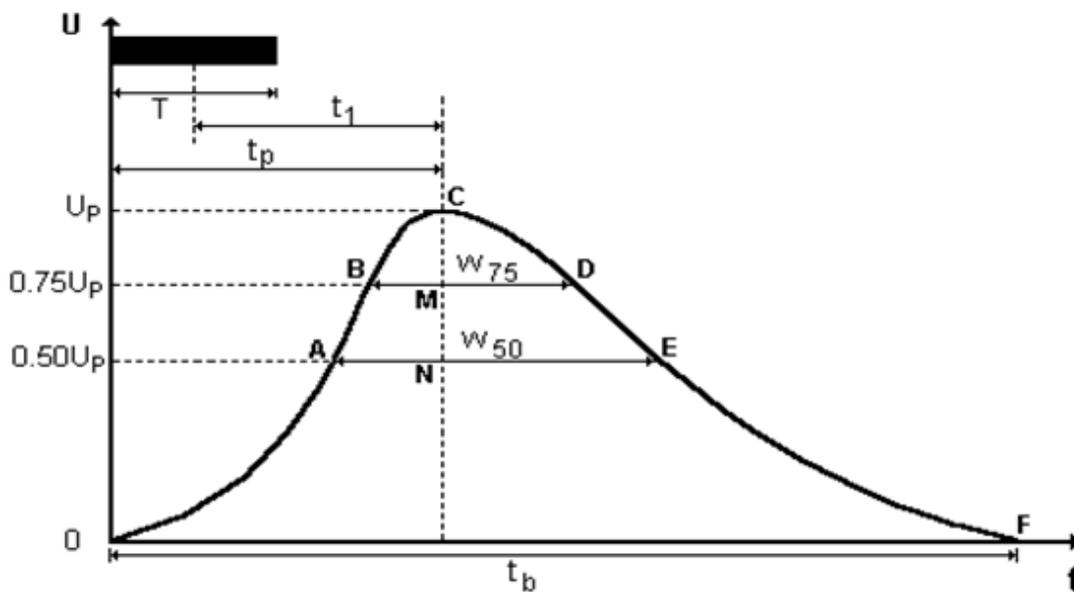


Figura 275. Esquema del hidrograma unitario de Snyder

- **Modelo del SCS**

El Soil Conservation Service de los Estados Unidos (SCS), ahora, el National Resources Conservation Service (NRCS), desarrolló un hidrograma unitario adimensional a partir de observaciones en 283 cuencas de diversos tamaños y sitios de los Estados Unidos.

El hidrograma unitario adimensional curvilíneo del SCS puede ser representado por un hidrograma unitario triangular equivalente, con las mismas unidades de tiempo y caudal, teniendo por consiguiente el mismo porcentaje del volumen en el lado creciente del hidrograma, tal como se observa en la Figura 276.

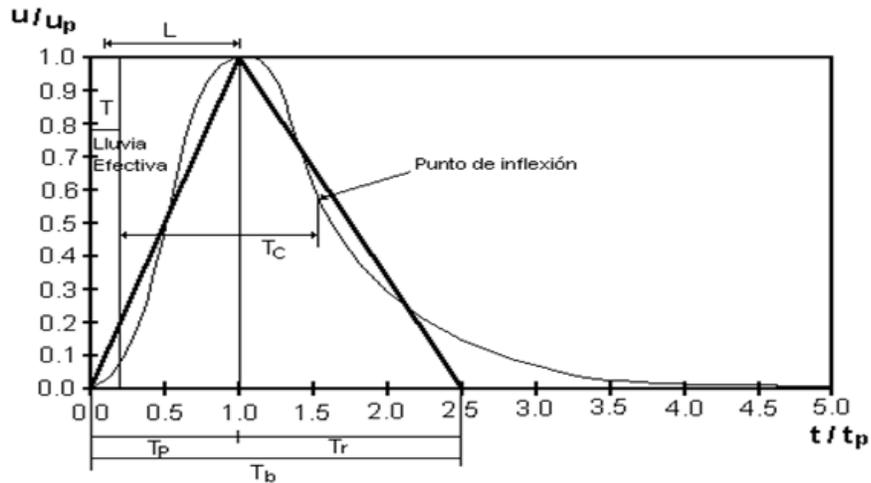


Figura 276. Esquema del hidrograma unitario adimensional del SCS

- Caudal pico

El caudal pico unitario U_p (pie³/s/pulg), se estima en función del área de la cuenca, A_c (mi²) y el tiempo al pico, T_p (horas), según la siguiente expresión:

$$U_p = \frac{484A_c}{T_p}$$

- Tiempo de concentración

El método del SCS estima el tiempo de concentración, T_c , en función del tiempo de rezago, T_R como:

$$T_c = \frac{5}{3}T_R$$

El tiempo de rezago, T_R (hora,) se define como el tiempo en horas desde el centroíde del hietograma de la precipitación efectiva hasta el caudal pico del hidrograma unitario; se estima en función de la longitud del canal principal, L_c (pies), la pendiente promedio de la cuenca S_c (%) y S (pulg) y el factor de retención máxima del suelo, S , así:

$$T_R = \frac{L_c^{0.8}(S + 1)^{0.7}}{1900 \cdot S_c^{0.5}}$$

- Duración del hidrograma unitario

El tiempo al pico, T_p se expresa en función de la duración T (horas) de la lluvia efectiva y del tiempo de rezago T_r (horas):

$$T_p = \frac{T}{2} + T_R$$

La duración T de la lluvia efectiva se relaciona con el tiempo de concentración según la siguiente expresión.

$$T = 0.133T_c$$

11.5.2 MODELO DE WILLIAMS & HANN

El hidrograma unitario sintético de Williams & Hann fue desarrollado para calcular la respuesta de una cuenca a una lluvia instantánea a partir de las principales características geomorfológicas de la misma, tales como área, pendiente del canal de la corriente principal y la relación largo / ancho de la cuenca.

Las características geomorfológicas de la cuenca están representadas en el modelo mediante dos coeficientes: la constante de recesión K , y el tiempo al pico T_p . Estos parámetros fueron determinados en una muestra de 34 cuencas ubicadas en diferentes lugares de Estados Unidos, con áreas que varían entre 1.5 y 65 km².

Mediante análisis de regresión se obtuvieron las siguientes ecuaciones que relacionan K y T_p con al área de la cuenca, la pendiente del canal y la relación largo -ancho:

$$K = 27A_c^{0.231} S_{cp}^{-0.777} \left(\frac{L_c}{W_c} \right)^{0.124}$$

$$T_p = 4.63A_c^{0.422} S_{cp}^{-0.46} \left(\frac{L_c}{W_c} \right)^{0.133}$$

En donde A_c (mi²) es el área de la cuenca, S_{cp} (pies/mi) es la pendiente media del canal principal, y L_c/W_c es la relación largo-ancho de la cuenca.

A partir de estos parámetros K y T_p , se determinan otros dos parámetros n y B , y los tiempos t_0 y t_1 , que servirán en la obtención del hidrograma unitario sintético.

Las ecuaciones que se utilizan para determinarlos son:

$$n = 1 + \left(\frac{0.5}{K/T_p} + \sqrt{\frac{0.25}{(K/T_p)^2} + \frac{1}{K/T_p}} \right)^2$$

$$t_0 = T_p \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n-1}} \right)$$

$$t_1 = t_0 + 2K$$

El parámetro B se determina en función del parámetro n, a partir de la relación gráfica desarrollada por Williams & Hann.

El caudal pico del hidrograma unitario U_p , en pies cúbicos por segundo, se calcula con la siguiente expresión:

$$U_p = B \frac{A_c}{T_c}$$

Las ecuaciones utilizadas en este método para determinar la forma del hidrograma unitario sintético son:

$$U = U_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{n-1} e^{(1-n) \left(\frac{t}{T_p} - 1 \right)}, \text{ para } t \leq t_0$$

$$U = U_0 e^{\left(\frac{t_0 - t}{K} \right)}, \text{ para } t_0 \leq t \leq t_1$$

$$U = U_1 e^{\left(\frac{t_1 - t}{3K} \right)}, \text{ para } t \geq t_1$$

La primera ecuación define la curva de concentración del hidrograma, hasta el punto de inflexión t_0 de la rama decreciente, mientras que las otras dos ecuaciones definen la curva de recesión del hidrograma, desde el punto t_0 hasta el punto t_1 y para tiempos mayores a t_1 . El tiempo t_1 se localiza a un tiempo igual a dos veces la constante de recesión (K) desde el punto t_0 .

Para la construcción del hidrograma unitario sintético de Williams & Hann) se sigue el siguiente procedimiento:

Se calculan K y T_p .

Se calcula n y se determina B de la Figura 277.

Se calcula t_0 y t_1 .

Se calcula U_p .

Se discretizan las abscisas en intervalos T, tales que la duración T_c de la lluvia a la que se le va a aplicar el hidrograma unitario sintético sea múltiplo entero de T.

Se obtienen las ordenadas del hidrograma unitario sintético U_t , reemplazando cada abscisa t, en las ecuaciones del hidrograma. El hidrograma así construido tiene unidades de $\text{pie}^3/\text{s}/\text{pulg}$ para los caudales y de hora para el tiempo.

Método de Williams y Hann, Relación entre n y B
(100 < B ≤ 1000) - (1.27 < n ≤ 12)

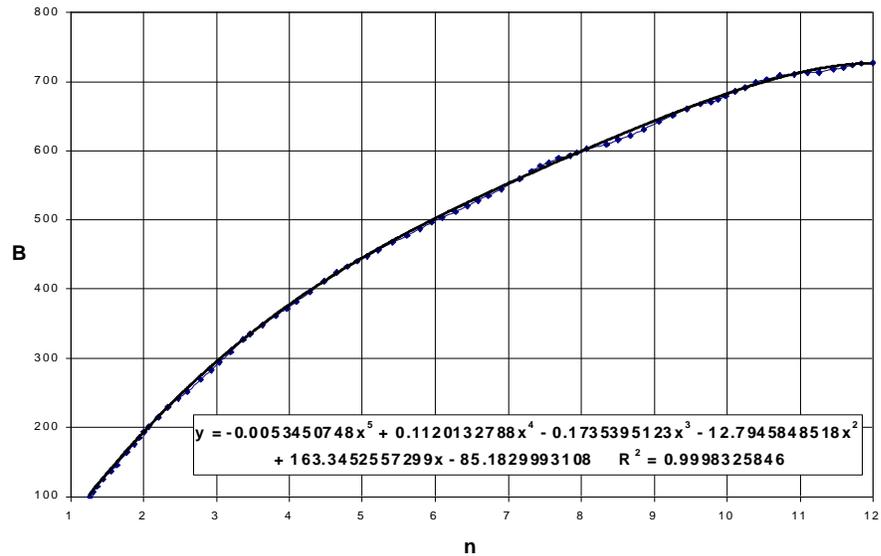


Figura 277. Relación entre los parámetros B y n del hidrograma unitario adimensional de Williams & Hann

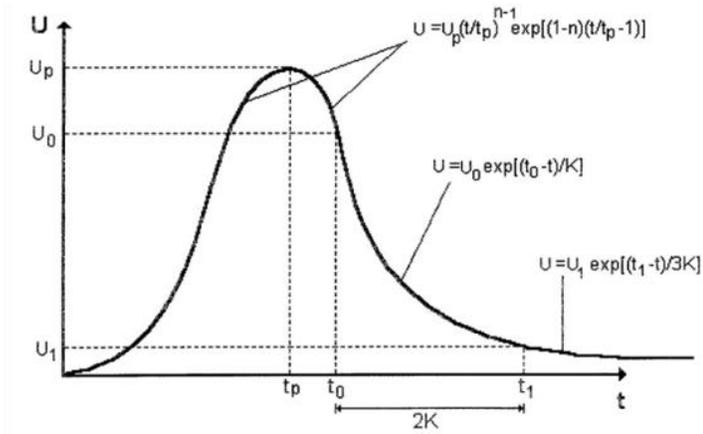


Figura 278. Esquema del hidrograma unitario adimensional de Williams & Hann

11.5.3 MÉTODO RACIONAL

El método Racional se fundamenta en que la máxima tasa de escurrimiento superficial, en una cuenca pequeña, ocurre cuando toda la cuenca está contribuyendo y la descarga máxima se obtiene cuando la duración de la lluvia iguala en magnitud al tiempo de concentración de la cuenca. El método supone que la intensidad de la precipitación permanece constante durante un tiempo igual o mayor que el tiempo de concentración y es uniforme sobre toda la

cuenca. Estos supuestos difícilmente se dan en la naturaleza, por lo cual, los resultados obtenidos deben ser vistos con precaución.

El método Racional fue desarrollado a finales de la década de 1890 para ser utilizado en sistemas de drenaje de aeropuertos y en pequeñas cuencas urbanas, donde las suposiciones básicas del método se cumplen con cierto grado de aproximación. Aunque la fórmula fue desarrollada para pequeñas áreas de drenaje, en los últimos años se ha venido empleando en cuencas de tamaño mediano, bajo la hipótesis de que esto es posible si se pueden obtener unos adecuados coeficientes de escorrentía distribuidos en el espacio.

La fórmula Racional tiene la siguiente expresión, donde C es el coeficiente de escorrentía, ITR es la intensidad de la lluvia (mm/h) y A (km²) es el área de la cuenca:

$$Q_{Tr} = \frac{C \cdot I_{TR} \cdot A}{3.6}$$

El coeficiente de escorrentía (C) es el cociente entre la escorrentía superficial (Es) provocada por un aguacero (P) y la magnitud del aguacero.

$$C = \frac{E_s}{P}$$

C depende de numerosos factores como del tipo de precipitación (lluvia, granizo o nieve), la magnitud, intensidad y de la distribución de la lluvia en el tiempo; de la humedad inicial del suelo; del tipo de terreno (granulometría, textura, estructura, materia orgánica, pendiente, micro relieve, rugosidad), del tipo de vegetación existente, etc. El coeficiente de escorrentía tiene un valor entre 0 y 1. Las tablas comunes para estimar el coeficiente de escorrentía hacen depender su valor únicamente del tipo de terreno y de su cobertura.

La escorrentía superficial (Es) o precipitación efectiva que genera un aguacero (P) se puede cuantificar mediante el método del número de curva, donde se admite que $I_a = 0.2 \times S$ (Infiltración inicial), de la siguiente forma:

$$E_s = \frac{(P - I_a)^2}{P + 4 \cdot I_a} \rightarrow C = \frac{E_s}{P} = \frac{(P - I_a)^2}{P^2 + 4 \cdot P \cdot I_a}$$

Así, determinando un valor adecuado para el número de curva, se obtienen valores del coeficiente de escorrentía para cada periodo de retorno, y para la precipitación correspondiente al tiempo de concentración.

Tabla 114. Coeficiente de escorrentía

Tr [años]	P1 - Q. Sin Nombre	P2 - Afluente Q. La Comba	P3 - Q. La Comba	P4 - Afluente Q. La Peña	P5 - Q. La Peña Tramo 1	P6 - Q. La Peña Tramo 2
2.33	0.35	0.28	0.25	0.22	0.23	0.24
5	0.37	0.30	0.27	0.24	0.26	0.26

Tr [años]	P1 - Q. Sin Nombre	P2 - Afluente Q. La Comba	P3 - Q. La Comba	P4 - Afluente Q. La Peña	P5 - Q. La Peña Tramo 1	P6 - Q. La Peña Tramo 2
10	0.39	0.32	0.29	0.26	0.27	0.27
25	0.42	0.35	0.31	0.28	0.30	0.30
50	0.45	0.37	0.33	0.30	0.32	0.32
100	0.47	0.39	0.36	0.33	0.34	0.35

11.5.4 CAUDALES DE DISEÑO

En la Tabla 115 a la Tabla 120 se presenta el resumen de caudales máximos estimados por las diferentes metodologías para las cuencas de estudio.

Tabla 115. Resumen caudal (m³/s) estimados por diferentes métodos – P1 - Q. Sin Nombre

Tr [años]	Q [m ³ /s]				
	Williams y Hann	Snyder	SCS	Racional	Diseño
2.33	0.07	0.06	0.07	0.17	0.17
5	0.11	0.09	0.10	0.21	0.21
10	0.14	0.12	0.13	0.25	0.25
25	0.19	0.15	0.17	0.30	0.30
50	0.22	0.18	0.20	0.34	0.34
100	0.26	0.20	0.23	0.39	0.39

Tabla 116. Resumen caudal (m³/s) estimados por diferentes métodos – P2 - Afluente Q. La Comba

Tr [años]	Q [m ³ /s]				
	Williams y Hann	Snyder	SCS	Racional	Diseño
2.33	0.04	0.03	0.04	0.08	0.08
5	0.06	0.05	0.06	0.10	0.10
10	0.07	0.07	0.08	0.12	0.12
25	0.10	0.09	0.10	0.14	0.14
50	0.11	0.10	0.12	0.16	0.16
100	0.13	0.12	0.14	0.18	0.18

Tabla 117. Resumen caudal (m³/s) estimados por diferentes métodos – P3 - Q. La Comba

Tr [años]	Q [m ³ /s]				
	Williams y Hann	Snyder	SCS	Racional	Diseño
2.33	0.05	0.04	0.05	1.24	1.24
5	0.15	0.13	0.15	1.58	1.58
10	0.25	0.22	0.27	1.84	1.84
25	0.40	0.36	0.43	2.27	2.27
50	0.53	0.48	0.57	2.61	2.61

Tr [años]	Q [m³/s]				
	Williams y Hann	Snyder	SCS	Racional	Diseño
100	0.67	0.61	0.72	2.99	2.99

Tabla 118. Resumen caudal (m3/s) estimados por diferentes métodos – P4 - Afluente Q. La Peña

Tr [años]	Q [m³/s]				
	Williams y Hann	Snyder	SCS	Racional	Diseño
2.33	0.03	0.02	0.03	0.05	0.05
5	0.05	0.04	0.04	0.06	0.06
10	0.06	0.05	0.06	0.07	0.07
25	0.08	0.06	0.07	0.08	0.08
50	0.09	0.07	0.09	0.10	0.10
100	0.11	0.09	0.10	0.11	0.11

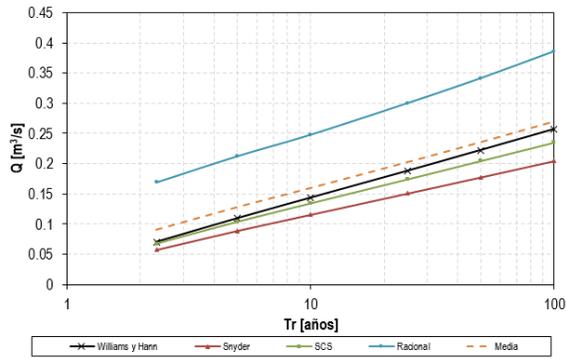
Tabla 119. Resumen caudal (m3/s) estimados por diferentes métodos – P5 - Q. La Peña Tramo 1

Tr [años]	Q [m³/s]				
	Williams y Hann	Snyder	SCS	Racional	Diseño
2.33	0.33	0.28	0.32	1.46	1.46
5	0.63	0.53	0.61	1.86	1.86
10	0.91	0.76	0.88	2.19	2.19
25	1.30	1.08	1.24	2.70	2.70
50	1.61	1.33	1.53	3.11	3.11
100	1.92	1.60	1.83	3.61	3.61

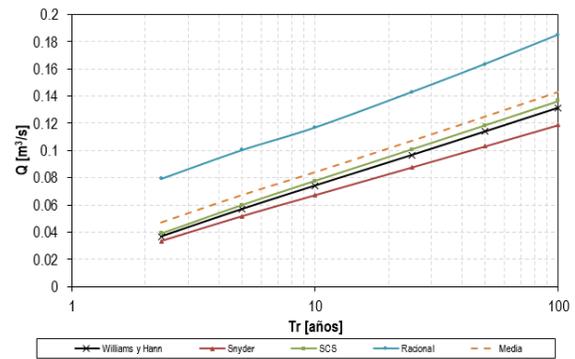
Tabla 120. Resumen caudal (m3/s) estimados por diferentes métodos – P6 - Q. La Peña Tramo 2

Tr [años]	Q [m³/s]				
	Williams y Hann	Snyder	SCS	Racional	Diseño
2.33	0.53	0.42	0.49	1.57	1.57
5	0.92	0.73	0.84	2.00	2.00
10	1.27	1.00	1.16	2.35	2.35
25	1.74	1.38	1.58	2.89	2.89
50	2.12	1.67	1.91	3.33	3.33
100	2.50	1.97	2.24	3.86	3.86

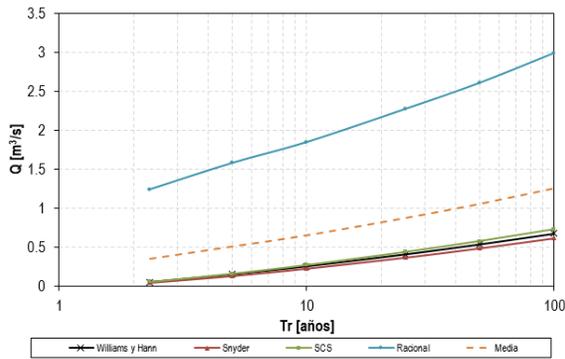
Como puede apreciarse, los caudales por las diferentes metodologías son bastante cercanos entre sí, siendo los caudales de diseño los caudales máximos seleccionados de las metodologías implementadas (Figura 279).



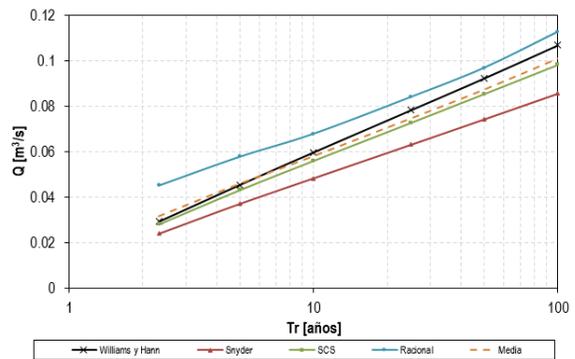
P1 - Q. Sin Nombre



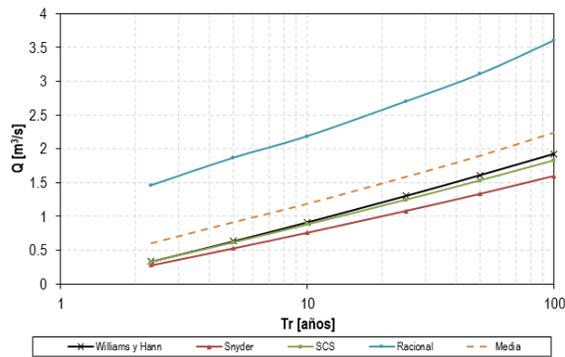
P2 - Afluente Q. La Comba



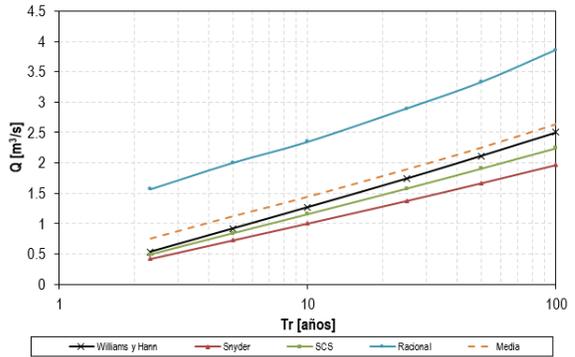
P3 - Q. La Comba



P4 - Afluente Q. La Peña



P5 - Q. La Peña Tramo 1



P6 - Q. La Peña Tramo 2

Figura 279. Gráfico caudales de creciente de las quebradas de estudio

• **Resultados caudales máximos de creciente**

Del análisis de la información se puede concluir lo siguiente:

- Se puede ver que los caudales obtenidos por las diferentes metodologías son muy cercanos entre sí observándose gran confiabilidad en los resultados obtenidos.
- A partir de la conclusión anterior, y por razones de seguridad, se determina que los caudales de diseño serán los caudales obtenidos de los caudales máximos obtenidos por el método Racional, método que aplica para el tamaño de las cuencas analizadas.

11.5.5 CÁLCULO DE LOS CAUDALES PARA TR 300 Y 500 AÑOS

Dentro del documento GUÍA METODOLÓGICA PARA ZONIFICACIÓN DE AMENAZA POR AVENIDAS TORRENCIALES, desarrollado por el Servicio Geológico Colombiano y la Pontificia Universidad Javeriana (2021), se menciona lo siguiente, en cuanto a los escenarios y periodos de retorno relacionados para la determinación de la amenaza por avenidas torrenciales, así:

(...)

Los periodos de retorno comunes en hidrología incluyen de 2,33; 5; 10; 25; 50; 100, e incluso 500 años. Existen recomendaciones para evitar estimar magnitudes asociadas con periodos de retorno mayores que el doble de la longitud del registro. Sin embargo, esto se puede contrastar con la variable que se quiera analizar (precipitación, eventos de crecientes, eventos de inundaciones, temperaturas, etc.).

Los escenarios en términos de periodos de retorno propuestos para esa guía metodológica son de 2,33; 5; 10; 25; 50; 100; 300, y 500 años.

...

Respecto al umbral máximo de 500 años, es elegido para entrar en concordancia con la norma colombiana de diseño de puentes (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2015), norma que explica que estructuras de este tipo normalmente se ven afectas por eventos de avenida torrencial; también parte del estado límite de eventos extremos que se debe considerar para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante un sismo o inundaciones severas, posiblemente bajo condiciones de socavación. Citando a la norma ya nombrada, “la evaluación hidráulica necesariamente involucra muchas suposiciones. Entre las más importantes están los coeficientes de rugosidad y la proyección de magnitudes a largo plazo, v. gr., la inundación de los 500 años u otras grandes inundaciones” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2015).

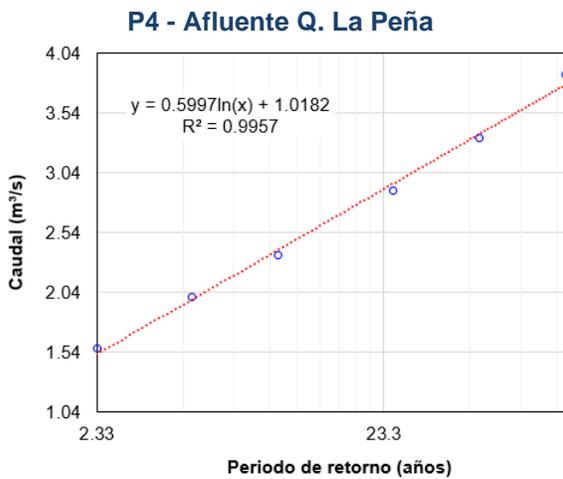
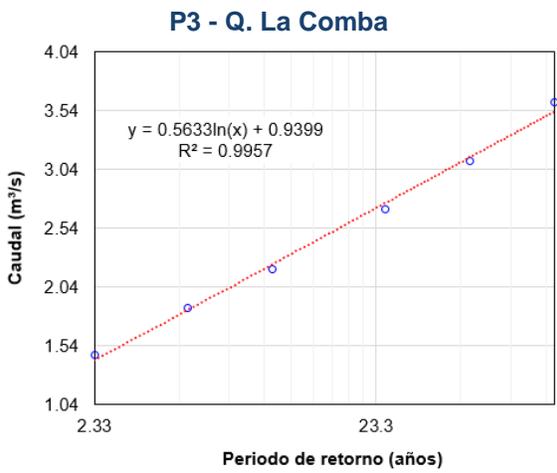
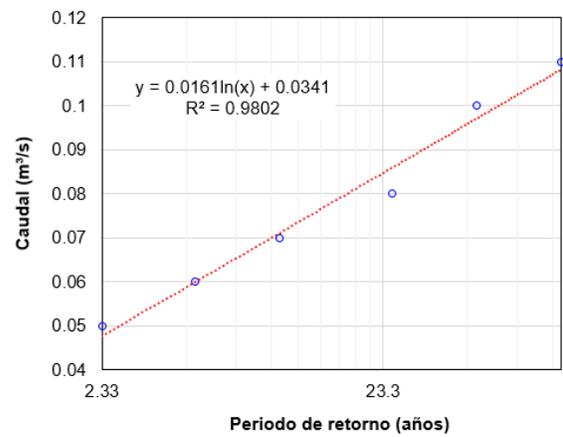
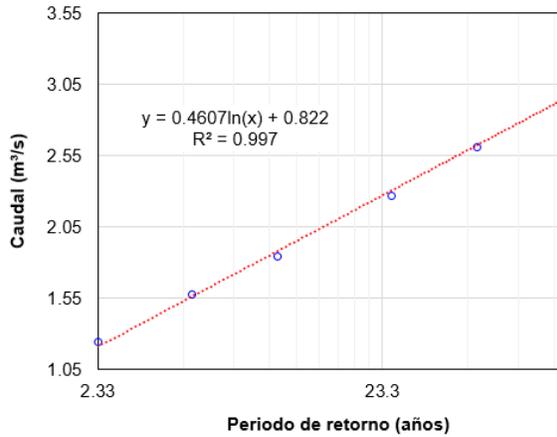
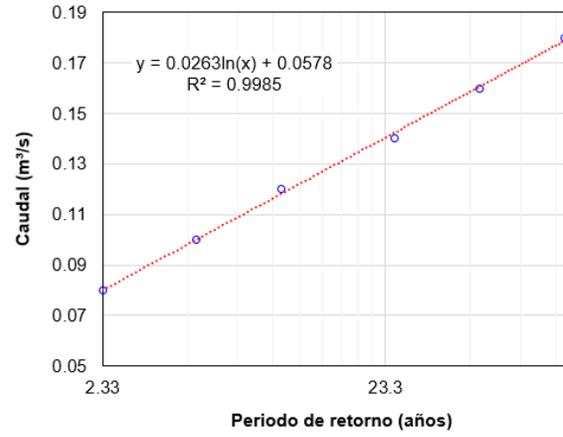
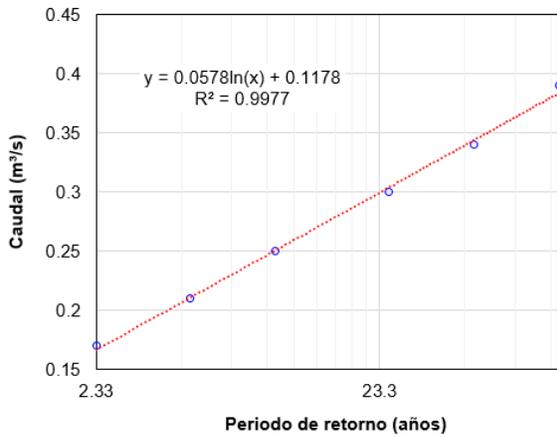
(...)

De acuerdo a las recomendaciones dadas en la GUÍA METODOLÓGICA PARA ZONIFICACIÓN DE AMENAZA POR AVENIDAS TORRENCIALES, desarrollado por el Servicio Geológico Colombiano y la Pontificia Universidad Javeriana (2021), es necesario contar con los caudales también para los periodos de retorno de 300 y 500 años. Ahora, partiendo de la disponibilidad de información para la construcción de las curvas IDF, sólo se contemplan los parámetros para construir las curvas IDF hasta el periodo de retorno de 100 años.

Por tal razón, y partiendo de los resultados definitivos para los caudales máximos con diferentes periodos de retorno en las quebradas de estudio, se realiza un proceso de regresión con el fin de buscar el mejor ajuste que permita representar o extrapolar los caudales máximos para los periodos de retorno de 300 y 500 años, información que se muestra dentro de la Figura 280.

Este análisis permite la construcción de ecuaciones logarítmicas que definen el caudal para periodos de retorno superiores a 100 años en las quebradas analizadas, las cuales cuentan con un coeficiente de determinación superior a 0,99 y que, en síntesis, es una adecuada

aproximación a la respuesta de la variable. Los resultados obtenidos se indican en la Tabla 121.



P5 - Q. La Peña Tramo 1

P6 - Q. La Peña Tramo 2

Figura 280. Extrapolación de caudales máximos para las quebradas de estudio

A partir de las ecuaciones formuladas, se presenta nuevamente los caudales máximos para diferentes periodos de retorno, incluyendo 300 y 500 años para las cuencas de las quebradas estudiadas, información mostrada en la Tabla 122.

Tabla 121. Ecuaciones de regresión para caudales máximos en zona estudiada

Cuenca	Ecuación	R ²
P1 - Q. Sin Nombre	$Q_{Tr} = 0.0578 \ln(Tr) + 0.1178$	0,9977
P2 - Afluente Q. La Comba	$Q_{Tr} = 0.0263 \ln(Tr) + 0.0578$	0,9985
P3 - Q. La Comba	$Q_{Tr} = 0.4607 \ln(Tr) + 0.822$	0,997
P4 - Afluente Q. La Peña	$Q_{Tr} = 0.0161 \ln(Tr) + 0.0341$	0.9802
P5 - Q. La Peña Tramo 1	$Q_{Tr} = 0.5633 \ln(Tr) + 0.9399$	0.9957
P6 - Q. La Peña Tramo 2	$Q_{Tr} = 0.5997 \ln(Tr) + 1.0182$	0.9957

Tabla 122. Caudales de diseño para las cuencas de interés, extrapolados a periodos de retorno superiores.

Cuenca	Área (km ²)	2.33	5	10	25	50	100	300	500
P1 - Q. Sin Nombre	0.01	0.17	0.21	0.25	0.3	0.34	0.39	0.45	0.48
P2 - Afluente Q. La Comba	0.006	0.08	0.1	0.12	0.14	0.16	0.18	0.21	0.22
P3 - Q. La Comba	0.099	1.24	1.58	1.84	2.27	2.61	2.99	3.45	3.69
P4 - Afluente Q. La Peña	0.004	0.05	0.06	0.07	0.08	0.1	0.11	0.13	0.13
P5 - Q. La Peña Tramo 1	0.15	1.46	1.86	2.19	2.7	3.11	3.61	4.15	4.44
P6 - Q. La Peña Tramo 2	0.174	1.57	2	2.35	2.89	3.33	3.86	4.44	4.75

Como parte complementaria en el presente documento, se analizarán las características propias de las cuencas, y así determinar si para la zona de interés, presentará una respuesta tipo inundación lenta o torrencial, y así definir adecuadamente el periodo de retorno en el escenario de estudio.

- **Cálculo de índices morfométricos**

El cálculo de índices morfométricos tiene como objetivo caracterizar morfométricamente las cuencas que han presentado antecedentes de torrencialidad o evidencias geomorfológicas de ello. De esta manera se busca obtener un orden del grado de torrencialidad de las cuencas y los posibles tipos de flujos que puedan generar. Este cálculo también debe ser realizado en aquellas cuencas que a pesar de no tener registro histórico ni evidencias geomorfológicas de torrencialidad se consideran prioridad del municipio por contener centros poblados en su zona de tránsito o depósito o según el criterio experto (SGC, 2021).

De acuerdo al documento: GUÍA METODOLÓGICA PARA ZONIFICACIÓN DE AMENAZA POR AVENIDAS TORRENCIALES, desarrollado por el Servicio Geológico Colombiano y la Pontificia Universidad Javeriana (2021), se indica que hay varios índices morfométricos

utilizados para determinar qué tipos de avenidas torrenciales pueden darse con mayor frecuencia en una cuenca, de los cuales son recomendados los siguientes: índice de Melton, longitud de la cuenca, relación del relieve, área de la cuenca, integral hipsométrica, tiempo de concentración, relación de bifurcación y coeficiente de torrencialidad.

- Índice de melton

Se define como el relieve de la cuenca dividido por la raíz cuadrada de su área (Kain et al., 2018; Welsh, 2007; Wilford et al., 2004, mencionados en SGC, 2021), y es considerado como uno de los mejores índices morfométricos para identificar los tipos de flujos que se puedan generar en una cuenca (Santangelo et al., 2012; Welsh y Davies, 2011; Welsh, 2007; Wilford et al., 2004, mencionado en SCS, 2021).

$$R = \frac{H_b}{\sqrt{A_b}}$$

Al descubrir que los abanicos dominados por flujos de detritos están asociados con cuencas pequeñas y de relieve alto, Melton propuso un índice adimensional expresando la robustez de la cuenca, dirigido a clasificar abanicos según las características de la cuenca corriente arriba (Santangelo et al., 2012, mencionado por SGC, 2021). En términos generales, la discriminación propuesta por Wilford et al. (2004), donde las cuencas con predominancia de flujos de detritos presentan índices de Melton mayores a 0,6, de flujos hiperconcentrados entre 0,30 y 0,60, e inundaciones o flujos de corriente índices menores de 0,30, ha sido una de las más adoptadas por otros autores (Ouellet y Germain, 2014, 2010; Santangelo et al., 2012; Welsh y Davies, 2011; Welsh, 2007; Zhou y Chang, 2016, mencionados en SGC, 2021).

En Colombia, el rango del índice de Melton se encuentra entre 0,15 y 0,91 para cuencas con ocurrencia de flujos de detritos y flujos de lodos, y 0,06 y 0,50 para cuencas con desarrollo de flujos hiperconcentrados. En este sentido, las cuencas con predominancia de flujos hiperconcentrados presentan valores muy por debajo del rango propuesto por Wilford et al. (2004) (0,30-0,60) incluyendo también rangos de cuencas con desarrollo de inundaciones (< 0,30). Por otra parte, las cuencas con predominancia de flujos de detritos en Colombia presentan un rango amplio del índice de Melton, incluyendo los valores propuestos por Wilford et al. (2004) para cuencas con flujos de detritos (> 0,60), flujos hiperconcentrados y cuencas con predominancia de inundaciones.

Adicionalmente, dentro del documento: ANÁLISIS DE METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN DEL RIESGO POR AVENIDAS TORRENCIALES APLICADAS A CUENCAS DE ALTA MONTAÑA EN COLOMBIA, desarrollado por Elizabeth Vera Camacho y Maira Lizeth Valderrama Corredor, en 2020, se indica que cuando el resultado del índice de Melton es superior a 0,5 se asume que es una microcuenca torrencial. Adicionalmente, presenta la interpretación del índice según diferentes autores:

Índice Melton: según Bertrand et al.2013

Flujos detritos Me 0.29 – 1.71

Zona inicio flujo Me 0.1 a 0.9

Índice Melton: según Montoya et al., 2009

Drenaje torrencial 0,5

Índice Melton: según Wilford et al., 2004

Flujos detritos Me 0.26– 1.21

Zona inicio flujo Me 0.66 a 1.21

Inundación 0.08 a 0.49

- **Relación del relieve**

Schumm (1956) propuso el análisis del relieve de una cuenca a través de la relación de relieve, el cual permite la comparación entre cuencas a pesar de las diferencias de escala topográfica; además, es un parámetro usado para describir la movilidad de material desde su punto de inicio hasta su frente de disposición (Chen y Yu, 2011, mencionado en SGC, 2021). Este índice se define como la relación entre la diferencia de la cota máxima y mínima (relieve) [km] y la longitud de la cuenca [km] (Wilford et al., 2004, mencionado en SGC, 2021).

El rango de valores de la relación de relieve para cuencas que presentan flujos de detritos está entre 0,15 y 0,70 (Chen y Yu, 2011; de Scally et al., 2010; Khan et al., 2013, mencionados en SGC, 2021), mientras que para flujos hiperconcentrados se encuentra entre 0,21 y 0,22 (Ouellet y Germain, 2014). Para Colombia se encontraron valores entre 0,08 y 0,43 para cuencas con desarrollo de flujos de detritos, entre 0,08 y 0,27 para cuencas con flujos de lodos y entre 0,03 y 0,27 para cuencas con ocurrencia de flujos hiperconcentrados.

- **Integral hipsométrica**

Este índice explica la distribución de elevaciones en un área dada del paisaje, particularmente una cuenca de drenaje (Wang et al., 2016). La integral hipsométrica es ampliamente usada para la caracterización de la actividad tectónica reciente (expresada mediante valores altos, p. ej., HI > 0,5). Además, este índice es usado para evaluar de forma general la susceptibilidad por avenidas torrenciales, ya que permite determinar la interacción entre la erosión y la tectónica reciente (SGC, 2021). Es definido como el área bajo la curva hipsométrica y se expresa así:

$$HI = \frac{h_{mean} - h_{min}}{h_{min_{max}}}$$

donde hmax es la elevación máxima en la cuenca de drenaje, hmin la elevación mínima y hmean la elevación media de la cuenca. La HI puede caracterizarse para tres rangos: HI < 0,4 representa un paisaje senil donde predominan los procesos de degradación; 0,4 < HI < 0,5 se trata de un paisaje en equilibrio y HI > 0,5 dan cuenta de un paisaje juvenil con actividad tectónica reciente.

- Coeficiente de torrencialidad

Este índice es un indicador de la erodabilidad lineal y la capacidad de descarga de una cuenca. Se determina a partir de la relación entre el número total de cursos de primer orden (N_{c1}) y el área total de la cuenca (A) (Camino et al., 2018, mencionado en SGC, 2021).

$$C_t = \frac{N_{c1}}{A}$$

A mayor número de cursos de primer orden y menor superficie, la torrencialidad de la cuenca será mayor (Camino et al., 2018; López y Romero, 1987). Debido a que los cursos de primer orden son de génesis erosiva, altos valores indican elevada susceptibilidad a la erosión, menores tiempo de llegada al pico y alta torrencialidad; en otras palabras, los cursos de orden 1 son los de mayor importancia en la generación de flujos torrenciales y de inundaciones aluvionales veloces (Busnelli y Horta, 2014, mencionados en SGC, 2021).

Los rangos propios para las cuencas colombianas se presentan de acuerdo con el tipo de flujo: flujo de detritos 0,38-26,90, flujo de lodos: 1,01-21,51 y flujos hiperconcentrados: 0,37-18,01.

- Gradiente-longitud del canal (sl)

Se define como el producto de la pendiente del canal en un punto y la longitud del canal medido a lo largo de la corriente más larga sobre el punto dado (Hack, 1973, mencionado en SGC, 2021). El índice de gradiente-longitud de la corriente (SL, por su sigla en inglés) permite identificar desviaciones a partir de perfiles longitudinales y señala knickpoints/knickzones donde el gradiente de la corriente muestra valores anómalos (Piacentini et al., 2020, mencionado en SGC, 2021). El índice SL es sensible a los cambios de pendiente, por tanto, permite la evaluación de relaciones entre: actividad tectónica, resistencia de la roca y la topografía.

- Relación de bifurcación

Horton (1945), mencionado en SGS, 2021 introdujo este concepto para definir el coeficiente entre el número de cauces de cualquier orden (N_{rn}) y el número de corrientes del siguiente orden superior (N_{rn+1}), siguiente ecuación.

$$R_b = N_{r_n} / N_{r_{(n+1)}}$$

De acuerdo con Summerfiel (1993), mencionado en SGS, 2021, cuencas con litología homogénea normalmente presentan relaciones de bifurcación entre 3 y 5, altos valores de esta relación indican que la cuenca es muy elongada con alternancia de afloramientos contrastantes en sus características litológicas.

Por otro lado, los valores bajos se asocian con cuencas bien drenadas susceptibles a crecidas más violentas que aquellas que poseen un coeficiente de bifurcación alto. Los rangos para el coeficiente de bifurcación propuestos para las cuencas del inventario nacional se presentan según el tipo de flujo: flujo de detritos 2,45-5,20, flujo de lodos 2,83-5,24 y flujos hiperconcentrados 3,00-5,25 (SGS, 2021).

Según Senciales (1999) las altas relaciones de bifurcación indican áreas de fuertes pendientes con rápida concentración de la escorrentía, pero con picos de crecida poco importantes y los bajos valores suelen presentar los más altos riesgos de inundación por concentración brusca de la escorrentía.

- **Cálculo de índices morfométricos**

En primer lugar, se definieron sitios de control a lo largo de las cuencas estudiadas con el fin de analizar las condiciones morfométricas de la vertiente a partir de los cambios, controles, y diferentes zonas de producción, transporte y depósito en el área evaluada. Por ello, se determinaron sitios de control que difieren con los puntos requeridos para el análisis hidrológico y así determinar desde el componente geo morfométrico de las cuencas, el tipo de respuesta en la cuenca ante algún tipo de evento. Para ello, se utilizó nuevamente el modelo digital del terreno descrito en el capítulo 11.3, donde se definieron diferentes puntos de control según lo indicado previamente, información que se identifica en la Figura 281.

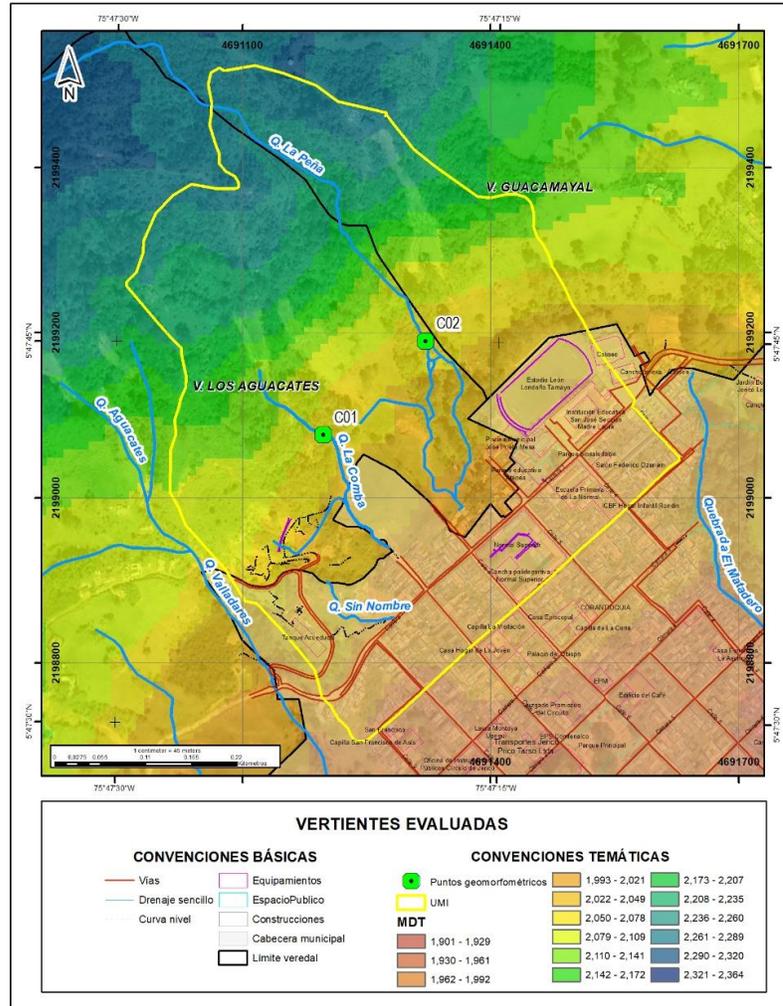


Figura 281. Vertientes evaluadas para el cálculo de índices morfométricos.

Ahora, teniendo en consideración las diferentes metodologías descritas previamente y que se usan para la clasificación de las cuencas hidrográficas en cuanto a sus características torrenciales, se estiman los parámetros morfométricos principales para las diferentes cuencas según los puntos de control definidos, tal como se muestra en la Tabla 123.

Tabla 123. Parámetros morfométricos para cálculo de índices

Parámetro	C01	C02
Área de drenaje Topográfica [km ²]	0.07	0.15
Longitud Cauce principal [km]	0.12	0.79
Longitud río hasta la divisoria [km]	0.50	0.88
Pendiente cauce principal [%]	57.31	29.75
Pendiente cuenca [%]	51.44	36.86

Parámetro	C01	C02
Cota mayor cuenca [m]	2311.45	2318.59
Cota menor cuenca [m]	2061.45	2056.85
Cota mayor río [m]	2130.66	2299.60
Cota menor río [m]	2061.45	2056.85
Longitud al punto más alejado [km]	0.49	0.71
Coordenada Este [m]	4691197.64	4691321.57
Coordenada Norte [m]	2199076.31	2199189.89
Relieve de la Cuenca	0.25	0.26
Cota media cuenca [m]	2208.48	2251.44
Relación Relieve	0.51	0.37
Índice de Meltón Me	0.94	0.68
Integral Hipsométrica HI	0.59	0.80
N° Orden 1	1	1
N° Orden 2	-	-
N° Orden 3	-	-
N° Orden 4	-	-
Relación de Bifurcación	-	-
Coeficiente Torrencialidad Ct	14.06	6.68

Finalmente, según los resultados obtenidos para cada uno de los índices morfométricos, se realizó la clasificación de las cuencas con relación al tipo de características que la puedan definir con algún tipo de respuesta torrencial. La clasificación se muestra en la Tabla 124.

Tabla 124. Clasificación de las cuencas

Índice Morfométrico	C01	C02
Índice de Meltón Me	Torrencial	Torrencial
Relación Relieve	Torrencial	Torrencial
Integral Hipsométrica HI	Paisaje Juvenil	Paisaje Juvenil
Relación de Bifurcación	-	-
Coeficiente Torrencialidad Ct	Torrencial	Torrencial

Una vez realizada la clasificación de las diferentes vertientes, se tiene que la cuenca de las quebradas de estudio, cuenta con condiciones que la definen como cuencas con respuesta torrencial, situación evaluada a partir de los diferentes resultados para los métodos aplicados, condiciones que se ratifican desde las condiciones hidráulicas y geomorfológicas identificadas en los tramos de interés.

12. ANÁLISIS HIDRÁULICO

Una vez definidos los caudales de diseño en el estudio hidrológico, el objeto del estudio hidráulico consiste en definir el comportamiento hidráulico de los cauces en el tramo de interés en las condiciones actuales de las quebradas analizadas, el cual se determinará con base en los caudales obtenidos del estudio hidrológico y las condiciones topográficas actuales de los drenajes, para así evaluar los cambios en el perfil del flujo teniendo como referencia el caudal para el periodo de retorno de 100 años.

12.1 PARÁMETROS DE LA MODELACIÓN

Para una correcta modelación en 2D realizada en el programa HEC-RAS, se debe ingresar unos parámetros para que esta se asemeje lo mejor posible a los fenómenos que suceden en la realidad. Algunos de estos parámetros se mencionaron anteriormente como es el caso de la geometría, el mallado, la rugosidad y las condiciones de frontera. Pero también hay otros sumamente importantes que se deben tener en cuenta y a los cuales era necesario realizarles un análisis de sensibilidad, que se presentarán a continuación.

- **Discretización espacial (ΔX).** Aunque la malla seleccionada presenta refinamientos de malla específicas y por tanto tamaños de malla diferentes para cada zona, precisamente se realizaron corridas adicionales donde se probaron diferentes tamaños de malla, validando el comportamiento general, y detectando zonas donde esta se debía refinar más, variando el tamaño de malla desde 0.2 m, 0.5 m y 5 m. Se analizaron estos resultados, y se validaron así los tamaños de la malla general y de las zonas que requerían de mayor refinamiento. Finalmente, se seleccionó una malla general de 5 m con zonas de refinamiento de 0.5 m, que se muestra en la Figura 282.
- **Intervalos computacionales (ΔT).** Se realizó una sensibilidad de este parámetro ya que se presentaba errores con delta T grandes. Se empezó con un ΔT de 5 segundos, se evidenció que se producían errores en varias celdas en el momento de las iteraciones de la lámina de agua, por ende, se decidió variar el ΔT ya que la malla estaba muy refinada. Se prosiguió con un ΔT de 2 segundos, donde también se presentó errores en las celdas, por consiguiente, se decidió hacer lo mismo con un ΔT de 1 segundos y 0,5 segundos, en estos casos se pudo ver que el modelo corría muy estable y sin presentar errores. La diferencia entre estos dos últimos casos no era tan significativa en términos de velocidad, dirección de flujo y comportamiento de algunos fenómenos comunes como vórtices o contra flujos en orillas. Como decisión última y por beneficio del tiempo computacional se utilizó un ΔT de 1 segundos para la modelación de los casos de estudio.
- **Coefficiente de turbulencia (“Eddy viscosity”).** La turbulencia es la transferencia de impulso debido al movimiento caótico de las partículas del fluido a medida que el agua se contrae y se expande durante el movimiento. En los modelos bidimensionales en el software HEC-RAS, la turbulencia se modela como un proceso de difusión, donde

está determinada por el “Eddy Viscosity Mixing Coefficient” (coeficiente de turbulencia de Eddy). Según el manual del programa HEC-RAS, “2D Modeling User’s Manual”, los valores recomendados para el coeficiente de Eddy están dentro del intervalo de 1,8 y 1,2. Para obtener el valor para utilizar, se realizaron diferentes pruebas con los valores extremos y con un valor intermedio (1,6), con el objetivo de analizar el comportamiento del modelo con los diferentes coeficientes.

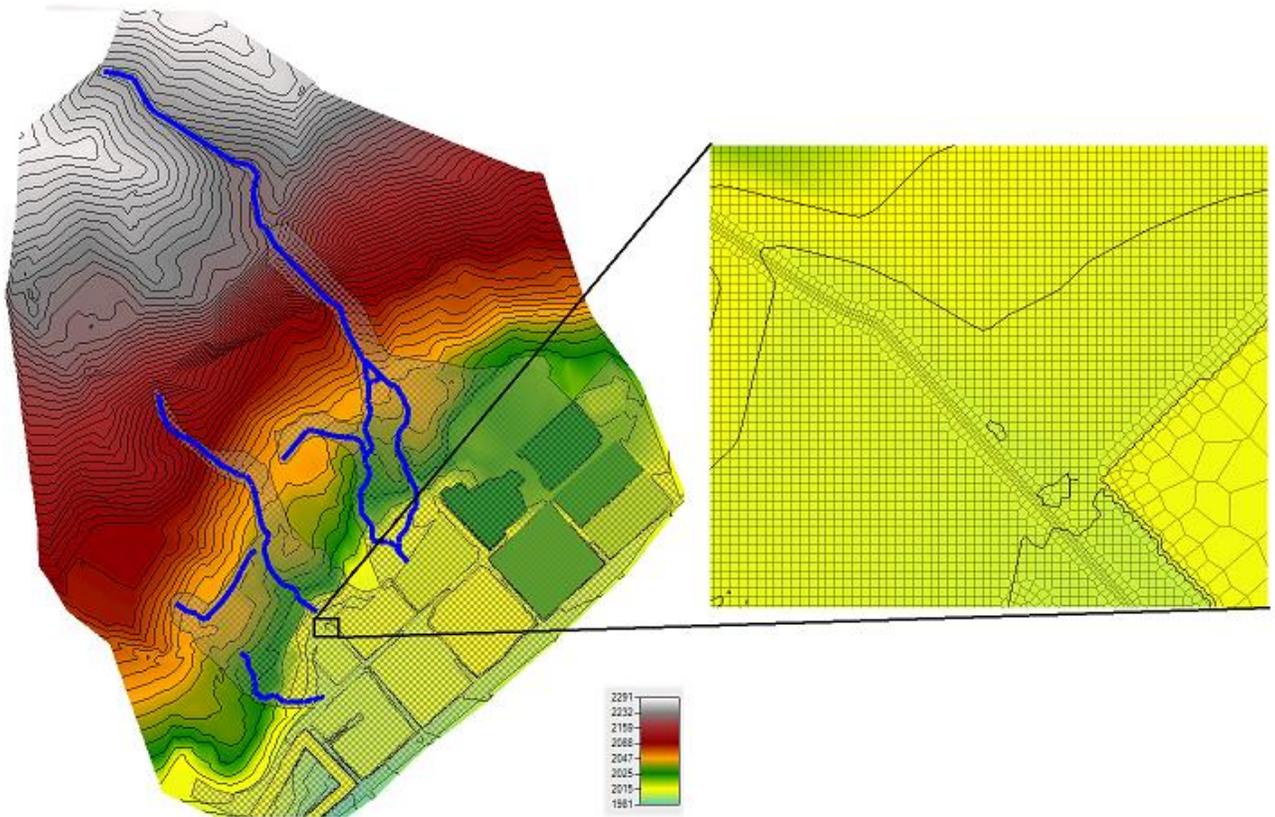


Figura 282. Malla construida para el modelo hidráulico

- **Método computacional.** El HEC-RAS da solución a los diferentes problemas a partir del desarrollo de las ecuaciones de Onda Difusa (método de la onda difusa) o ecuaciones de Saint Venant (método de full momento). El primero es el método que el programa desarrolla por defecto, donde los intervalos computacionales son variables dependiendo del caso de estudio. El método de full momento se presenta en situaciones específicas como olas de inundación altamente dinámicas, contracciones y expansiones abruptas, condiciones influenciadas por la marea, modelos de propagación de onda, detalle en la velocidad o lámina de agua en una estructura. En este método los intervalos computacionales son más pequeños comparados con el método de la onda difusa.

En el caso que se está estudiando, el método a utilizar es el de Onda Difusa, ya que este reduce el tiempo computacional, logrando una similitud en el comportamiento del flujo sin perder la precisión de simulación para el problema de estudio.

12.2 DOMINIO Y DISCRETIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La modelación en el HEC-RAS 2D opera utilizando la metodología de elementos finitos sobre una malla estructurada o no-estructurada, donde el tamaño de celda puede ir desde 3 lados (triángulos) hasta máximo 8 lados (octágonos). En el presente estudio se usó una malla no estructurada ya que con esta se obtiene mayor discretización numérica del comportamiento del flujo, a la hora de hacer la simulación.

Para obtener la malla definitiva inicialmente se definió la zona de estudio. Para ello, se delimitó las posibles zonas o áreas que son susceptibles a ser inundadas por las corrientes de estudio; con estas zonas validadas en campo acorde a las condiciones geomorfológicas de los cauces de estudio se definió y refinó la malla.

Posteriormente, se corrió una simulación con caudales correspondientes al periodo de retorno de 100 años. El resultado preliminar obtenido sirvió de insumo para plantear zonas de refinamiento. Así pues, a la malla inicial (Malla 1) con tamaño de celda de 5 m se le agregaron zonas de refinamiento de 0.5 m. Con la malla seleccionada se simularon diferentes escenarios que están asociados a los periodos de retorno de caudales máximos. En términos generales, se logró obtener estabilidad en cada uno de los escenarios propuestos. Al revisar el perímetro inundado, se podía observar que la mancha se representaba satisfactoriamente, por lo que no fue necesario ampliar la zona de estudio. El dominio seleccionado abarca tanto los cauces de estudio asociados al área de estudio como la zona urbana potencialmente inundable.

12.3 RUGOSIDAD

La rugosidad es un parámetro de entrada importante para un modelo hidráulico en el programa HEC-RAS, ya que, con esta se permite simular las condiciones aproximadas de la zona de estudio y semejar el comportamiento del flujo a los reales. Para obtener la rugosidad en el área estudio, inicialmente se consideró una rugosidad constante, es decir, un valor único para toda el área del modelo, esto no fue conveniente, puesto que, la zona de estudio tiene diferentes coberturas. Luego se optó por diferenciar el canal con la llanura de inundación y por ello se le asignó un valor de rugosidad para el canal y otro para la llanura y zonas aledañas, lo cual permitió ver un comportamiento asertivo del flujo en el canal. Por último, se realizó una discretización de los diferentes elementos existentes en el perímetro del modelo, donde se encontró varias coberturas en la región de análisis, como bosques, pastos, suelo desnudo y construcciones, a través de la digitalización de la Ortofoto de la zona.

Acorde a lo anterior se discretizaron las coberturas de la zona de estudio y se conformó la capa de cobertura del área de estudio, uno de los parámetros necesarios para continuar con el proceso de modelación.

Para el tratamiento de la rugosidad, en todos los modelos se utilizó la metodología de “n” de Manning. En este caso se asumió el mismo valor para bancas y llanuras ya que como se

mencionó anteriormente se hizo una clasificación detallada de los tipos de coberturas de la zona.

Con base en esta capa, a cada una de las áreas discretizadas se asignaron los valores de rugosidad, utilizando la metodología de Chow (1983), la cual consiste en evaluar el tipo de material o cobertura del canal. Para este caso, de acuerdo con la información disponible los coeficientes de rugosidad adoptados para cada tipo de cobertura se presentan en la Tabla 125 y Figura 283.

Tabla 125. Coeficientes de rugosidades asignados por tipo de cobertura

Cobertura	Rugosidad
Construcciones	0.018
Bosques	0,045
Pastos	0,035
Suelo desnudo	0,025

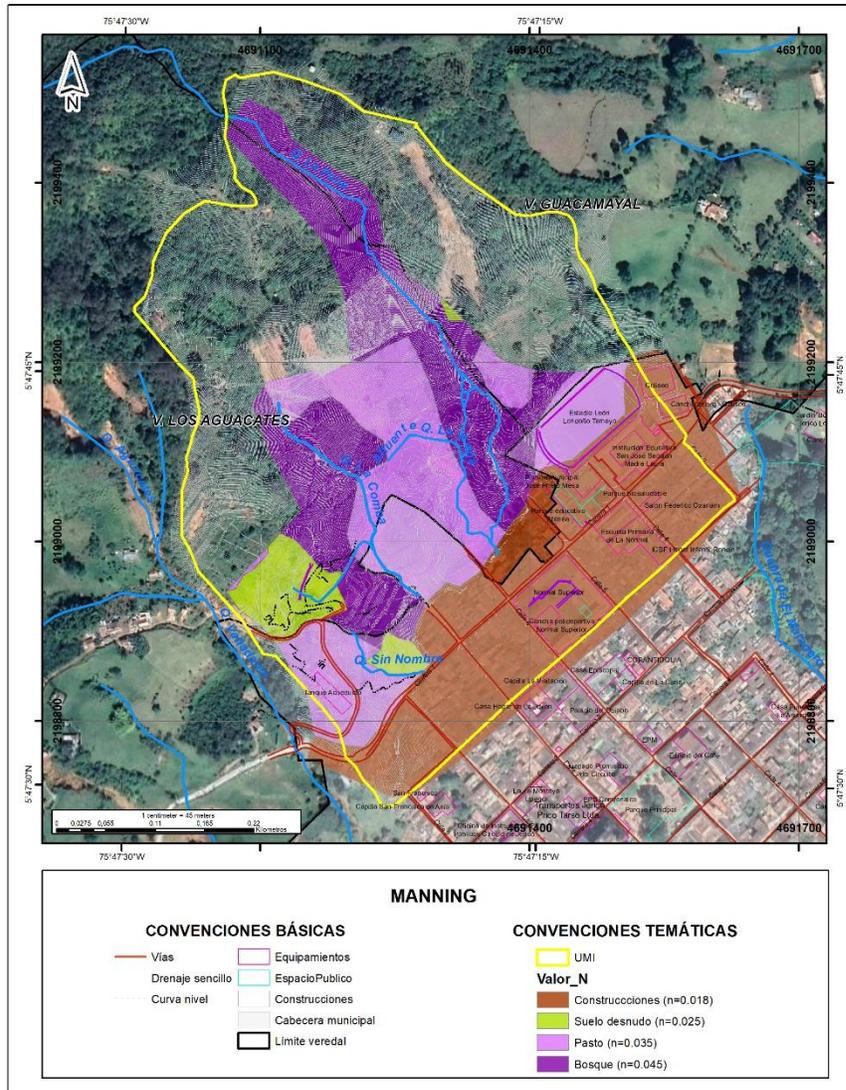


Figura 283. Coberturas existentes en la zona de estudio – Coeficiente de Manning

12.4 CONDICIONES DE FRONTERA

En los modelos hidráulicos en el programa HEC-RAS, los escenarios a simular son completamente dependientes a las condiciones de frontera que se definan, los cuales permiten una aproximación más cercana al comportamiento real. Para este estudio se consideraron 14 condiciones de frontera (ver Figura 284), las cuales son:

- **Q1, Q2, Q3, Q4, Q5:** Entradas en el modelo en cada una de las corrientes o drenajes existentes en la zona de estudio; esta condición de frontera tiene como base la hidrógrafa asociada al caudal de los 100 años de periodo de retorno.

- H1, H2, H3, H4, H5, H6, H7, H8, H9: Salidas del modelo, que corresponde a los sitios finales o más bajos (menor cota), por donde tiende a confluir el agua, que para el caso específico corresponde a las vías localizadas en la zona urbana. Se utilizó la pendiente normal de estos sectores.

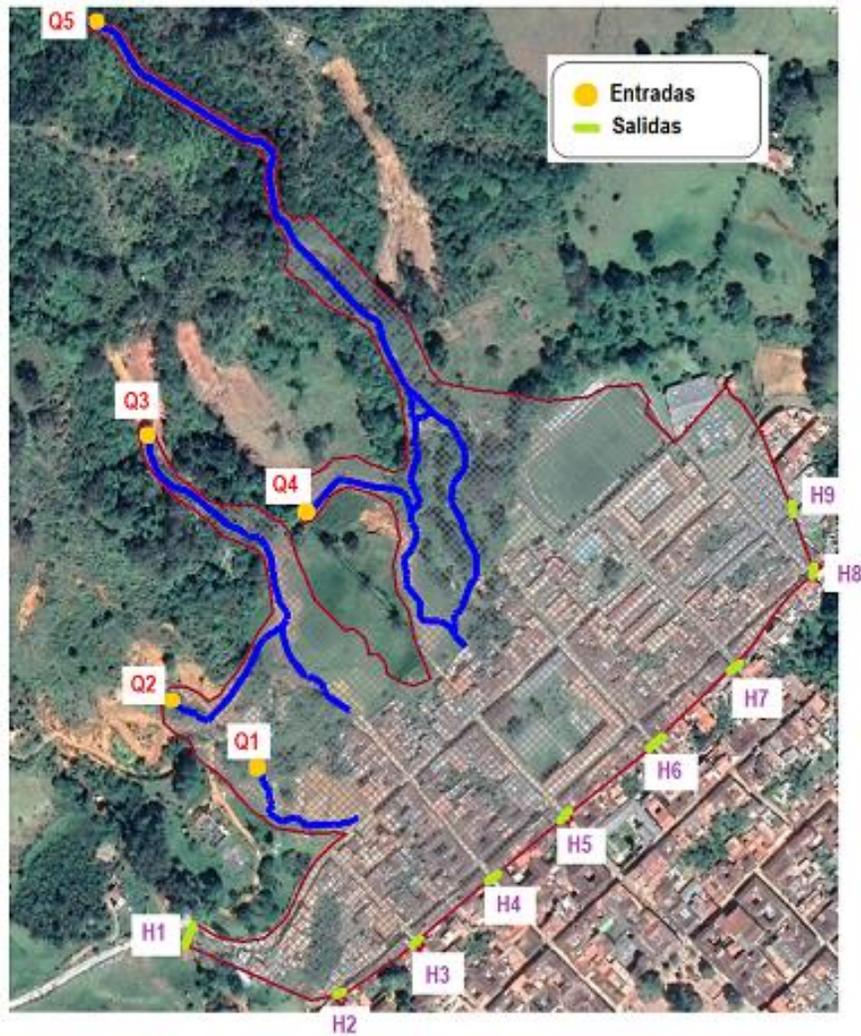


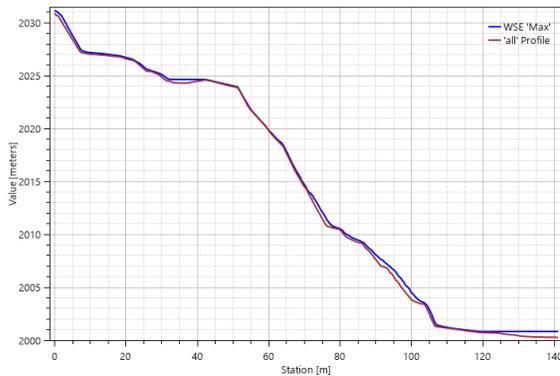
Figura 284. Esquema de las condiciones de frontera iniciales

12.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

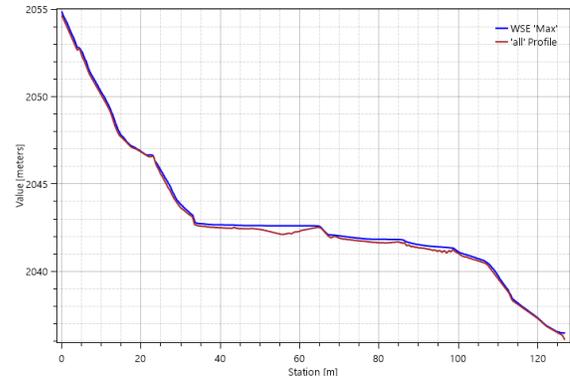
El modelo 2D en el HEC-RAS proporcionó los resultados en formato raster, por ende, fue necesario procesarlos para obtener una información puntal y con ella realizar el análisis. A continuación, se presentan los resultados de la modelación asociada al periodo de retorno de los 100 años (escenario que corresponde a la condición más desfavorable de inundación que se puede presentar ante un escenario de inundación).

En la Figura 285 se muestran los perfiles longitudinales del flujo para el caudal de periodo de retorno de los 100 años de cada uno de cauces evaluados en el modelo hidráulico, donde se evidencia que el flujo presenta un comportamiento similar a las forma del lecho, con presencia de irregularidades y cambios de pendiente, asociado a que son cauces irregulares, de alta pendiente donde se generan altas velocidades de flujo.

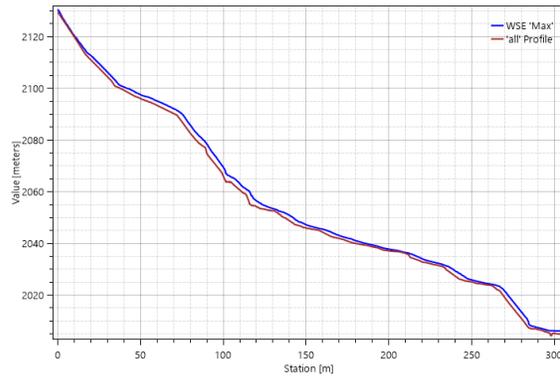
En la Figura 286 y Figura 287 se presentan las secciones transversales de los cauces de estudio con la lámina de agua asociada al periodo de retorno de los 100 años, donde se puede evidenciar que estas quebradas presentan secciones bastante irregulares, con una geometría tipo trapezoidal, con tendencia a una incisión generaliza, situación que permite que tenga un área efectiva adecuada en la mayor parte del tramo analizado, permitiendo o garantizando una capacidad hidráulica para evacuar los caudales de creciente.



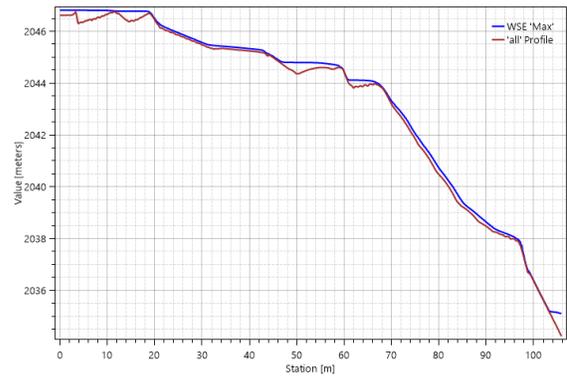
Q. Sin Nombre



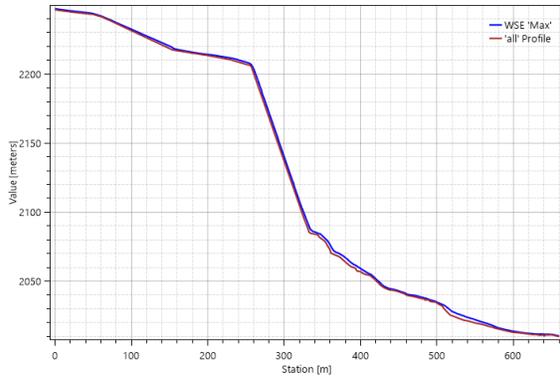
Afluente Q. La Comba



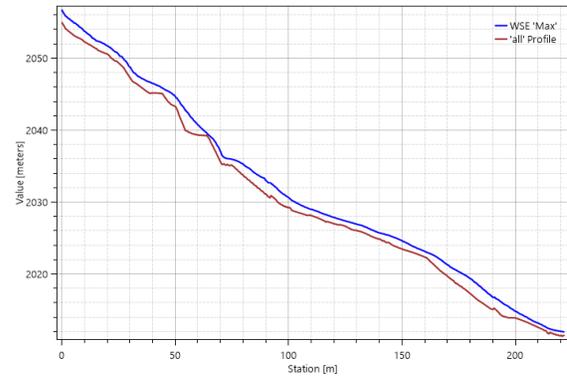
Q. La Comba



Afluente Q. La Peña



Q. La Peña



Ramal izquierdo Q. La Peña

Figura 285. Perfiles longitudinales del flujo en los cauces de estudio – Q100

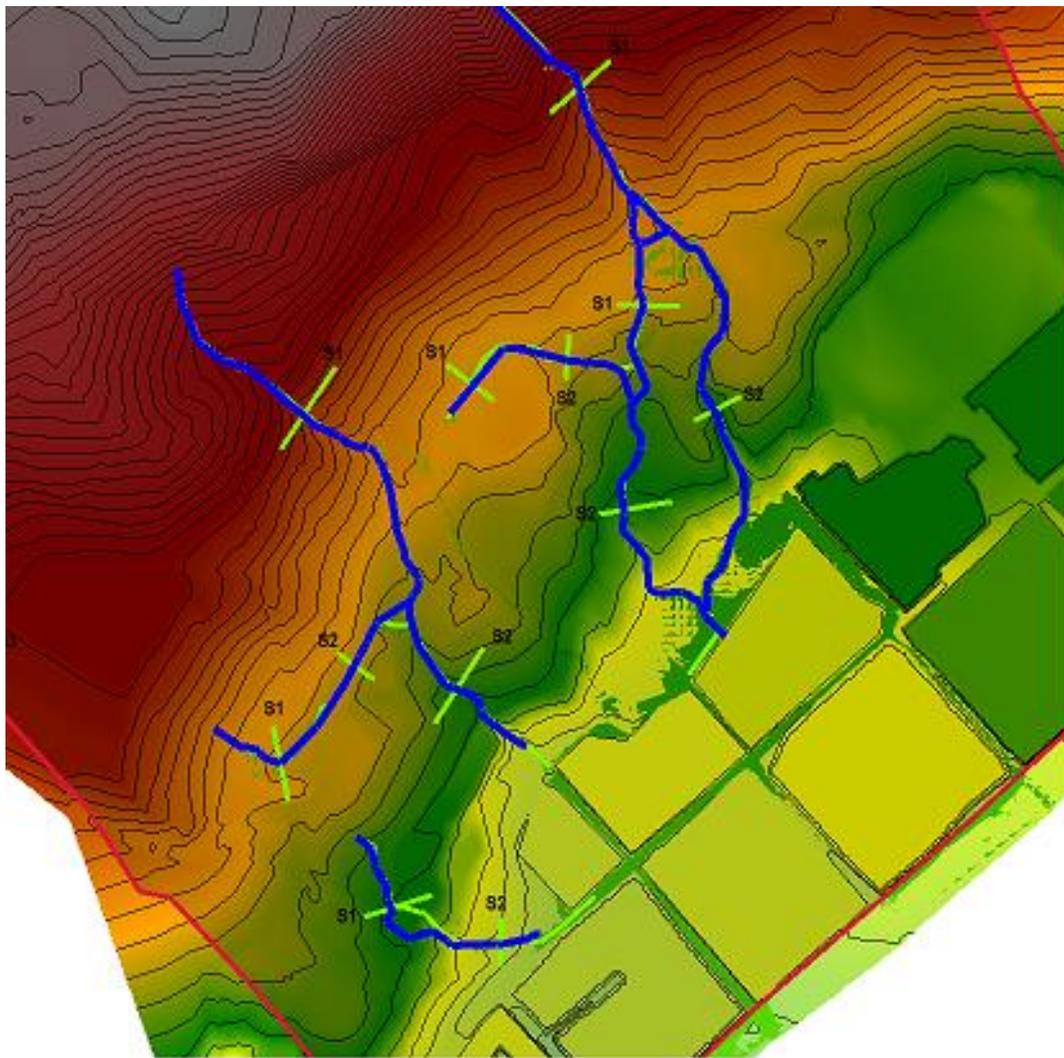
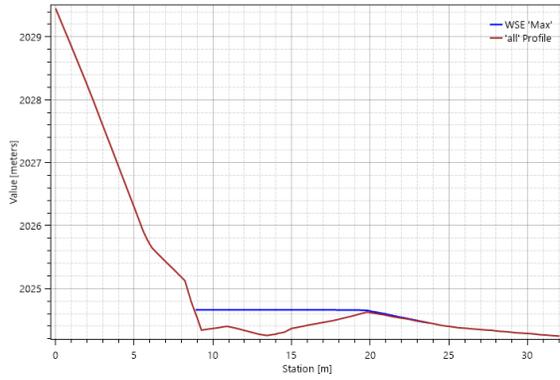
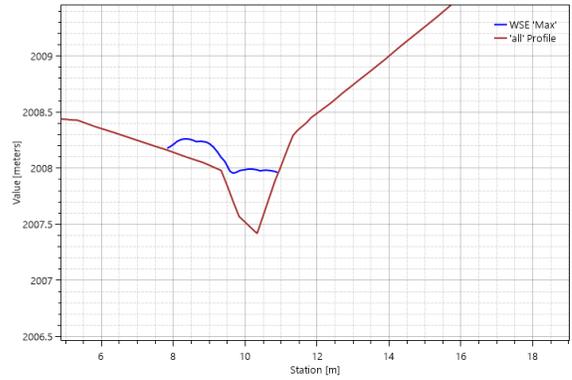


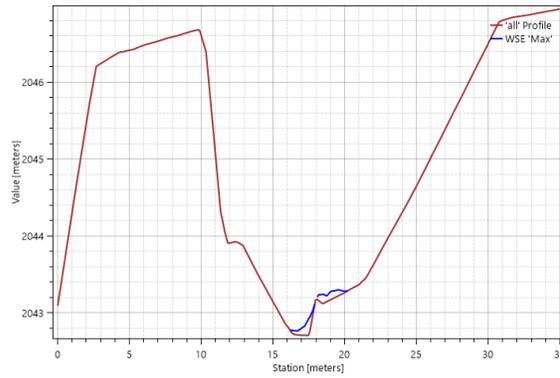
Figura 286. Localización en planta secciones transversales quebradas de estudio



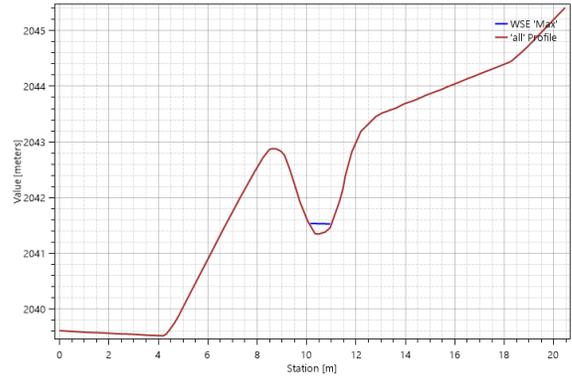
Sección 1 - Q. Sin Nombre



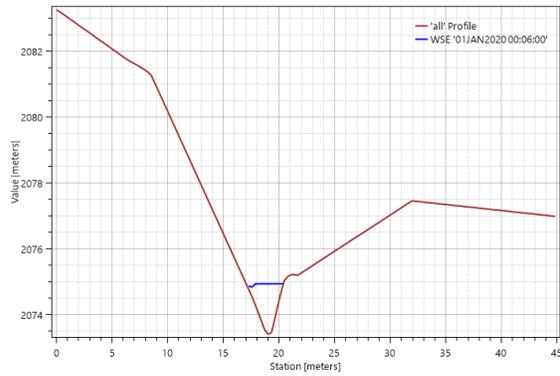
Sección 2 - Q. Sin Nombre



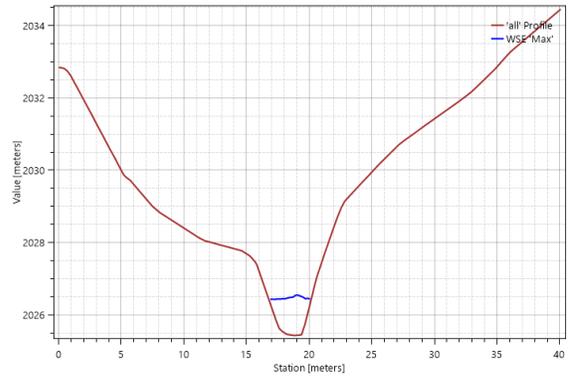
Sección 1 - Afluente Q. La Comba



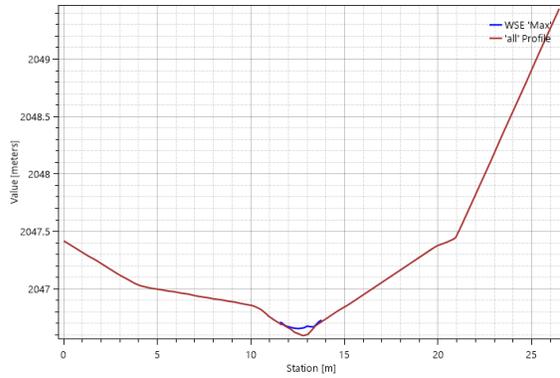
Sección 2 - Afluente Q. La Comba



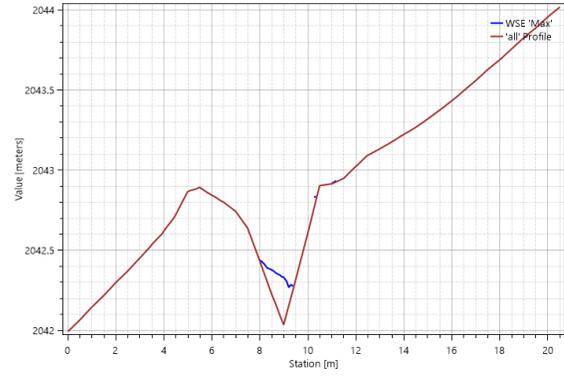
Sección 1 - Q. La Comba



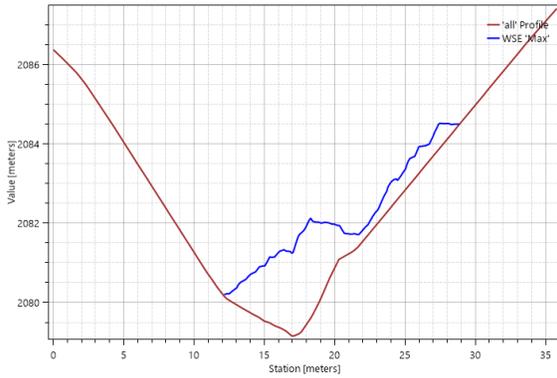
Sección 2 - Q. La Comba



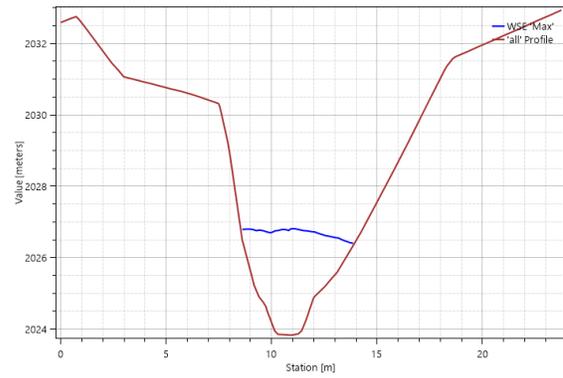
Sección 1 - Afluyente Q. La Peña



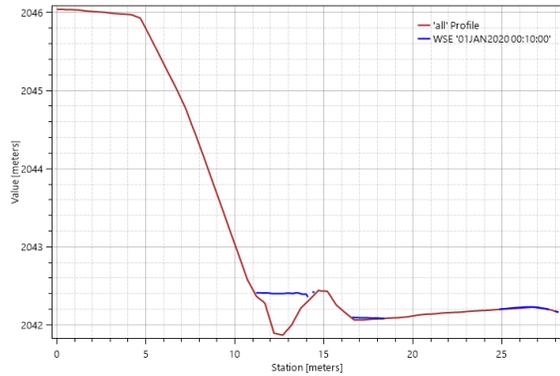
Sección 2 - Afluyente Q. La Peña



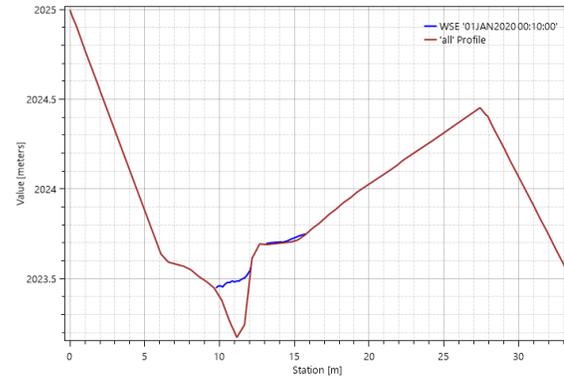
Sección 1 - Q. La Peña



Sección 2 - Q. La Peña



Sección 1 - Ramal izquierda Q. La Peña



Sección 2 - Ramal izquierda Q. La Peña

Figura 287. Secciones transversales en los cauces de estudio – Q100

En la Tabla 126 se presenta la cota de inundación, las profundidades y las velocidades máximas de cada uno de los drenajes de estudio.

El análisis de estos escenarios toma bastante importancia, pues se quiere entender la manera en que se inunda el valle asociado a la corriente analizada, y generar las manchas de inundación correspondientes que den respuestas de la dinámica fluvial de los drenajes.

Tabla 126. Resultados de la modelación de los escenarios de caudales máximos

Quebrada	Profundidad media (m)	Profundidad máxima (m)	Velocidad media (m/s)	Velocidad máxima (m/s)
Q. Sin Nombre	0.20	0.81	0.96	12.31
Afluente Q. La Comba	0.52	1.86	0.78	4.82
Q. La Comba	0.44	2.86	4.52	19.79
Afluente Q. La Peña	0.12	0.48	0.53	0.82
Q. La Peña	0.83	3.20	6.96	29.39
Ramal izquierdo Q. La Peña Tramo 2	0.40	1.80	7.0	13.89

En la Figura 288 se presenta el comportamiento del caudal al pico para el escenario de caudal máximo asociado al periodo de retorno de los 100 años, donde se muestra que para el escenario en cuestión el área de estudio inunda las zonas aledañas a los drenajes y depresiones topográficas del terreno donde el agua tiende a confluir como las vías y las conformaciones topográficas de menor cota.

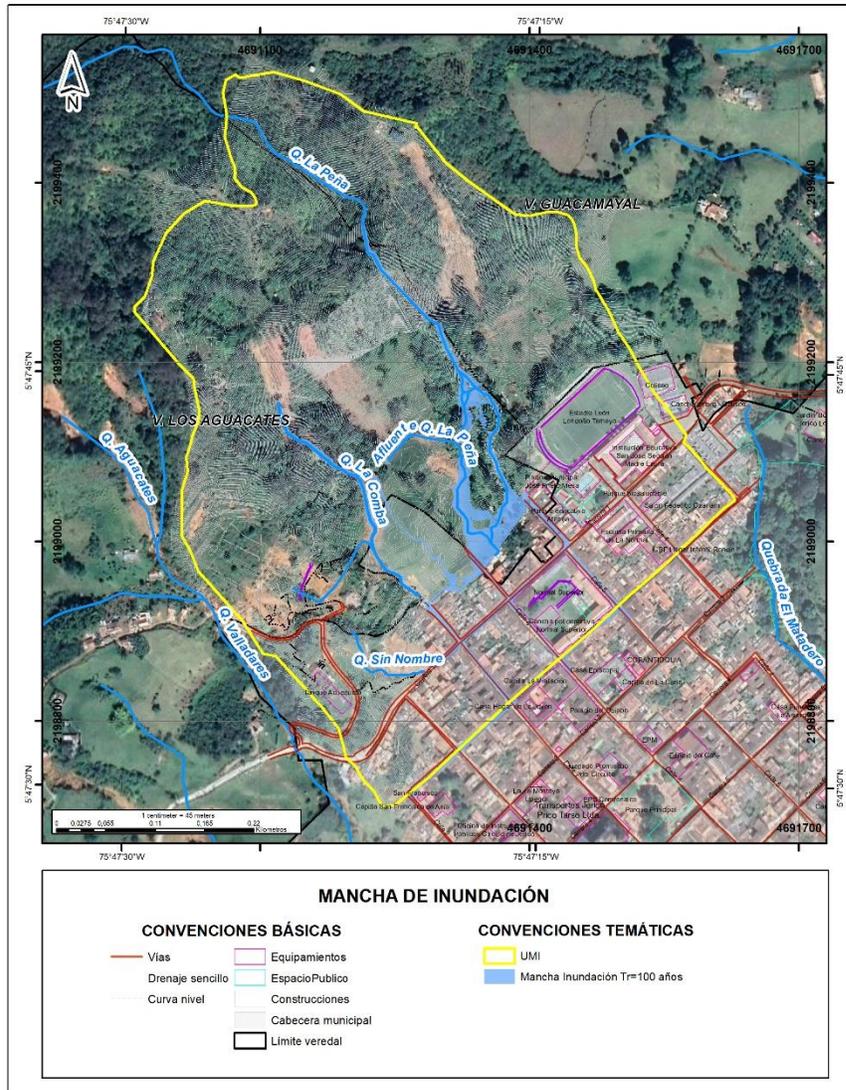


Figura 288. Mancha de inundación Tr=100 años – Condición actual

En la Figura 289 se muestran las profundidades del agua asociadas al caudal de periodo de retorno de los 100 años, donde se evidencia que las zonas donde se presentan las mayores profundidades corresponden a los sitios donde los cauce presentan mayor depresión o donde la sección es más incisada, y las menores profundidades se evidencian en las zonas donde la sección de la quebrada es más amplia y donde hay menor pendiente.

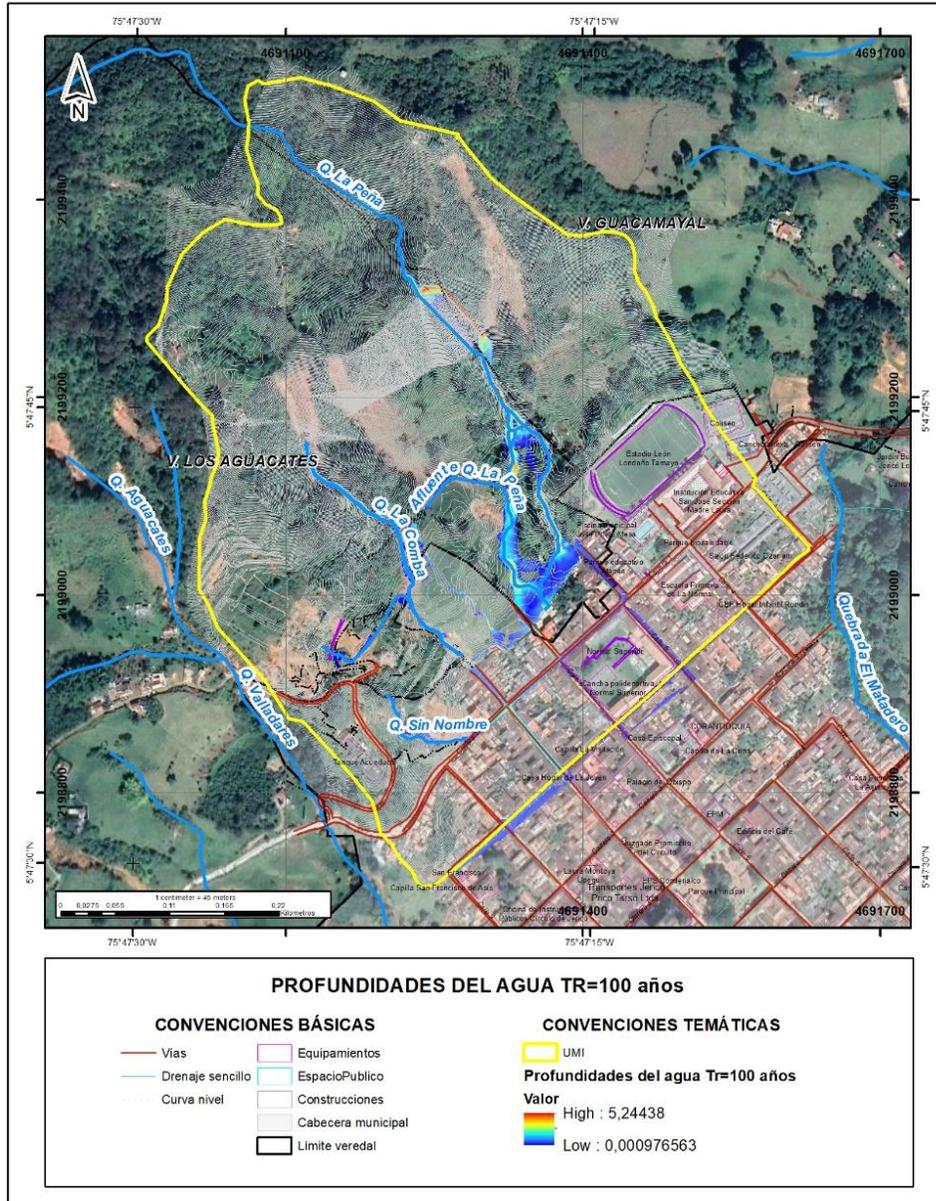


Figura 289. Profundidades del agua Tr=100 años – Condición actual

En la Figura 290 se presentan las velocidades de flujo asociadas al periodo de retorno de 100 años, donde se evidencia que las mayores velocidades de flujo se presentan en los sitios donde los cauces son más estrechos y con mayor pendiente, y las bajas velocidades se evidencian en las zonas más planas y donde el cauce presenta mayor amplitud en su sección transversal.

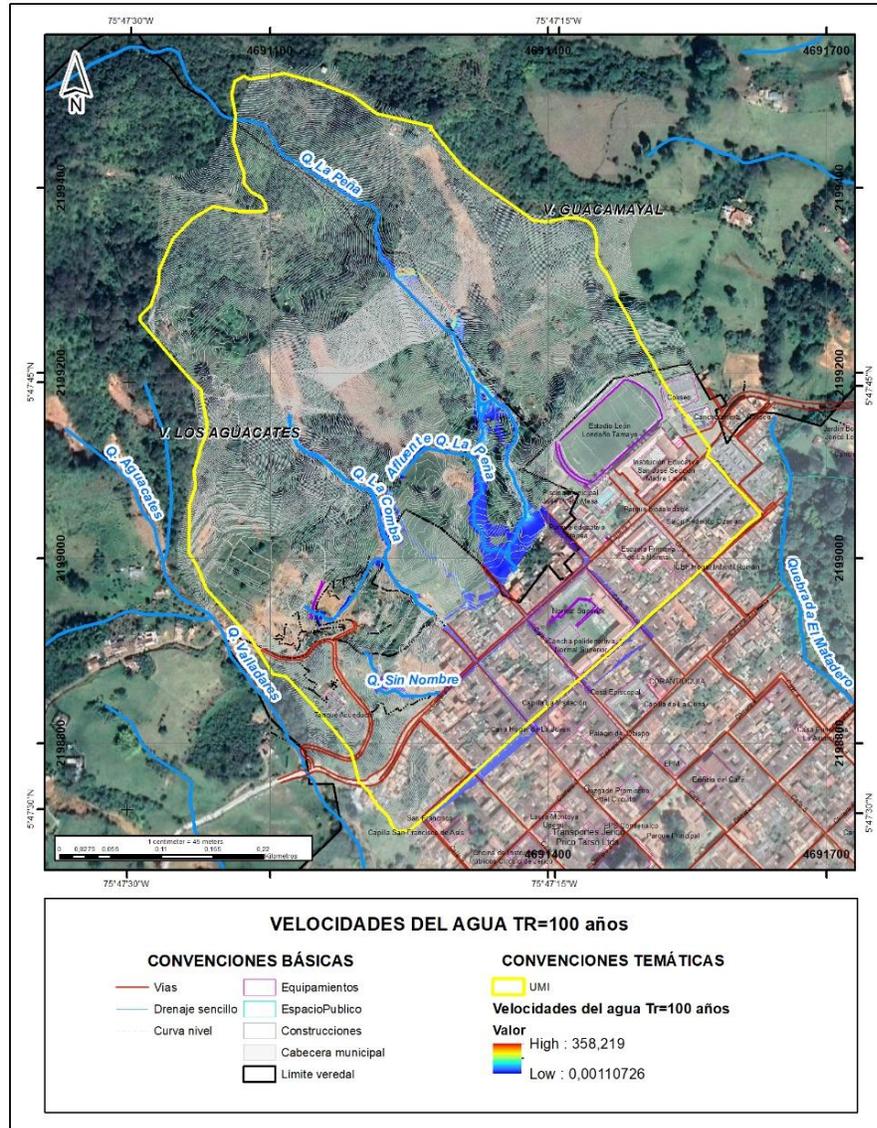


Figura 290. Velocidades del agua Tr=100 años – Condición actual

12.6 EVALUACIÓN CAPACIDAD HIDRÁULICA DE LAS OBRAS EXISTENTES

Respecto a la obra de empalme de la quebrada la Comba con la red de alcantarillado (lugar donde confluye la quebrada - Figura 291) se concluye que efectivamente estas si tienen capacidad hidráulica para evacuar el caudal de periodo de los 100 años pero no para el escenario de avenida torrencial, dado que al utilizar software especializado para análisis de obras, se identifica que las obras tiene capacidad para evacuar hasta un caudal de 4.31 m³/s (Figura 292 y Figura 293), valor que coincide con lo obtenido en HEC RAS.

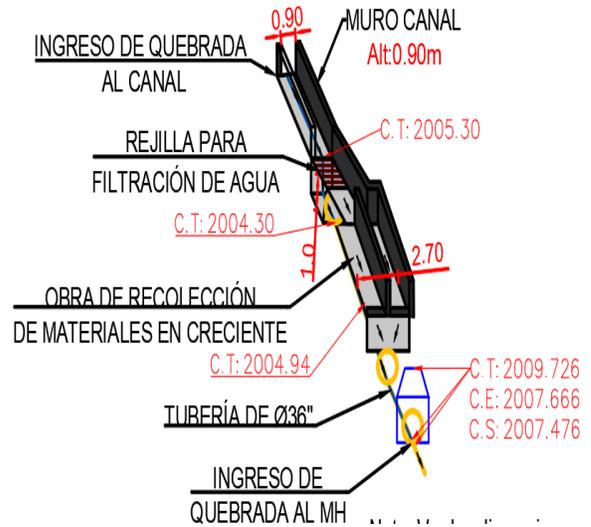
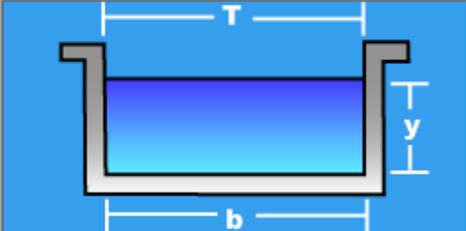


Figura 291. Obra hidráulica existente Q. La Comba

Datos:

Tirante (y):	<input type="text" value="1.0"/>	m
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="0.9"/>	m
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>	
Coefficiente de rugosidad (n):	<input type="text" value="0.015"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.025"/>	m/m



Resultados:

Caudal (Q):	<input type="text" value="4.3486"/>	m ³ /s	Velocidad (v):	<input type="text" value="4.8318"/>	m/s
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="0.9000"/>	m ²	Perímetro (p):	<input type="text" value="2.9000"/>	m
Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.3103"/>	m	Espejo de agua (T):	<input type="text" value="0.9000"/>	m
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1.5427"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="2.1899"/>	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>				

Figura 292. Capacidad hidráulica obra en canal rectangular de 1.0 m de alto por 0.9 m de ancho

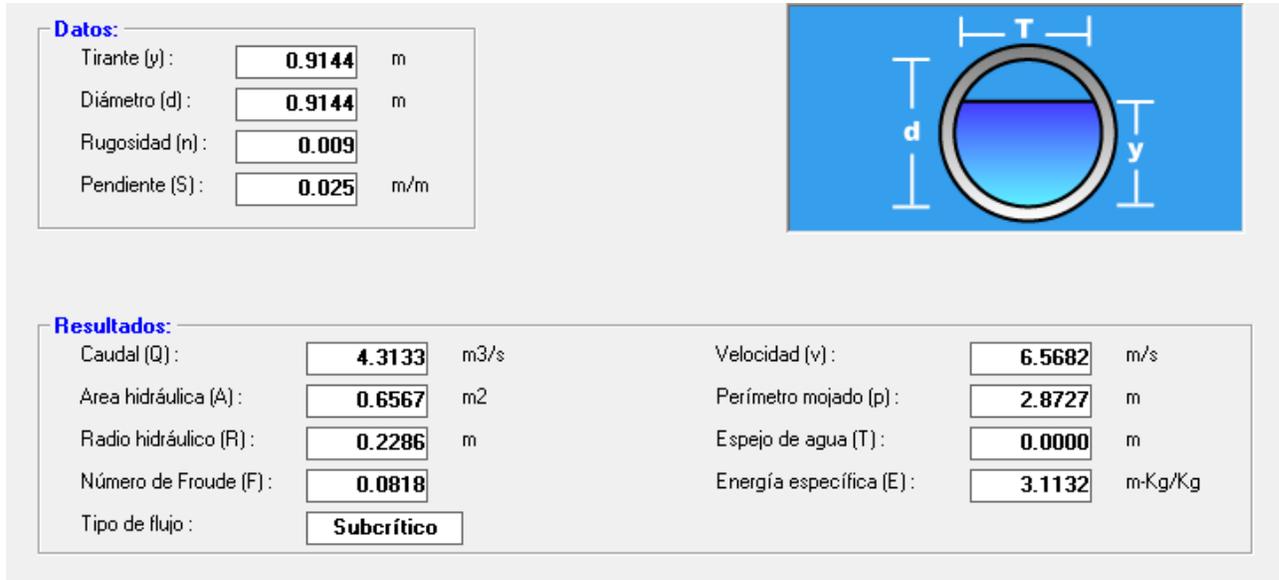


Figura 293. Capacidad hidráulica tubería de 36" de diámetro

Respecto a la obra de empalme de la quebrada la Peña con la red de alcantarillado (lugar donde confluye la quebrada - Figura 294) se concluye que efectivamente estas si tienen capacidad hidráulica para evacuar el caudal de periodo de los 100 años pero no para el escenario de avenida torrencial, dado que al utilizar software especializado para análisis de obras, se identifica que las obras tiene capacidad para evacuar hasta un caudal de 4.55 m³/s (Figura 295), valor que coincide con lo obtenido en HEC RAS.

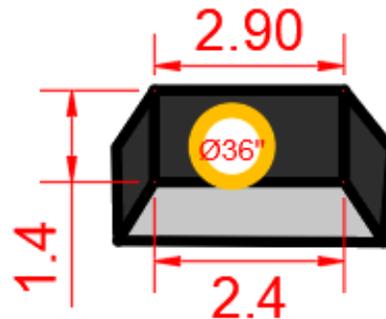


Figura 294. Obra hidráulica existente Q. La Peña

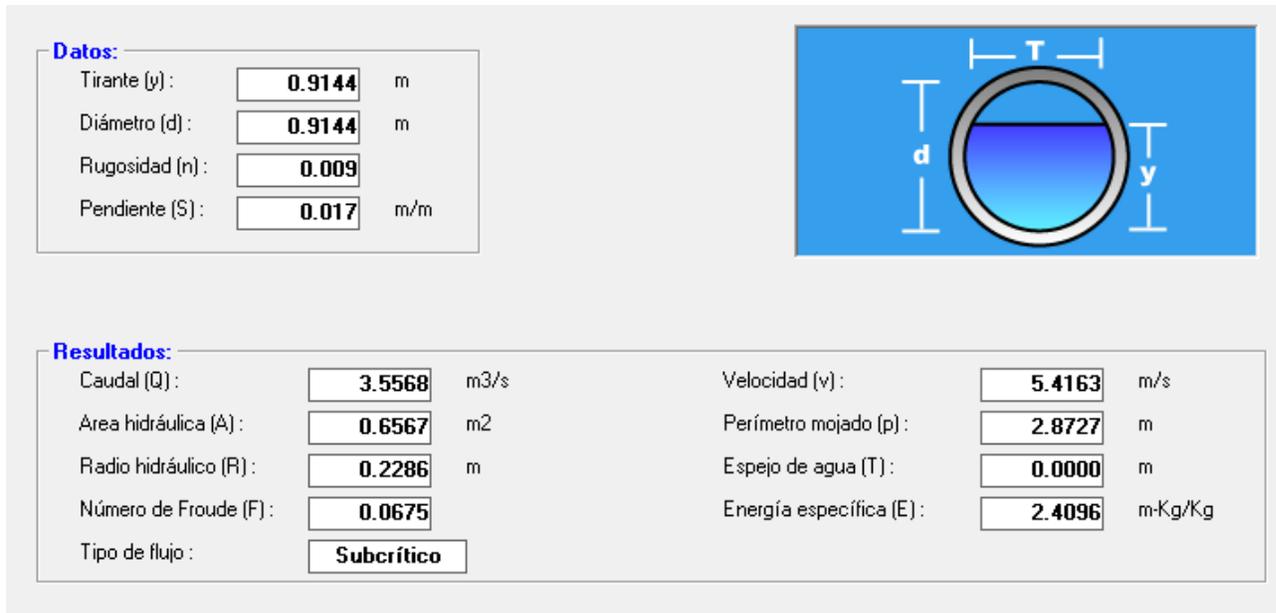


Figura 295. Capacidad hidráulica tubería de 36" de diámetro

Es de aclarar que en el escenario en condiciones actuales, a pesar de contar con obras hidráulicas que son suficientes hidráulicamente, se encontró que el agua de estas corrientes hídricas ante eventos de inundación tienden a inundar las vías y zonas aledañas, razón que se debe a que el agua que tiende a discurrir tanto de las quebradas en algunas zonas no presenta un direccionamiento o encauzamiento adecuado, generándose otros caminos de flujo preferencial, donde no toda el agua tiende a confluir hacia la red o sistema de alcantarillado, sino que busca otros caminos.

La evaluación de las condiciones actuales implica entonces un planteamiento de obras civiles tendientes a garantizar la capacidad para las crecientes de diseño, y, además, mejorar la conectividad actual para evitar desbordamientos o incluso efectos de presurización sobre el sistema.

Es importante resaltar el papel fundamental del municipio en la adecuación de las obras de transición aguas abajo en la zona de empalme de las quebradas con el sistema de alcantarillado, ya que a partir del planteamiento de obras se minimizan riesgos al generar un perfil de flujo más suave al interior del sistema; el cual, antes de conectar a la red pluvial del municipio, evidentemente requiere de obras de manejo de aguas lluvias, de encauzamiento, de disipación y alivio.

12.7 ZONIFICACIÓN DE LA AMENAZA POR INUNDACIONES

La inundación se define como el aumento progresivo en el nivel de las aguas contenidas dentro de un cauce, lo cual ocasiona que estas ya no puedan permanecer confinadas y se dispersen sobre las zonas aledañas inundables. Las llanuras de inundación que están altas

con respecto al cauce pueden permanecer varios años o décadas sin sufrir este fenómeno, pues dependen de los periodos de recurrencia de las máximas crecientes.

En este caso, la amenaza por inundación se calcula a partir de la respuesta de la dinámica fluvial de los drenajes analizados, representado en la mancha de inundación obtenida de los análisis hidrológicos e hidráulicos para el periodo de retorno de 100 años, considerándose que toda la zona que este abarque se clasifica como de amenaza alta.

Teniendo en cuenta lo anterior, las zonas catalogadas como de amenaza alta se localizan de forma contigua a las quebradas La Comba y La Peña, con una mayor extensión hacia la parte media y baja de las cuencas, donde las condiciones de pendientes y el cambio en las condiciones de los canales favorecen los procesos de inundación. Para esta mancha de inundación del periodo de retorno de 100 años se identifica que las zonas donde se presentan las mayores profundidades corresponden a los sitios donde los cauce presentan mayor depresión o donde la sección es más incisada, y las menores profundidades se evidencian en las zonas donde la sección de la quebrada es más amplia y donde hay menor pendiente, mientras que las mayores velocidades de flujo se presentan en los sitios donde los cauces son más estrechos y con mayor pendiente, y las bajas velocidades se evidencian en las zonas más planas y donde el cauce presenta mayor amplitud en su sección transversal.

Para el caso de la quebrada La Comba, la amenaza alta por inundación se extiende sobre ambas márgenes de la quebrada, destacándose que hacia el cruce de ésta con el sendero peatonal de acceso a la gruta, se presenta un desbordamiento sobre la margen oriental que discurre a lo largo de una depresión topográfica hasta llegar a la calle 6 (Figura 296).

Para el caso de la quebrada La Peña, la amenaza por inundación se presenta de forma continua a lo largo de canal, hasta la parte media, donde asociado a la ocurrencia de eventos torrenciales y de acumulación de depósitos asociados a estos eventos, se ha generado una bifurcación del cauce, generándose dos ramales a lo largo de los cuales continua la inundación. Se destaca que, en esta parte media, la mancha de inundación se amplía incluyendo parte de la zona comprendida entre los dos ramales. Finalmente, hacia la parte baja, donde las pendientes son planas, el desbordamiento afecta un área comprendida entre las calles 5 y 6.

Igualmente y a pesar de que las obras hidráulicas de cruces de estas quebradas, son suficientes hidráulicamente para el periodo de retorno de 100 años, se encontró que el agua de estas corrientes hídricas ante eventos de inundación tienden a inundar las vías y zonas aledañas, razón que se debe a que el agua que tiende a discurrir tanto de las quebradas en algunas zonas no presenta un direccionamiento o encauzamiento adecuado, generándose otros caminos de flujo preferencial, donde no toda el agua tiende a confluir hacia la red o sistema de alcantarillado, sino que busca otros caminos.

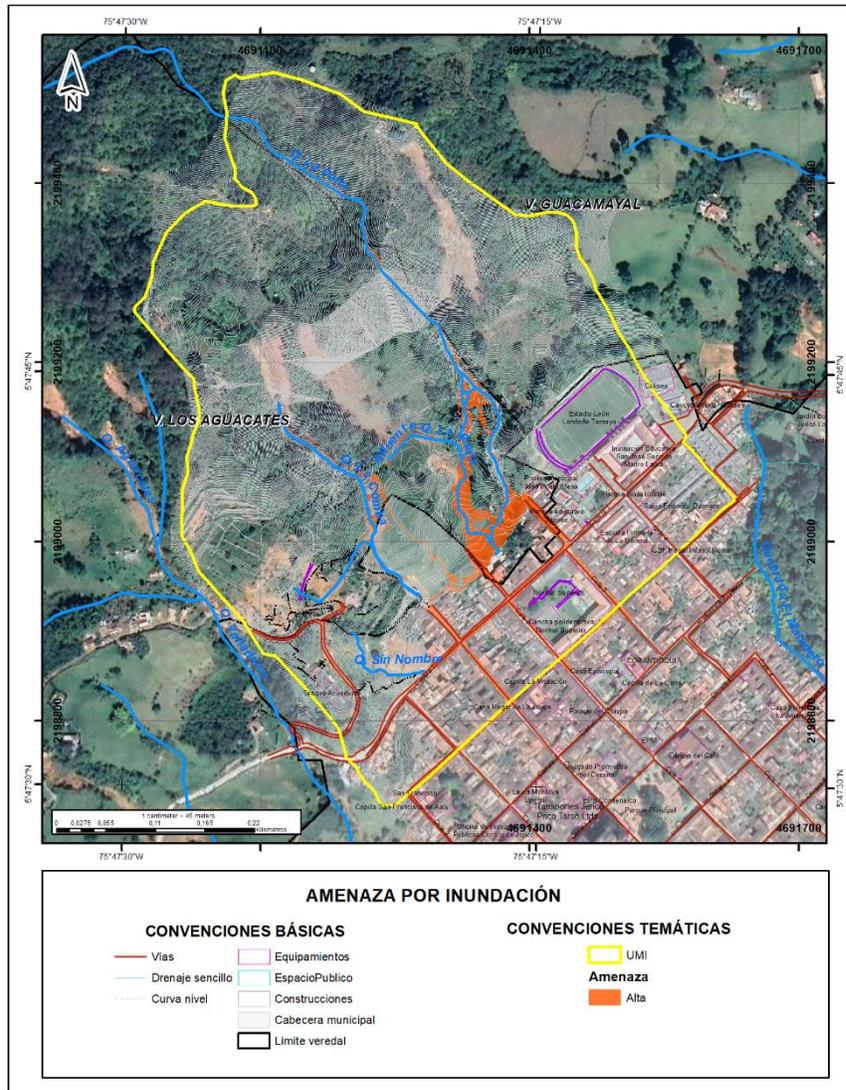


Figura 296. Zonificación de amenazas por inundaciones

13. MODELAMIENTO DE AVENIDAS TORRENCIALES

13.1 APOORTE DE SÓLIDOS POR EROSIÓN DE LADERAS

La erosión puede definirse como un proceso de desprendimiento, remoción y transporte de partículas de suelo o material rocoso por medio del agua, viento y gravedad. En un sentido hidrológico y geomorfológico, el proceso erosivo se analiza habitualmente en una unidad concreta, como una ladera o una cuenca.

Existen varios tipos de erosión (Webster, 2005), sin embargo, se consideran que las más recurrentes en cuencas susceptibles a procesos de avenida torrencial son la hídrica, causada por la escorrentía superficial al generar surcos y cárcavas en el suelo, o la erosión pluvial, la cual ocurre debido al efecto de las fuerzas de la lluvia sobre el suelo. Estos tipos de erosión pueden ser significativos y evidentes en zonas que tienen muy poca cobertura vegetal, pendientes muy altas y bajo contenido de materia orgánica.

Haan et al. (1994) definen la erosión pluvial como el desprendimiento de suelo debido a la energía que genera la caída de la lluvia; para que se produzca erosión, las partículas sueltas deben ser transportadas desde el sitio de desprendimiento. Dicho transporte de partículas de suelo desprendido por salpicadura se produce debido a las gotas de lluvia, así como por el flujo superficial. La cantidad del suelo desprendido está dada como la energía y el momento que ocasionan las gotas de agua al chocar en la superficie. El anterior tipo de erosión es tomado por muchos autores como el más recurrente y generalizado, por ende, este proceso es el que se propone para ser modelado.

Para estimar los aportes de sedimentos de las cuencas de estudio se implementó la ecuación Universal de Erosión de Suelo (Wischmeier y Smith, 1965), la cual fue desarrollada para proporcionar una herramienta importante con el propósito de estimar la pérdida de suelo, y puede ser usada en cualquier región geográfica modificando sus factores. La USLE calcula el promedio anual de erosión usando una relación funcional de varios factores expresados en la siguiente ecuación:

$$A = R * K * LS * C * P$$

A: Promedio espacial de la pérdida de suelo y la pérdida temporal de suelo por unidad de área. A esta expresado en (tons/ha/año) en tiempo y espacio.

R: Factor de erosividad [$MJ * mm * ha^{-1} * año^{-1}$].

K: Factor de erodabilidad [$(Mg * ha^{-1}) * (MJ * mm * ha^{-1} * h^{-1})$].

LS: Factor de longitud y profundidad de la pendiente (Adimensional).

C: Factor de cobertura (Adimensional).

P: Factor de prácticas de manejo de suelo (Adimensional).

Para el presente análisis, se implementó los sistemas de información geográfica con el fin de conocer y determinar la pérdida de suelo en la zona de análisis de una forma espacial. Para ello se usó el software ARCGIS.

En la Figura 297 se presenta un esquema de la metodología usada para la aplicación de la USLE en las cuencas de estudio.

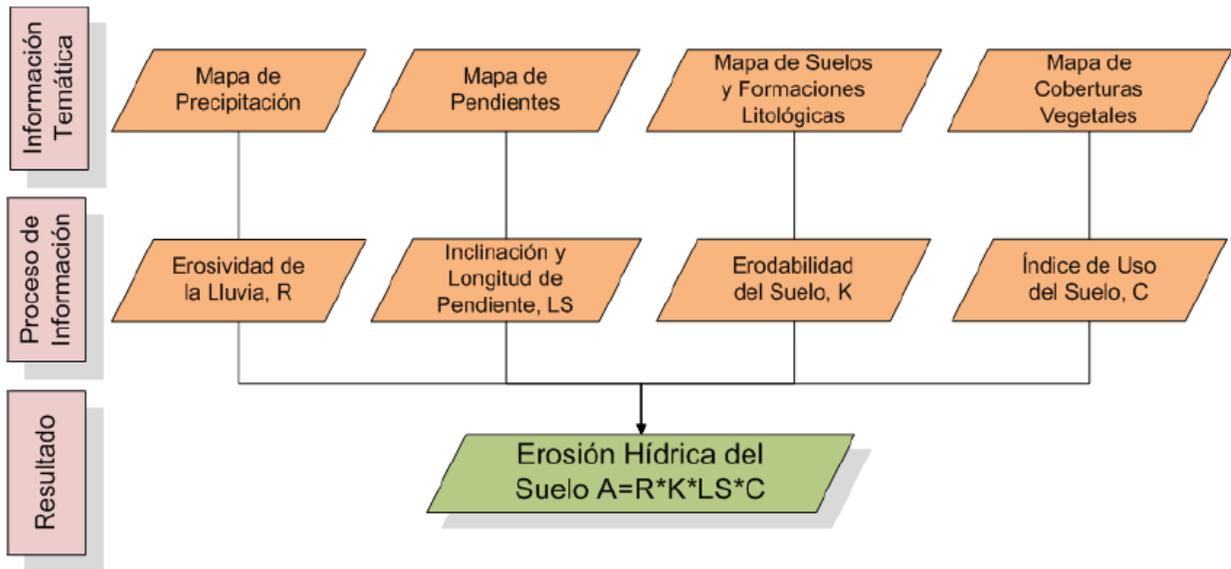


Figura 297. Metodología para la aplicación de la USLE en la zona de estudio

A continuación, se describen brevemente los diferentes parámetros que conforman la USLE, y la forma en la cual se estimó dichas variables.

13.1.1 FACTOR LS

L es el factor de longitud de la pendiente que representa el efecto de la longitud de la pendiente en la erosión (adimensional). Es la razón entre la pérdida de suelo en la longitud de pendiente en campo con respecto a la longitud de una parcela de 22.1 m en el mismo tipo de suelo y gradiente. La longitud de la pendiente es la distancia desde el origen de la escorrentía superficial a lo largo de su vía de flujo a la localidad donde se concentra el flujo o donde se deposita el suelo desprendido.

Afortunadamente, los valores de pérdida de suelo no son especialmente sensitivos a la longitud de la pendiente. Las longitudes de pendiente se determinan mejor visitando el sitio, caminando las vías de flujo y haciendo medidas directamente en el campo. Sin embargo, no siempre es práctico la ejecución de dicho método por lo cual se hace uso de un modelo de terreno y de mapas de pendiente para su determinación. En la siguiente ecuación, se muestra la forma de estimar el factor L, en sistema de unidades internacional.

$$S = \left(\frac{\lambda}{22,13}\right)^m$$

Donde λ es la proyección horizontal de la longitud de la pendiente, y m es variable de acuerdo a la longitud y pendiente.

S es el grado de inclinación de la pendiente. Representa los efectos de la inclinación en la erosión. La pérdida de suelo se incrementa más rápidamente con pendientes muy escarpadas en comparación con el incremento en longitud de la pendiente. Se define como el cociente de la pérdida de suelo en el campo entre la que ocurre en una parcela de 9% de inclinación bajo idénticas condiciones. En la siguiente ecuación, se muestra la expresión para determinar el valor de S , donde θ es el ángulo de la pendiente en grados.

$$S = (65,41 * \text{sen}^2\theta) + (4,56 * \text{sen}\theta) + 0,065$$

Van Remortel, 2001, elaboró un algoritmo para la estimación del factor LS, el cual solo dependía de un modelo digital de terreno en formato ASCII, alternativa que fue utilizada en el presente trabajo. En la Figura 298 se muestra el mapa del Factor LS estimado para las cuencas de estudio.

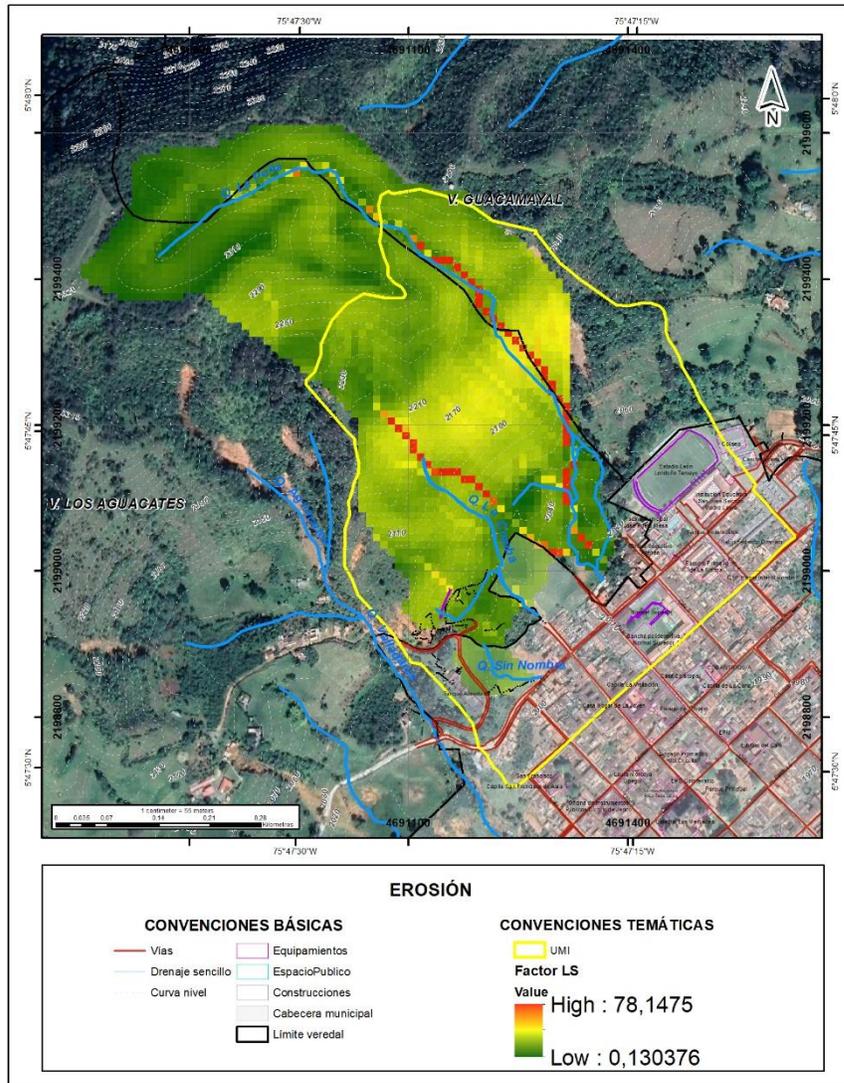


Figura 298. Factor LS

13.1.2 FACTOR K

El factor K es el factor de erodabilidad del suelo que representa tanto la susceptibilidad del suelo a la erosión como la tasa de escorrentía, medida bajo las condiciones de una parcela estándar unitaria. Los suelos con alto contenido de arcilla tienen bajos valores de K, de cerca de 0.05 a 0.15, por su resistencia al desprendimiento de las partículas de suelo. Suelos con texturas gruesas, como los suelos arenosos, tienen bajos valores desde cerca de 0.05 a 0.2, ya que la baja escorrentía, aunque estos suelos son fácilmente erodables. Suelos con texturas medias como los francos, tienen un valor moderado de K, de cerca de 0.25 a 0.4 ya que son moderadamente susceptibles al desprendimiento y producen una escorrentía moderada (Hope, 2010). En la siguiente tabla, se presentan los valores de K asumidos para las diferentes condiciones litológicas en la cuenca.

Tabla 127. Valores factor de erodabilidad K, en las cuencas de estudio

Tipo de formación litológica	Símbolo	K (ton.h/MJ.mm)
Flujos de lodos y/o escombros	Qfle	0.5
Llenos	Qll	0.4
Roca fracturada de la Formación Combia	Tmc-rf	0.2
Suelo residual de la Formación Combia	Tmc-sr	0.3

En la Figura 299, se presenta el mapa del factor K para la zona de estudio.

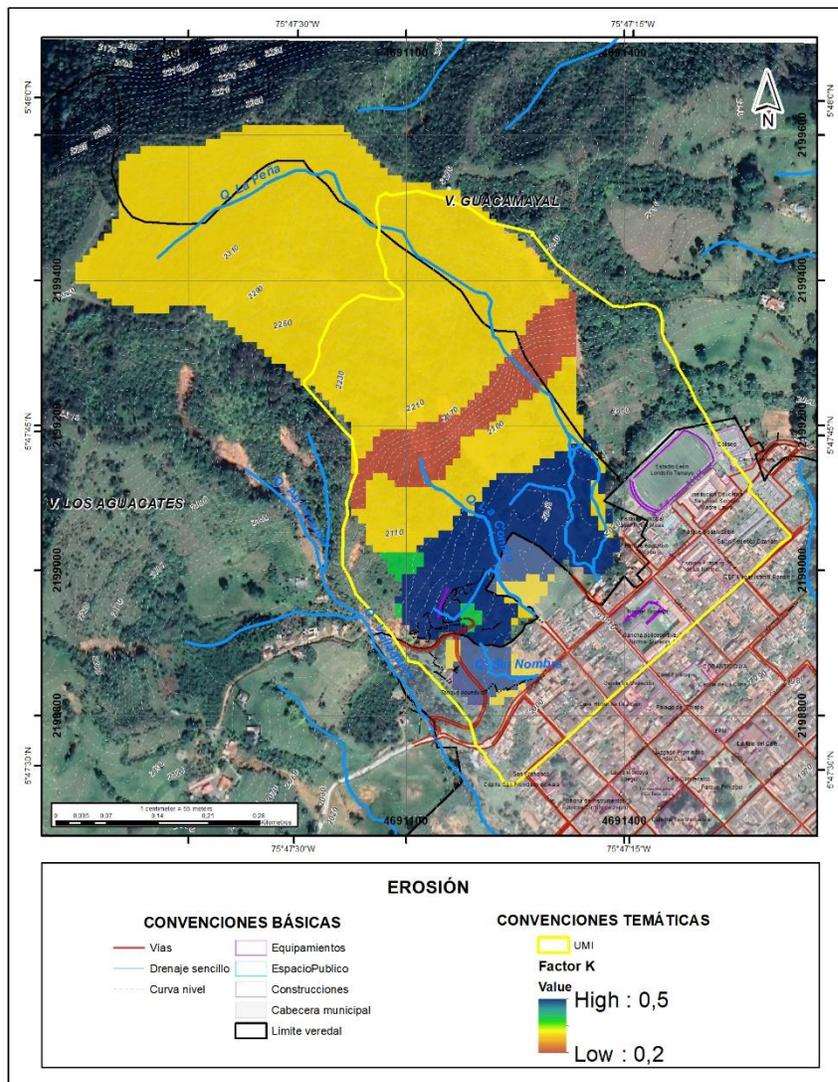


Figura 299. Factor K

13.1.3 FACTOR R

R es el factor de erosividad de las lluvias. El índice de erosión es una medida de la fuerza erosiva de la lluvia para una lluvia determinada. Cuando los otros factores son constantes, las perdidas debidas a la lluvia son directamente proporcionales al producto de la energía cinética total de la tormenta (E) por la máxima intensidad de lluvia con 30 minutos de duración (I).

En la Figura 300 se muestra el mapa del factor R para la zona de estudio.

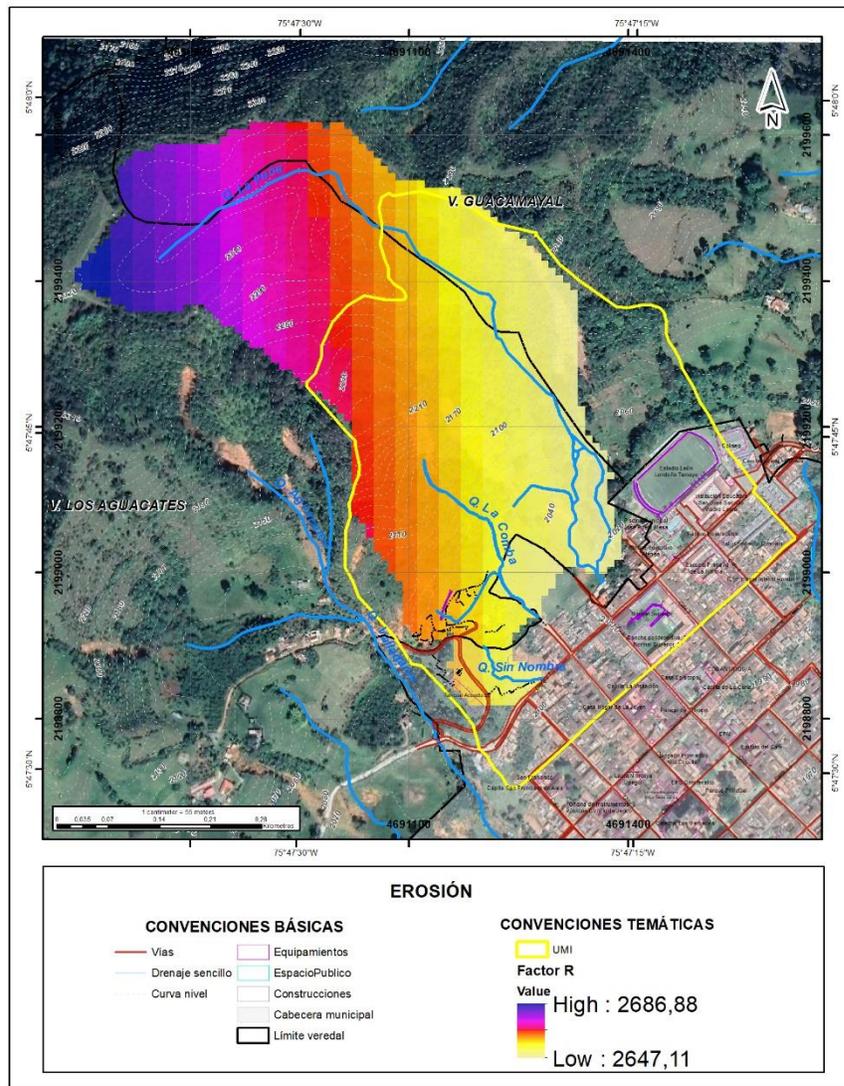


Figura 300. Factor R

13.1.4 FACTOR C

C es el factor de manejo de cultivo. El factor C se utiliza para reflejar el efecto del cultivo y las prácticas de manejo en las tasas de erosión. Es el factor que se utiliza más a menudo para comparar los impactos relativos de las opciones de manejo en los planes de conservación. El factor C indica cómo el plan de conservación afectaría la pérdida promedio anual y cómo la pérdida potencial de suelo será distribuida en el tiempo durante las actividades de construcción, rotaciones de cultivo u otros esquemas de manejo.

La cobertura de la superficie es el material que está en contacto con el suelo y que intercepta las gotas de lluvia y detiene o hace más lenta la escorrentía. El porcentaje total de superficie cubierta es la característica utilizada por la USLE para calcular cómo la cobertura de la superficie afecta la erosión. La cobertura de la superficie incluye toda la cobertura presente incluyendo fragmentos de roca, vegetación viva, criptógamas y residuos de plantas. El tamaño mínimo requerido de material para ser tomado en cuenta como residuo de la superficie, es que sea de tamaño lo suficientemente grande para no ser removido por la escorrentía. En la

Tabla 128, se presentan los valores de C asumidos para las diferentes coberturas vegetales en la zona de estudio, así como para los intervalos de tiempo analizados.

En la Figura 301, se presentan los mapas del factor C para las coberturas vegetales en la zona de estudio.

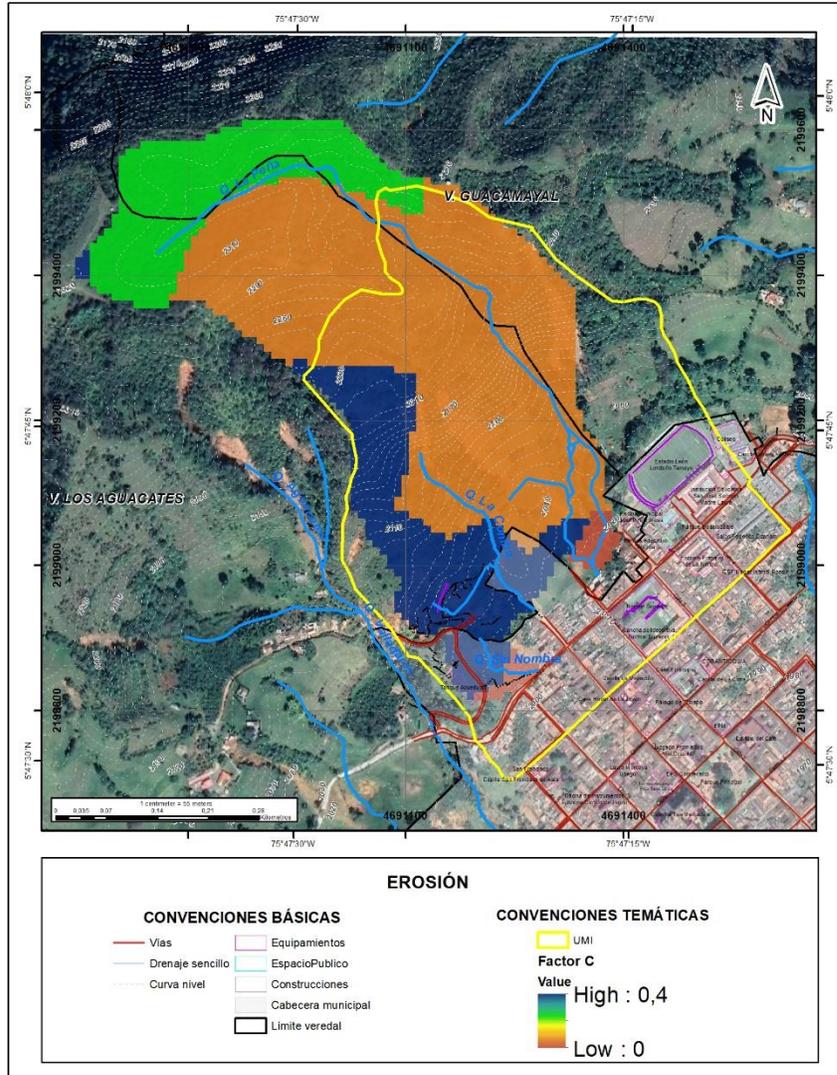


Figura 301. Factor C

Tabla 128. Valores factor de C, en las cuencas de estudio

Tipo de cobertura	Factor C
Tejido urbano	0.0
Pastos	0.056
Cultivos	0.4
Vegetación secundaria	0.25

13.1.5 RESULTADOS

Una vez se contó con los mapas de las diferentes variables de la USLE, se aplicó la ecuación de la USLE a través de algebra de mapas, metodología que consiste en realizar una operación entre variables donde cada una de ellas es conformada por un mapa. Esta herramienta se

encuentra disponible en el ArcToolbox de ARCGIS. La USLE, presenta el resultado en unidades de peso por unidad de área, dada como un promedio anual.

En la Figura 302, se presentan los mapas resultados de la aplicación de la USLE en las cuencas de estudio.

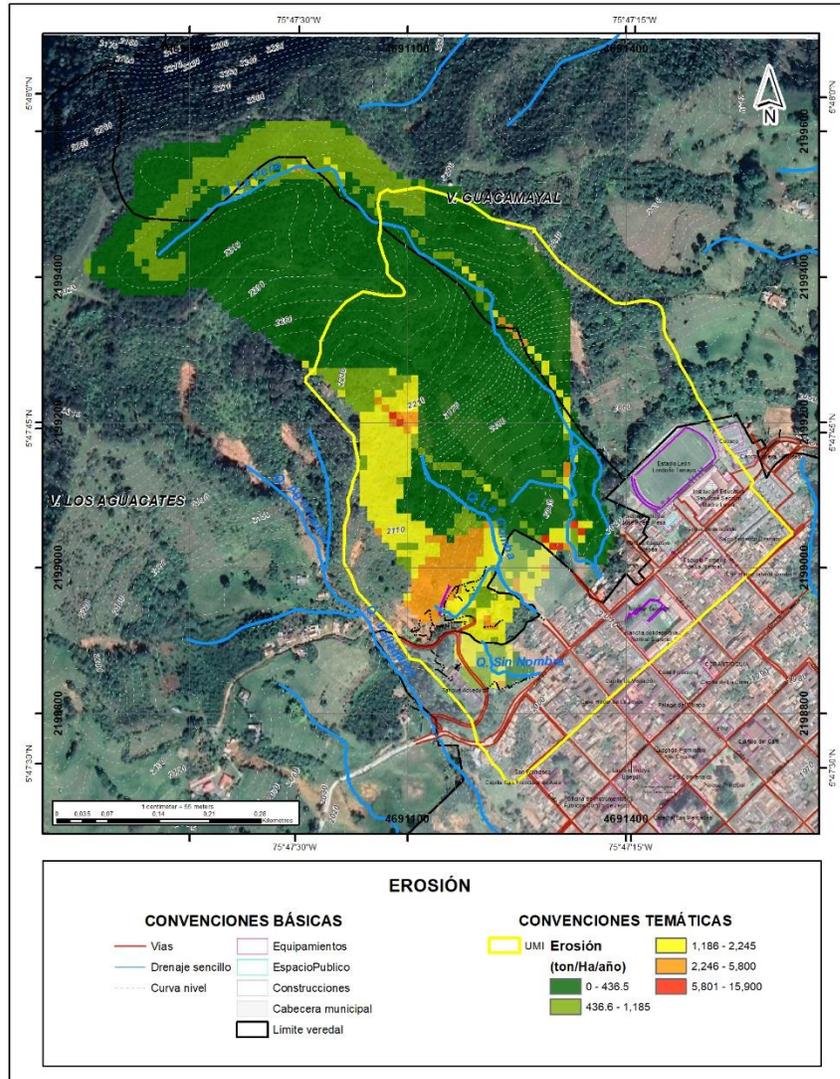


Figura 302. Erosión en las cuencas de estudio mediante la aplicación de la USLE

Los resultados presentados por la USLE, indican variaciones de la pérdida de suelo en la zona de estudio comprendidas entre 0 y 15900 ton/ha/año, y donde los máximos valores se observan para una zona media de la cuenca de la quebrada la Comba y la quebrada Sin Nombre, los cuales pueden ser influenciados por las altas pendientes y la disponibilidad de coberturas vegetales, situación que se considera debido a que en general, no se presentan cambios importantes en el factor de erosividad a través de la zona evaluada.

Ahora, teniendo en consideración el punto de control en el análisis hidrológico, se puede realizar la integración de cada uno de los valores obtenidos en los pixeles del ráster por el área de la cuenca, y determinar el valor agregado hasta la zona de interés.

Los resultados obtenidos en la agregación de la variable – erosión, son presentados dentro de la Tabla 129.

Tabla 129. Cálculo de sedimentos por erosión laminar en la cuenca.

Variable	Q. Sin Nombre	Q. La Comba	Q. La Peña
Área (km ²)	0.010	0.099	0.174
Área (ha)	1.000	9.900	17.400
Erosión (Ton/ha/año)	1061.000	932.000	368.500
Erosión (Ton/año)	1061.000	9226.800	6411.900
Erosión (Kg/año)	1061000.000	9226800.000	6411900.000
Erosión (m ³ /año)	400.377	3481.811	2419.585
Erosión (m ³ /s)	0.000	0.000	0.000
Erosión (l/s)	0.013	0.112	0.078

13.2 APORTE DE SÓLIDOS POR MOVIMIENTOS EN MASA

La metodología de cuantificación del volumen de sólidos aportado por movimientos en masa, se realiza considerando el comportamiento geotécnico de los materiales involucrados, basado en los modelos de análisis de estabilidad de laderas llevados a cabo desde el componente geológico – geotécnico y en la zonificación de amenazas por movimientos en masa.

Para el cálculo del área involucrada en el aporte de sedimentos, se tiene en cuenta la zona escarpada donde se presentan suelos residuales y que, al corresponder a la zona de amenaza alta por movimientos en masa, es probable que se generen materiales que aporten sedimentos que desencadenen la ocurrencia de un evento de tipo torrencial. Se destaca que esta corresponde a la zona donde se presentaron los movimientos en masa del año 2019 cuyos materiales generaron las afectaciones ya referenciadas.

Para esta área definida como de posible aporte de sedimentos, para cada una de las cuencas, se analizan los resultados de los análisis de estabilidad a los perfiles 4 y 5, donde las superficies de falla identificadas, presentan profundidades máximas 7m, es decir, la profundidad a la que se presenta el valor mínimo del factor de seguridad.

El resultado final del procedimiento de estimación del volumen de sólidos provenientes de movimientos en masa es un raster en donde se dispone en cada celda del valor del factor de seguridad, así como la profundidad en la que se obtuvo su valor mínimo. El volumen de sólidos asociado se obtuvo multiplicando el área de aporte de cada una de las cuencas, por el espesor máximo de las superficies de falla, tal y como se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 130. Volumen de aporte de sedimentos por movimientos en masa

Cuenca	Area_ha	Area_m2	Profun_m	Volum_m3
La Peña	1,246268	12462,6825	7	87238,7772
NN	0,139137	1391,36726	7	9739,57078
NN	0,000722	7,217066	7	50,519459
La Comba	0,454572	4545,71708	7	31820,0196

13.3 APOORTE DE SÓLIDOS POR SOCAVACIÓN

Una de las fuentes relevantes de aporte de sólidos a una corriente hídrica puede originarse del proceso de erosión del material de las bancas del cauce por acción del flujo, lo cual, según Zhao et al. (2011), puede considerarse como uno de los principales factores que ocasionan inestabilidad en los taludes debido a la socavación en la base de la ladera. No solo la hidráulica del canal influye en la estabilidad del talud, sino también las propiedades del material que conforman las bancas del canal (Chow et al., 1994). Por ello, algunos estudios abordan la predicción de velocidades de socavación en las paredes del cauce como resultado de procesos de la hidráulica fluvial y análisis de estabilidad de taludes que actúan conjuntamente (Darby et al., 2007).

La contribución de material sólido a los drenajes como producto de la socavación lateral puede ser una importante carga que influye en el desarrollo de avenidas torrenciales (Midgley et al., 2012). Por ende, la metodología para la cuantificación del volumen por socavación lateral tiene en cuenta las fuerzas tractivas generadas por el fluido y su influencia sobre la estabilidad del talud.

Para la estimación del volumen de sólidos por efectos de socavación de los cauces, se implementó un modelo hidráulico de lecho móvil en el HEC-RAS.

13.3.1 MODELACIÓN DE LA SOCAVACIÓN

La estimación de la profundidad de socavación generalmente se basa en relaciones empíricas o modelación computacional, que aproxima numéricamente la solución de las ecuaciones de continuidad y transporte de sedimentos.

Dentro de las relaciones empíricas se destacan dos enfoques, el primero se basa en la teoría del régimen y el segundo en el equilibrio entre la velocidad del flujo y la velocidad crítica para el movimiento de las partículas que conforman el lecho.

- Teoría del régimen

La teoría del régimen fue iniciada en 1895 por Kennedy, quién para construir una red de canales no revestidos para riego, observó y midió las dimensiones de 22 canales del sistema Alto Bari Doab (India) que ya estaban en operación, y su sección se había ajustado a unas dimensiones estables para los caudales, líquidos y sólidos, que transportaban. Kennedy obtuvo que la velocidad media de flujo está en función de la profundidad de equilibrio de los canales, y con esa relación dimensionó futuros canales (Maza Álvarez & García Flores, 1996).

Lindley (1919) empleó el término régimen para definir que un canal se encuentra en régimen cuando su sección y pendiente están en equilibrio para el caudal transportado, de tal manera que aumentos o disminuciones de él, hacen que el ancho y la profundidad se modifiquen (Maza Flores & García Flores, 1996). Numerosos autores propusieron relaciones empíricas de este tipo, basados en datos de canales de riego de la India, Pakistan, Egipto y Estados Unidos.

- Metodologías de velocidad competente

Los métodos de velocidad competente están basados en el supuesto que la socavación ocurre hasta que se alcanzan las condiciones límites para las cuales la velocidad competente está en equilibrio con la velocidad media del flujo. Estos métodos suelen ser conservadores pues canales que transportan sedimentos muchas veces son estables y no necesariamente socavan (Melville & Coleman, 2000).

La hipótesis fundamental sobre la cual se funda el método establece que la distribución transversal de caudales de una sección se mantiene invariable durante todo el desarrollo del proceso erosivo.

Por tanto, la sección transversal analizada se divide en sub-áreas i , con ancho B_i , profundidad hidráulica D_{Hi} y profundidad de equilibrio h_{si} , y mediante el empleo de las ecuaciones de cantidad de movimiento y de continuidad, la velocidad V_i puede expresarse entonces de modo más general como (Schreider et al., 2001):

$$V_i = \frac{q_i}{h_{si}}$$

Para evaluar la velocidad crítica, diversos autores proponen ecuaciones empíricas en función de la profundidad de equilibrio y el diámetro característico del material del lecho.

En la Figura 303 se presenta la representación esquemática del análisis de una sección socavada.

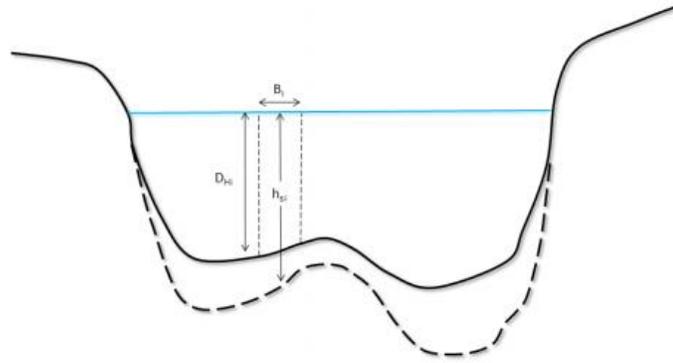


Figura 303. Esquema de sección con perfil de socavación

- Modelos hidrodinámicos

Los procesos de socavación pueden ser modelados en diferentes dimensiones (1D, 2D y 3D), mediante esquemas de solución numérica de las ecuaciones que determinan el comportamiento del flujo, los sedimentos y su interacción.

Hace 20 años, el uso de la modelación numérica para solucionar problemas fluviales era impensado, pues las limitaciones computacionales de velocidad y almacenamiento hacían difícil su aplicación a problemas reales de escala finita. Hoy en día, la modelación numérica es un área en continuo desarrollo, en la que se aún no se ha evaluado el potencial que tienen estas herramientas para modelar casos prácticos.

En términos generales, los modelos unidimensionales son apropiados para simular procesos de agradación y/o degradación general. Los modelos bidimensionales también pueden ser aplicados para este propósito, y permiten un mejor análisis de la erosión en una contracción, aunque entre mayor sea la dimensión del modelo, se necesitan más requerimientos de información base y parámetros de calibración. Por tanto, según sea la necesidad es más conveniente usar uno u otro modelo.

Los modelos unidimensionales con módulos de simulación de lecho móvil y transporte de sedimentos son generalmente usados para predecir cambios en el lecho. Entre los modelos más comerciales de éste tipo se destacan el HEC-6 (actual HEC-RAS), GSTAR (actual SRH) y el MIKE11, desarrollados por el U.S. Army Corps of Engineers, el U.S. Bureau of Reclamation y el Danish Hydraulics Institute, respectivamente. Los resultados de éstos y de cualquier otro modelo unidimensional para predecir cambios en el lecho depende en gran medida de las ecuaciones de transporte adoptadas en la modelación (Melville & Coleman, 2000).

Asimismo, Fan (1994) concluye en sus estudios que los modelos unidimensionales son altamente dependientes de los datos de entrada, incluso más que los modelos

bidimensionales, siendo esenciales para su desarrollo, calibración, validación e implementación. El autor encontró que, para los mismos datos, diferentes modelos pueden predecir resultados significativamente diferentes (Melville & Coleman, 2000).

Para el presente trabajo, se realizará un análisis de socavación en uno de los modelos unidimensionales más comerciales en el medio y que han tenido un mayor y continuo desarrollo en modelación de cambios en el lecho, el HEC-RAS.

13.3.2 CONDICIONES INICIALES

Con la información topográfica de los cauces de estudio y los caudales de creciente que fueron estimados en el numeral 11, se procedió a implementar un modelo hidráulico de sedimentos, con el fin de poder estimar e identificar las zonas al interior de los cauces que son susceptibles a ser socavadas y por ende a aportar sedimentos al sistema.

- Caracterización del sedimento

Para la información sedimentológica de las quebradas se hizo conteo de Wolman para determinar la curva granulométrica característica del sedimento de fondo (Figura 304).

En función de la curva granulométrica, se estableció los diámetros característicos (Tabla 131).

Tabla 131. Diámetros característicos sedimento de fondo

D35(mm)	D50(mm)	D65(mm)	D84(mm)	D90(mm)
0.12	0.20	0.30	0.40	0.50

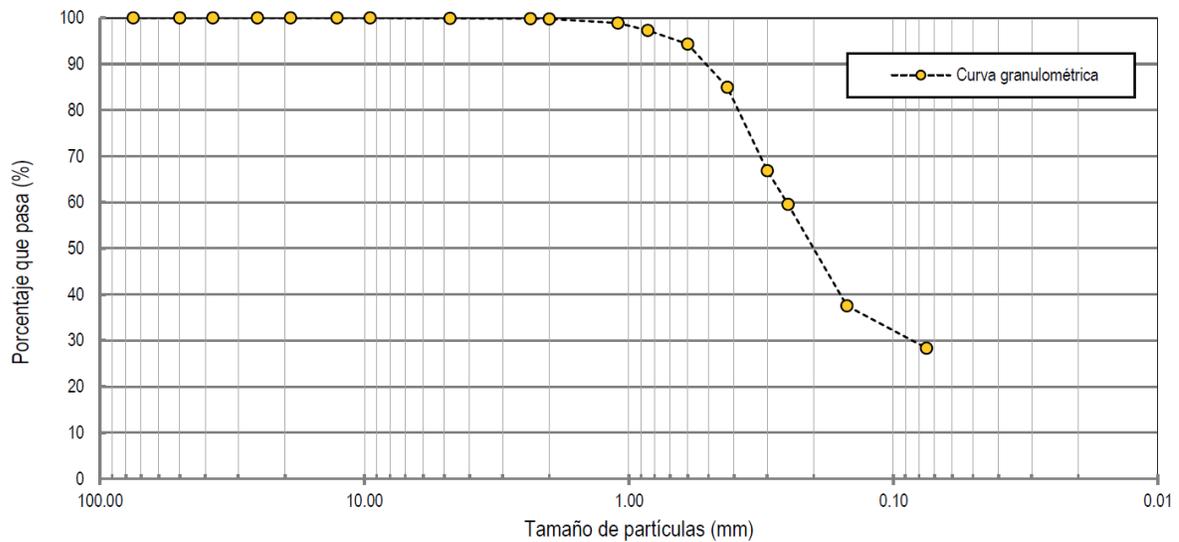


Figura 304. Curva granulométrica del sedimento de fondo

- **Condiciones iniciales del modelo**

Se empleó para el transporte de sedimentos la fórmula de Engelund-Hansen (1967), fórmula que aplica para las condiciones de los cauces de estudio (Tabla 132).

Tabla 132. Fórmula usada para el transporte de sedimentos del río de estudio

Nombre fórmula	Tipo de material
Engelund-Hansen (1967)	<ul style="list-style-type: none">• Carga total• Arenas: 0.19 mm – 0.03 mm

- **Resultados**

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, se implementó el modelo de sedimentos, donde se obtuvieron los siguientes resultados:

- En la Figura 305 se muestra las zonas en planta a lo largo de los cauces que son susceptibles a presentar socavación, donde se puede evidenciar que las zonas que tienden a presentar procesos de socavación son zonas que presentan reducción en el ancho de la sección transversal o irregularidades en el lecho, situación que aumenta considerablemente las velocidades de flujo a 3.0 m/s, velocidades a partir de las cuales se genera transporte del sedimento que conforma el lecho de los cauces; por otro lado las zonas donde no se presentó socavación corresponde a sectores donde confluyen varias características como uniformidad en las secciones hidráulicas y lecho con muy baja pendiente.

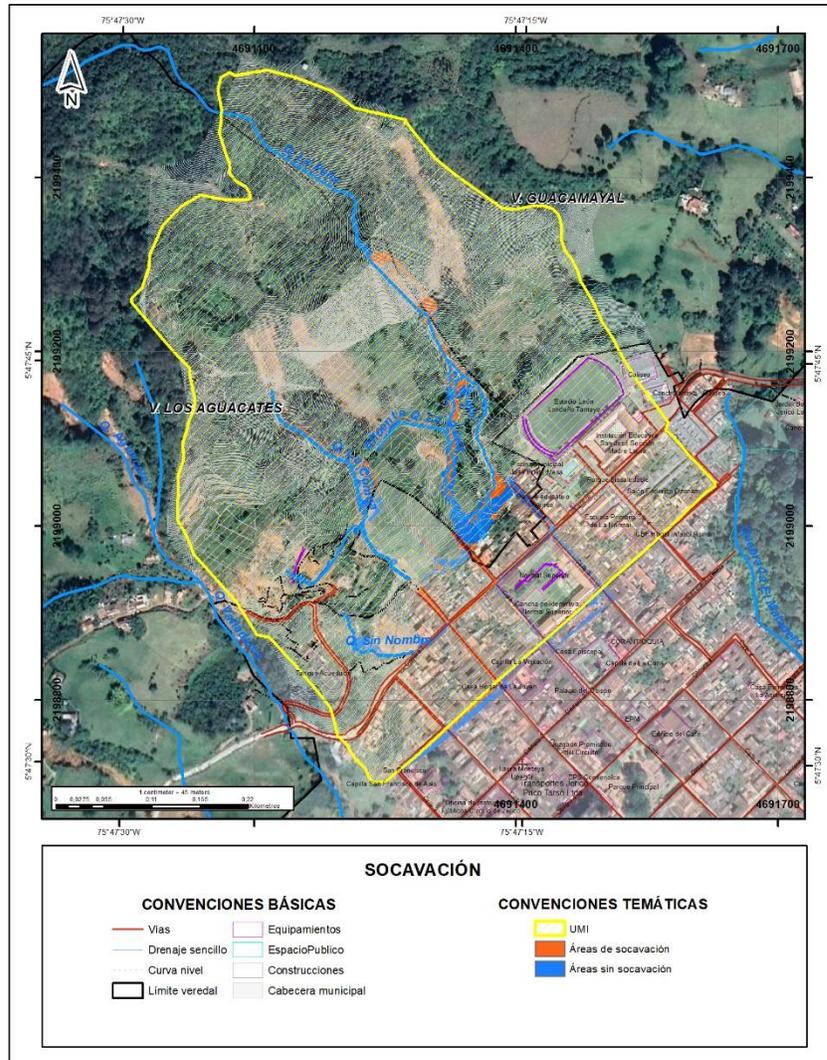


Figura 305. Zonas de socavación

Tabla 133. Volumen de sedimentos por socavación

Quebrada	Volumen (ton/año)
Q. Sin Nombre	0.015
Q. La Comba	1.586
Q. La Peña	3.878

13.4 TOTAL DE SEDIMENTOS APORTADOS AL MODELO HIDRÁULICO

Una vez estimado todos los aportes de sedimentos a cada uno de los cauces de estudio, se encontró que el evento que aporta más cantidad de sedimentos corresponde al de movimientos en masa, cuyo aporte es del 99% del total de todos los sedimentos que propician un evento torrencial; por otro lado, el aporte de erosión por ladera y el aporte de sedimentos por socavación sólo representa el 1% del total.

Acorde a lo anterior, se concluye que los movimientos en masa son el fenómeno principal que influye de forma importante en la cantidad de sedimentos y materiales que son posteriormente transitados en un fenómeno o evento de tipo torrencial.

Tabla 134. Total de aporte de sedimentos al modelo hidráulico de torrencialidad

Variable	Q. Sin Nombre	Q. La Comba	Q. La Peña
Erosión laderas (l/s)	0.012872214	0.11194095	0.077790153
Movimientos en masa (l/s)	31312.92046	10230.20177	28047.44637
Socavación (l/s)	1.81982E-07	1.92416E-05	4.70485E-05
Sedimentos (l/s)	31312.93333	10230.31373	28047.52421
Caudal liquido Tr100 (m3/s)	0.39	2.61	3.86
Caudal liquido Tr100 (l/s)	390	2610	3860
Porcentaje de sedimentos respecto al caudal liquido	8028.96	391.97	726.62

13.5 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

Se conservan los mismos coeficientes de rugosidad que se implementaron en el modelo hidráulico en condiciones actuales sin sedimentos.

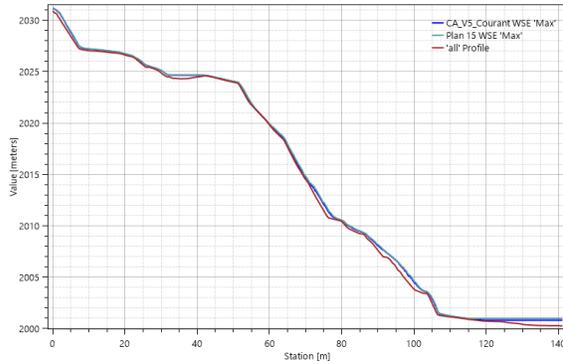
13.6 CONDICIONES DE FRONTERA

Se conservan las mismas condiciones de frontera que se implementaron en el modelo hidráulico en condiciones actuales sin sedimentos.

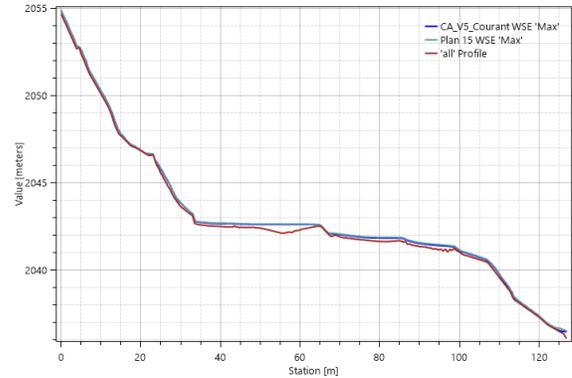
13.7 RESULTADOS

En la Figura 306 se muestran los perfiles longitudinales del flujo ante el escenario de avenida torrencial para cada uno de cauces evaluados en el modelo hidráulico, donde se evidencia que el flujo presenta un comportamiento similar a las forma del lecho, con presencia de irregularidades y cambios de pendiente, asociado a que son cauces irregulares, de alta pendiente donde se generan altas velocidades de flujo.

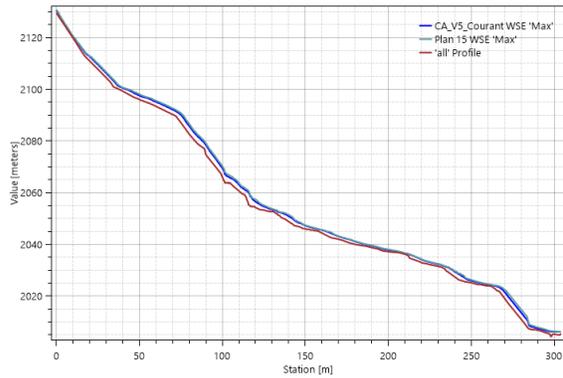
En la Figura 307 y Figura 308 se presentan las secciones transversales de los cauces de estudio con la lámina de agua y flujo asociada al escenario de avenida torrencial, donde se puede evidenciar que estas quebradas ante un escenario con flujo de sedimentos en algunos sectores o secciones se tiende a generar acumulación de los mismo en espacial en las zonas donde la pendiente del cauce es baja y la sección transversal de la quebrada es amplia; por otro, lado se identificó que aquellas zonas de alta pendiente ($S > 1.5\%$), son las zonas más susceptibles a ser erodadas y por ende a aportar sedimentos hacia aguas abajo.



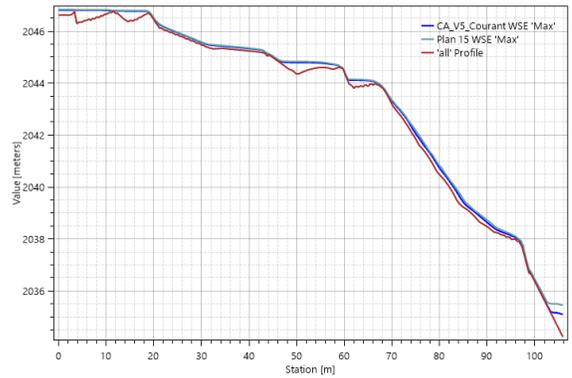
Q. Sin Nombre



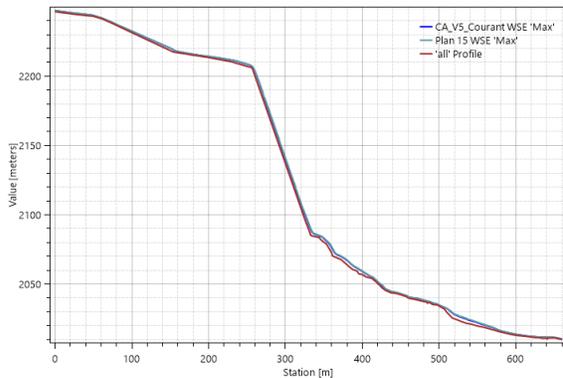
Afluente Q. La Comba



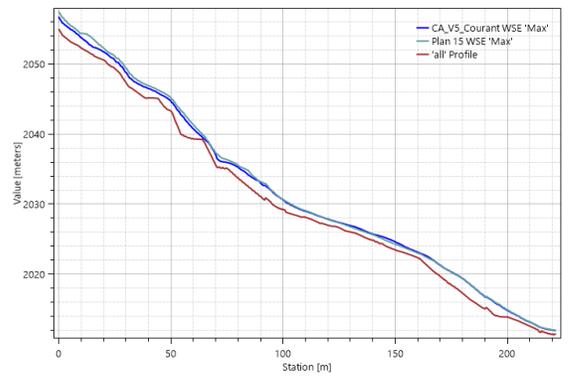
Q. La Comba



Afluente Q. La Peña



Q. La Peña



Ramal izquierdo Q. La Peña

Figura 306. Perfiles longitudinales del flujo en los cauces de estudio – Escenario torrencial

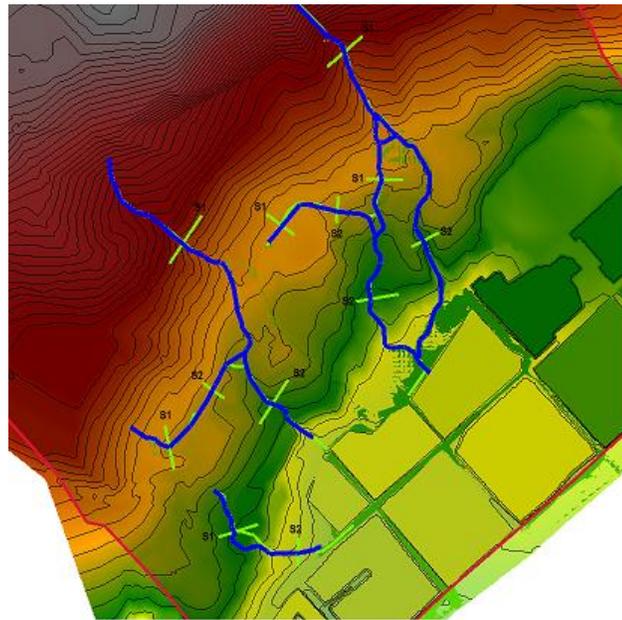
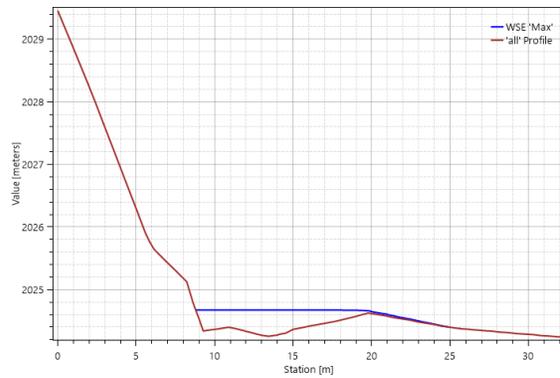
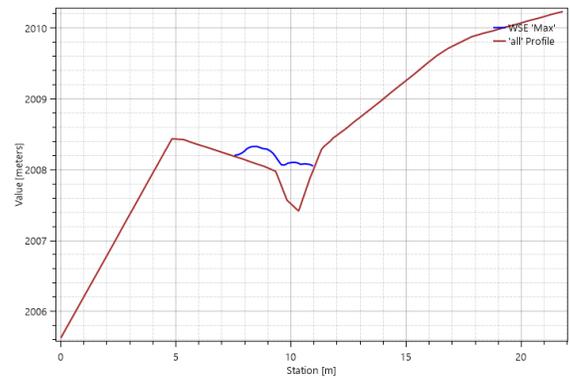


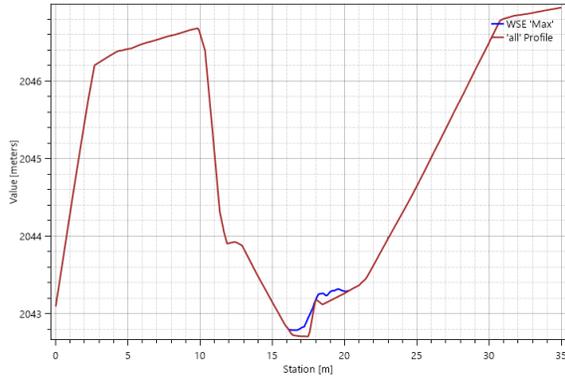
Figura 307. Localización en planta secciones transversales quebradas de estudio



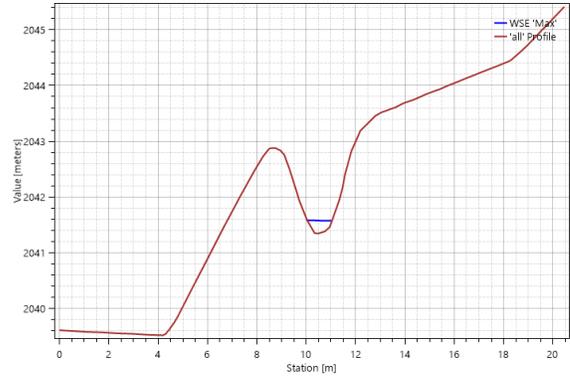
Sección 1 - Q. Sin Nombre



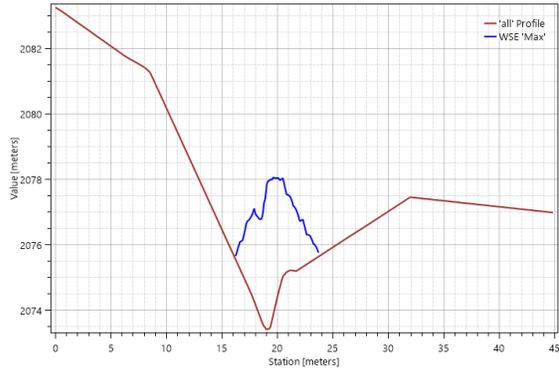
Sección 2 - Q. Sin Nombre



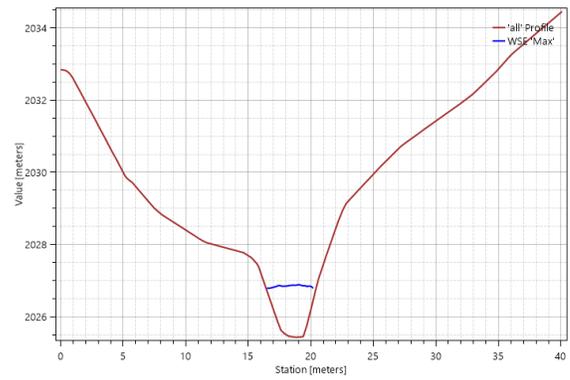
Sección 1 - Afluente Q. La Comba



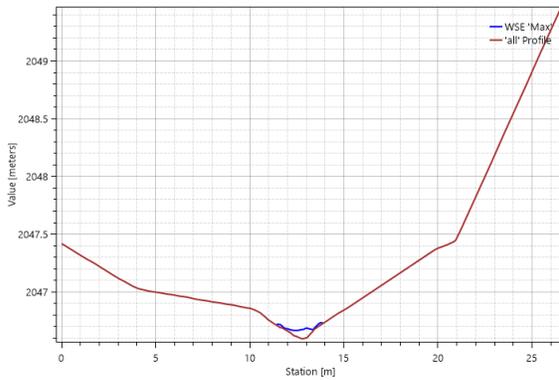
Sección 2 - Afluente Q. La Comba



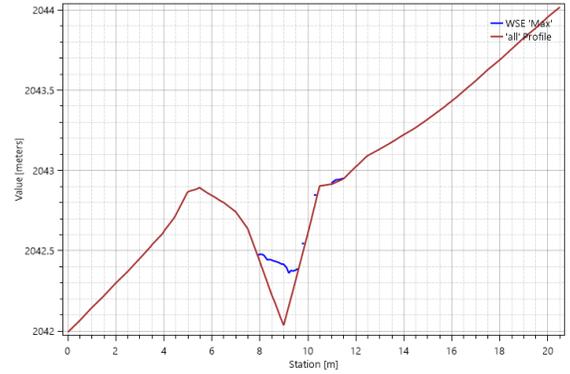
Sección 1 - Q. La Comba



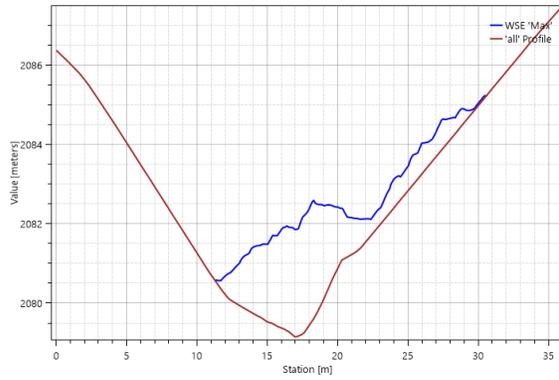
Sección 2 - Q. La Comba



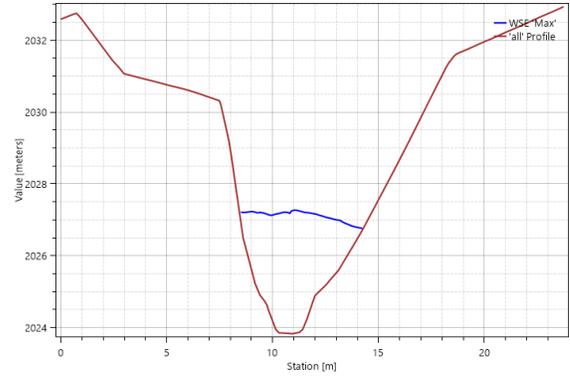
Sección 1 - Afluente Q. La Peña



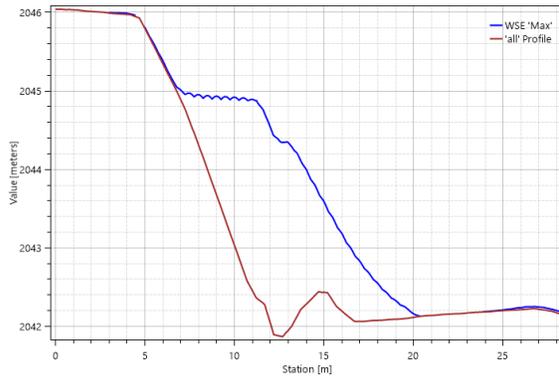
Sección 2 - Afluente Q. La Peña



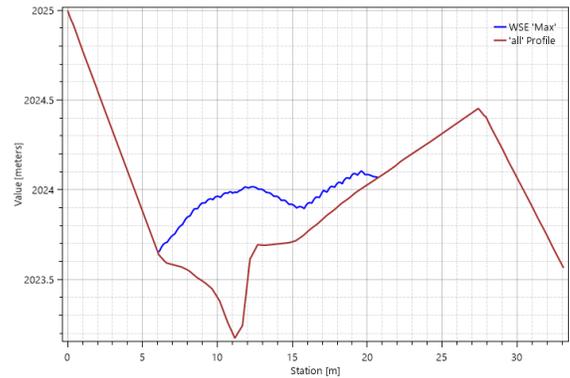
Sección 1 - Q. La Peña



Sección 2 - Q. La Peña



Sección 1 - Ramal izquierda Q. La Peña



Sección 2 - Ramal izquierda Q. La Peña

Figura 308. Secciones transversales en los cauces de estudio – Escenario torrencial

En la Tabla 135 se presenta la cota de torrencialidad, las profundidades y las velocidades máximas de cada uno de los drenajes de estudio.

El análisis de estos escenarios toma bastante importancia, pues se quiere entender la manera en que se inunda el valle asociado a la corriente analizada, y generar las manchas de inundación correspondientes que den respuestas de la dinámica fluvial de los drenajes.

Tabla 135. Resultados de la modelación de los escenarios de avenida torrencial

Quebrada	Profundidad media (m)	Profundidad máxima (m)	Velocidad media (m/s)	Velocidad máxima (m/s)
Q. Sin Nombre	0.25	0.54	0.64	19.06
Afluente Q. La Comba	0.55	0.54	0.51	1.49
Q. La Comba	0.62	1.34	4.40	15.80
Afluente Q. La Peña	0.26	0.52	0.81	4.81
Q. La Peña	1.19	3.41	5.35	14.35
Ramal izquierdo Q. La Peña Tramo 2	0.53	1.96	5.58	18.69

En la Figura 309 se presenta el comportamiento del caudal al pico para el escenario de avenida torrencial, donde se muestra que para el escenario en cuestión el área de estudio inunda las zonas aledañas a los drenajes y depresiones topográficas del terreno donde el agua tiende a confluir como las vías y las conformaciones topográficas de menor cota.

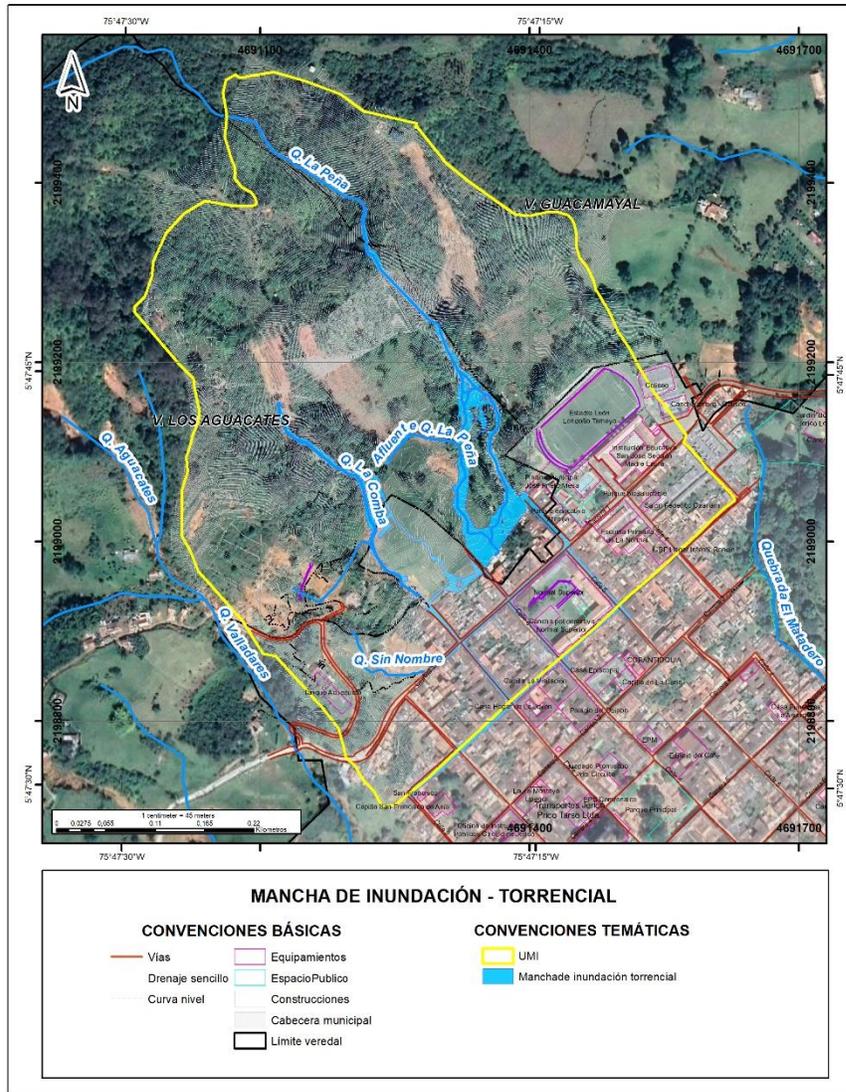


Figura 309. Mancha de inundación – Escenario torrencial

En la Figura 310 se muestran las profundidades del agua asociadas al escenario torrencial, donde se evidencia que las zonas donde se presentan las mayores profundidades corresponden a los sitios donde los cauces presentan mayor depresión o donde la sección es más incisada, y las menores profundidades se evidencian en las zonas donde la sección de la quebrada es más amplia y donde hay menor pendiente.

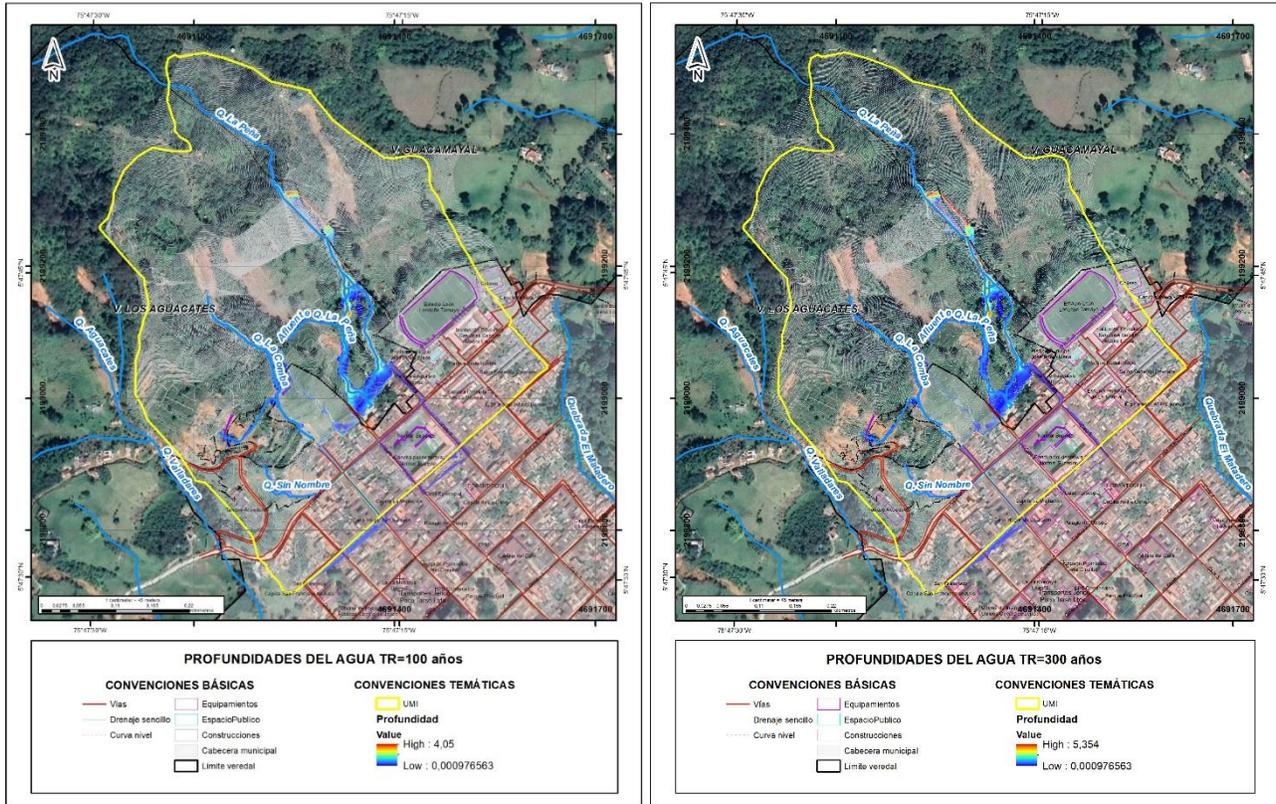


Figura 310. Profundidades del agua – Escenario torrencial (Tr 100 y Tr 300).

En la Figura 311 se presentan las velocidades de flujo asociadas al escenario torrencial, donde se evidencia que las mayores velocidades de flujo, se presentan en los sitios donde los cauces son más estrechos y con mayor pendiente, y las bajas velocidades se evidencian en las zonas más planas y donde el cauce presenta mayor amplitud en su sección transversal.

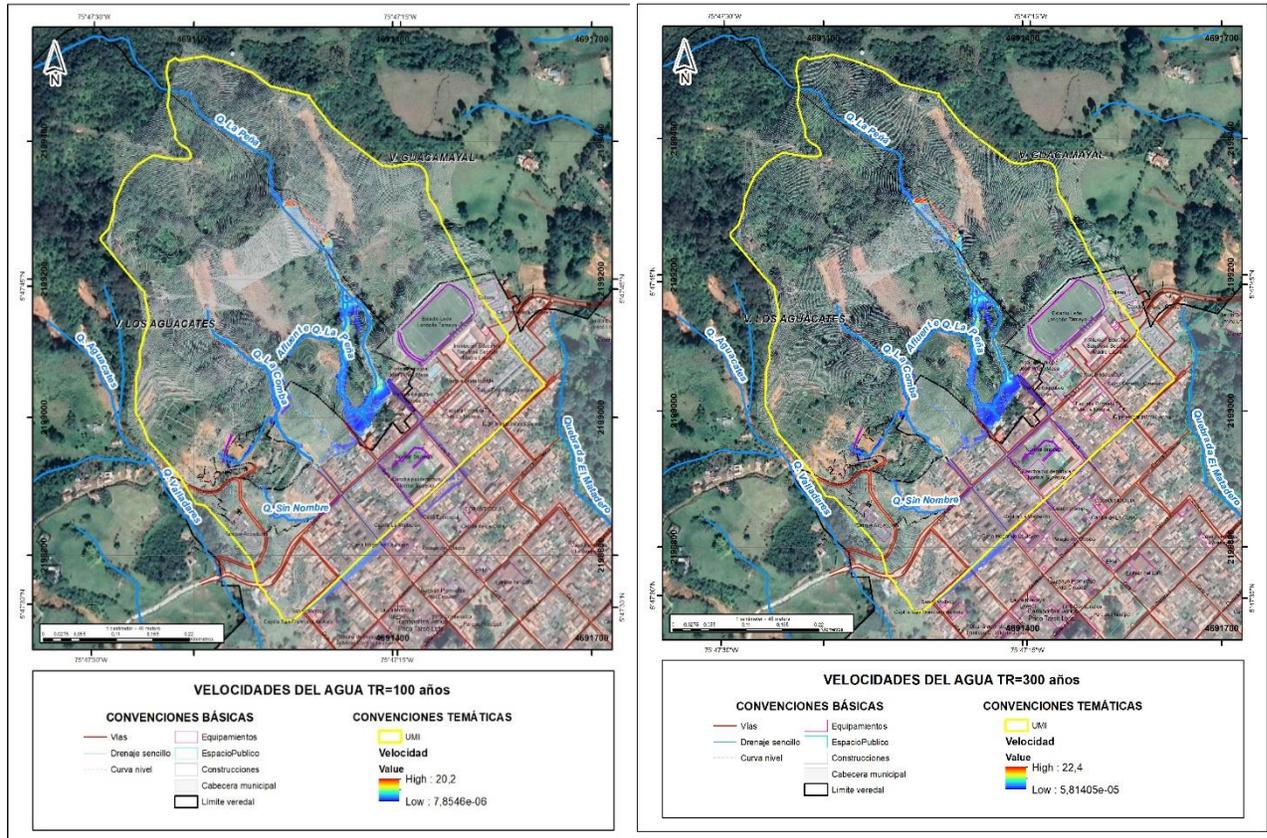


Figura 311. Velocidades del agua – Escenario torrencial

13.8 ZONIFICACIÓN DE AMENAZAS POR AVENIDAS TORRENCIALES

La amenaza por avenidas torrenciales se relaciona con la probabilidad de recurrencia de aquellos fenómenos que involucran flujos hiperconcentrados encausados a lo largo de la quebrada, con proporciones variables entre agua, escombros, restos vegetales, lodo, entre otros, entre un 30% y un 70%.

Son áreas afectadas por corrientes de agua, lodo, fragmentos de roca y escombros en diferentes proporciones y tamaños (Bloom, 1991 en Hincapié et al, 2018) los cuales se encausan a lo largo de quebradas y los ríos de montaña, agrupando gran cantidad de flujos, como los flujos de lodos y/o escombros, lahares, flujos hiperconcentrados y superconcentrados, entre otros (Costa, 1988; Medina, 1991; Coussot & Meunier, 1996; Lavigne & Suba, 2004; Díaz-Onofre, 2008 en Hincapié et al, 2018) caracterizados por su corta duración, además de sus largos periodos de recurrencia y una distribución espacial y temporal errática (Durán et al., 1985; Parra, 1998; Parra et al., 1995; Piedrahíta, 1996; Castro, 2007). Estos eventos presentan velocidades altas por lo tanto un alto potencial destructivo.

Para la definición de la amenaza por avenidas torrenciales, se toma la metodología propuesta por el SGC en la Guía metodológica para zonificación de amenaza por avenidas torrenciales del año

2019, en donde se plantea la valoración del mismo a partir de la combinación de dos criterios, el primero de ellos correspondiente al valor de IDF y el segundo el valor de probabilidad o TR, todos ellos obtenidos de las curvas de amenaza, tal y como se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 136. Tabla de decisión para la definición de la amenaza por avenida torrencial

IDF	Nivel de amenaza		
$50 \geq \text{IDF}$	Alta	Alta	Alta
$1 \geq \text{IDF} > 50$	Alta	Media	Media
$0 \geq \text{IDF} > 1$	Alta	Media	Baja
TR	<30 años	30 años $\leq T < 100$ año	100 años $\leq T < 300$ años

Teniendo en cuenta lo anterior, para la zona de estudio se identifican zonas de amenaza alta y media por avenidas torrenciales, tal y como se describe a continuación (Figura 312):

Amenaza Alta: Estas zonas se encuentran asociadas principalmente a geoformas indicativas de depósito como cauce actual y abanico fluviotorrencial recientes, relacionadas con las quebradas La Comba y La Peña principalmente. Las zonas de amenaza alta se localizan de forma contigua a las quebradas La Comba y La Peña, con una mayor extensión hacia la parte media y baja de las cuencas, donde las condiciones de pendientes y el cambio en las condiciones de los canales favorecen la ocurrencia de este tipo de eventos.

Las zonas definidas como de amenaza alta, corresponde a áreas con alta probabilidad de presentar eventos de avenidas torrenciales con potencial de causar daños con un periodo de retorno de menos de 25 años, y 500 años. En términos del índice de intensidad de flujo IDF se entiende que, el mayor valor esperado se asocia a una intensidad de evento mayor y correlacionable con el nivel de daño, para este caso el valor esperado es de $50\text{m}^3/\text{s}^2$, para eventos asociados a periodos de retorno a 25 años, con rangos predominantes de velocidad entre 4,27m/s y 9,96m/s, y alturas de flujo entre 0,31m y 0,64m; mientras que para un periodo de retorno de 500 años los valores predominantes de velocidad y alturas de flujo están en los rangos de 8,34m/s - 11,47m/s y 2,03m - 2,88m, respectivamente (SGC, 2019).

Para el caso de la quebrada La Comba, la amenaza alta por avenida torrencial se presenta a lo largo del cauce principal, destacándose que hacia el cruce de está con el sendero peatonal de acceso a la gruta, se presenta un desbordamiento sobre la margen oriental que discurre a lo largo de una depresión topográfica hasta llegar a la calle 6.

Para el caso de la quebrada La Peña, la amenaza alta se presenta de forma continua a lo largo de canal, hasta la parte media, donde asociado a la ocurrencia de eventos torrenciales y de acumulación de depósitos asociados a estos eventos, se ha generado una bifurcación del cauce, generándose dos ramales a lo largo de los cuales igualmente se extiende la mancha de amenaza. Finalmente, hacia la parte baja, donde las pendientes son planas, el desbordamiento afecta un área comprendida entre las calles 5 y 6.

Se destaca que igualmente asociado a la insuficiencia hidráulica de las obras de cruce para este tipo de eventos, esto genera afectaciones sobre las vías de la zona, como ha ocurrido en eventos anteriores.

Amenaza media: La categoría está asociada con zonas que cumplen algunas de las siguientes condiciones: (i) alta probabilidad de avenidas torrenciales con potencial de causar daños parciales en las viviendas y otras edificaciones expuestas, con un periodo de retorno promedio menor a 100 años, (ii) probabilidad de sufrir daños estructurales parciales a severos de los elementos expuestos en caso de ocurrir un evento con periodo de retorno menor a 500 años. En términos del índice de intensidad de flujo IDF se entiende que, el mayor valor esperado se asocia a una intensidad de evento mayor y correlacionable con el nivel de daño, para este caso el valor esperado es de $1\text{m}^3/\text{s}^2$ a $50\text{m}^3/\text{s}^2$, que corresponde a rangos predominantes de velocidad entre 0m/s y $0,5\text{m/s}$, y alturas entre $0,08\text{m}$ a $0,31\text{m}$ para eventos asociados a un periodo de retorno de 25 años; mientras que para un periodo de retorno de 500 años los valores predominantes de velocidad y alturas de flujo están en los rangos de $2,71\text{m/s}$ a $4,17\text{m/s}$ y entre $0,15\text{m}$ y $0,62\text{m}$, respectivamente.

Para el caso de la zona de estudio, este nivel de amenaza se extiende a lo largo de las quebradas La Combia y La Peña, con una mayor extensión hacia la zona central de la quebrada La Comba. Igualmente, y asociado a la insuficiencia hidráulica de las obras de paso, se presente a lo largo de las calles 5 y 6 con carrera 2 correspondiendo a la zona más distal del área de afectación

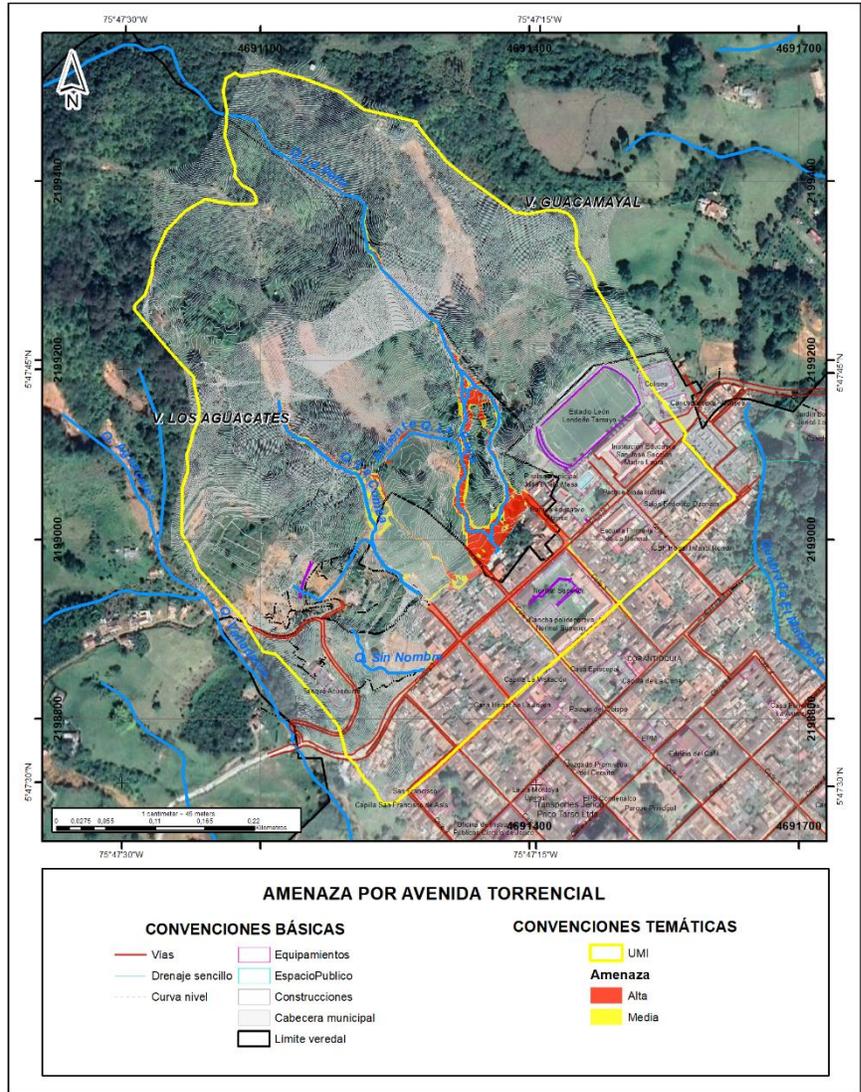


Figura 312. Zonificación de amenazas por avenidas torrenciales

14. VULNERABILIDAD

El análisis de la vulnerabilidad se inicia con una visita de campo a la zona de afectación por movimiento en masa ocurrido en noviembre de 2019 (Figura 313), en compañía del equipo de trabajo, conformado por geólogos, ingenieros geotecnistas, ingenieros hidráulicos, especialistas SIG e ingeniero estructural, el día el jueves 28 de octubre de 2021.



Figura 313. Zona de afectación por movimiento en masa.

En conjunto con los ingenieros de vulnerabilidad y el ingeniero estructural, se realizó la revisión de la Metodología Técnica General para el análisis de la vulnerabilidad, a aplicar en el proyecto, basados en La Guía Metodológica para Estudios de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgos por Movimiento en Masa e Inundación, Además, se actualiza el aplicativo, que se implementa para desarrollar el componente de vulnerabilidad, instalado en las Tablet, donde se evalúa en cada estructura algunos aspectos como, el uso predominante, el número de niveles, el estado y edad de la construcción, el tipo de cimentación y de cubierta, sistema estructural, la irregularidad en planta y en altura, la tipología estructural y los daños que presenta.

En compañía del especialista SIG, se realiza la caracterización de las construcciones con su respectivo número catastral y la identificación y localización de la zona a evaluar, con el fin de generar los mapas para el trabajo en campo.

En el mes de noviembre, los ingenieros de vulnerabilidad y el ingeniero estructural, efectúan las visitas de campo, a las estructuras localizadas entre las carreras 1 y 2 y las calles 1 y 8, donde se le informa a la comunidad en que consiste el estudio y la importancia de realizar el registro fotográfico a las estructuras evaluadas. Durante el recorrido en la zona de estudio, se

evaluaron 207 estructuras, de las cuales 2 edificaciones se encuentran demolidas y 30 fichas de líneas vitales, 6 de ellas corresponden a líneas vitales energía y 24 a líneas vitales vías.

La tipología es el sistema de construcción que, dependiendo de los materiales y la transmisión de las solicitaciones a sus elementos, son capaces de resistir o no las fuerzas horizontales y verticales a las que son sometidas. Se tienen definidas 7 clases de tipología para tener en cuenta, así: Tipología A “Edificaciones con reforzamiento especial”, Tipología B “Edificaciones reforzadas” Tipología C, “Mampostería reforzada”, Tipología D “Estructuras con confinamiento deficiente y estructuras híbridas”, Tipología E “Estructuras ligeras”, Tipología F “Construcciones simples”, Tipología G “Lotes vacíos”. La descripción de cada tipología se puede encontrar en el Manual e instructivo de las fichas de campo.

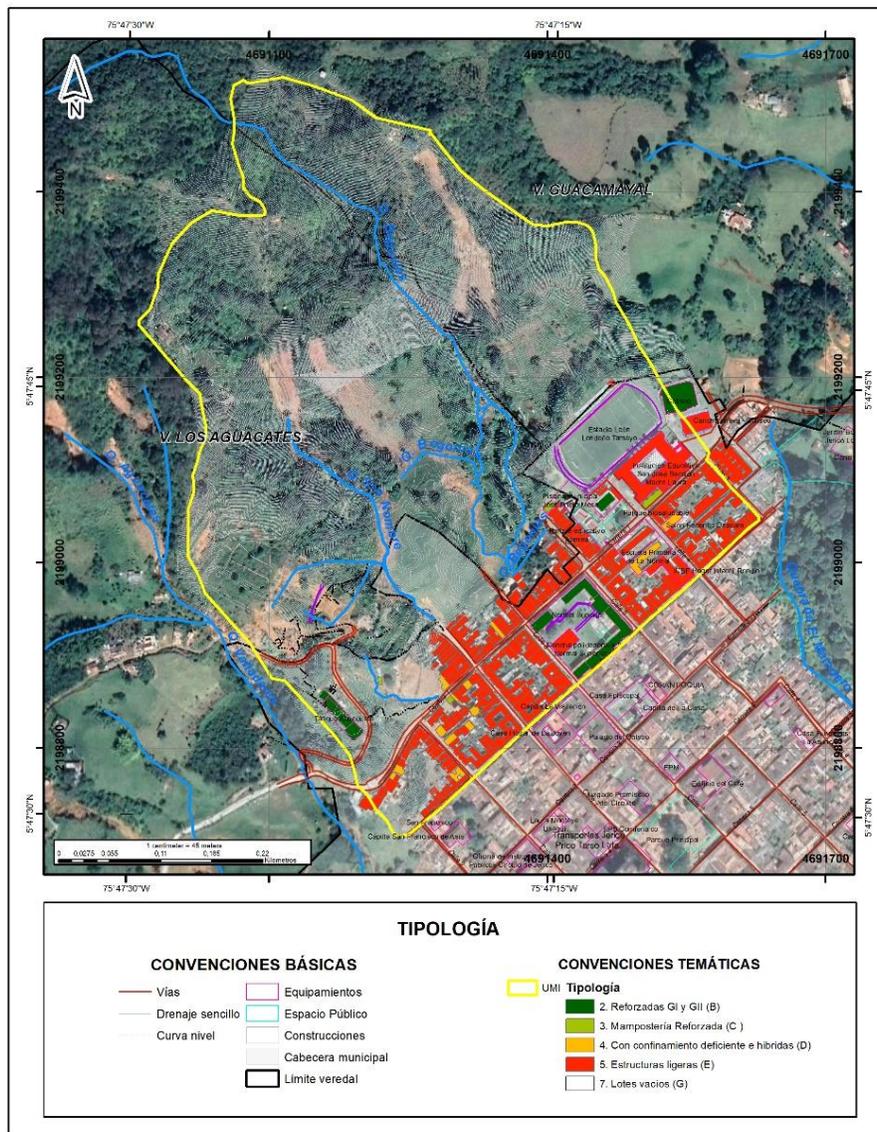


Figura 314. Distribución espacial de las tipologías de las construcciones en el Municipio de Jericó.

En este polígono predomina la tipología E, representada por el 86%, que son todas aquellas edificaciones construidas con materiales tradicionales o de baja calidad, con un sistema estructural de muros cargueros y se encuentran de manera uniforme en la zona de estudio. Sin embargo, en menor proporción, con el 6%, se identifican construcciones con tipología D, es decir, que presentan tipologías superiores de construcción y por ende presentan mejores condiciones y materiales de buena calidad que van de la mano con procesos constructivos buenos, las cuales se localizan en el suroccidente y el nororiente del área de estudio. En el centro y suroccidente del polígono, con el 2%, se encuentra la tipología C, es decir, aquellas edificaciones que tienen un sistema estructural de mampostería con elementos de refuerzo, ubicadas en el nororiente del polígono, correspondientes al 5%, se observan algunas construcciones con tipología B, es decir, aquellas edificaciones con estructuras en concreto y acero de los grupos de importancia I y II construidas, con pórticos en concreto reforzado, sistema combinado en concreto reforzado, pórticos resistentes a momentos en acero, pórticos arriostrados en acero, etc. También se incluyen aquellas del grupo A construidas antes de 1998. Finalmente, en el centro y sur del polígono, con el 1%, se encuentra la tipología F, es decir, aquellas edificaciones que no poseen una estructura definida y que generalmente son de carácter improvisado y construidas con materiales precarios o de recuperación. En el momento de la caracterización, se identifica un lote vacío, perteneciente a la tipología G.



Figura 315. Tipología estructura ligera (E) en el municipio de Jericó.



Figura 316. Tipología estructura confinamiento deficiente e híbridas (D) en el municipio de Jericó.

A continuación, se presenta el análisis de la vulnerabilidad por movimientos en masa, inundación y avenida torrencial para el municipio de Jericó entre las carreras 1 y 2 y calles 1 y 8. Inicialmente se realizará el análisis para las construcciones y posteriormente para las líneas vitales. La descripción de esta metodología se encuentra en detalle en el capítulo 4 del presente informe.

De manera general, en el municipio de Jericó se analizaron 207 construcciones, 6 postes de energía y 24 vías de las cuales son afectadas por la zona delimitada por el movimiento en masa y avenida torrencial; Esta información proviene de la evaluación realizada en campo, de su estructuración y almacenamiento en una base de datos y su procesamiento posterior (Anexo 3).

14.1 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES POR MOVIMIENTO EN MASA

La vulnerabilidad de las construcciones consta de dos factores: la fragilidad y la intensidad (Ver Anexo 4). El primero de ellos corresponde a la respuesta del elemento expuesto ante determinada amenaza y depende de las características propias, mientras que la intensidad depende de las características del fenómeno amenazante (velocidad, volumen de la masa deslizante, profundidad, entre otras).

14.1.1 CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES

El grado de vulnerabilidad de una edificación se define como el factor de exposición de esta a percibir daños a causa de amenazas naturales, conforme a esta premisa la vulnerabilidad se calcula teniendo presente los resultados obtenidos de la fragilidad y de la intensidad a partir de los parámetros representados en los ítems analizados anteriormente.

Los valores de la vulnerabilidad se determinan en los siguientes rangos: vulnerabilidad baja, cuando se obtienen resultados menores o iguales a 0,1, vulnerabilidad media cuando se obtienen resultados entre 0.1 y 0.5, y vulnerabilidad alta, cuando los resultados sobrepasan de 0.5 todo esto de acuerdo con los parámetros y calificaciones definidos en el documento metodológico, más específicamente en el numeral 4.4.

La vulnerabilidad alta corresponde al 10% de las edificaciones, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad y altos de intensidad, estas se encuentran ubicadas hacia el norte y el centro del polígono, la vulnerabilidad baja corresponde a un 90% de las edificaciones, estas se caracterizan por presentar valores medios a altos de fragilidad y bajos en intensidad, las construcciones con esta vulnerabilidad se ubican espacialmente en todo el polígono (Figura 317).

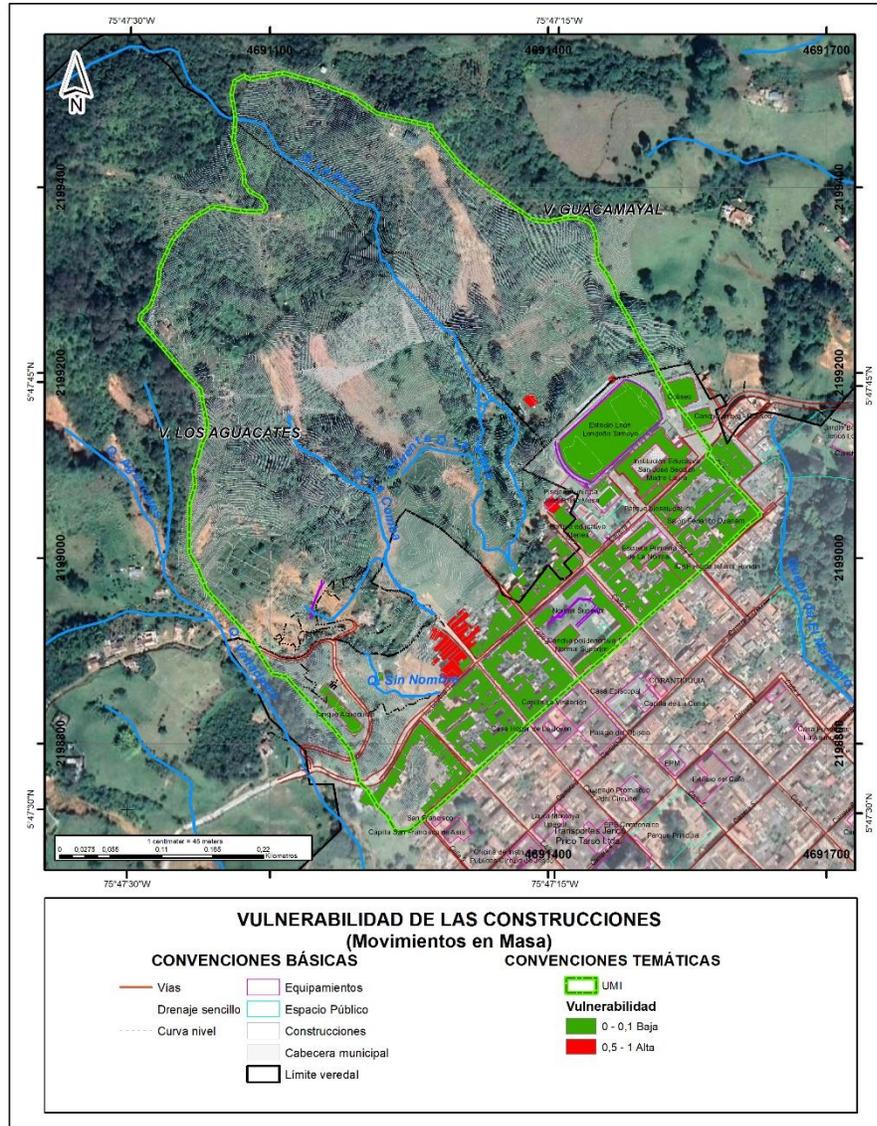


Figura 317. Distribución espacial de la vulnerabilidad de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el municipio de Jericó.

14.2 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS LÍNEAS VITALES POR MOVIMIENTO EN MASA

Similar al procedimiento, los parámetros y características que se utilizan para determinar la vulnerabilidad en construcciones, se deberá calcular la fragilidad conforme la información obtenida de campo y los criterios de medición en cada una de las denominadas líneas vitales (vías, energía, acueducto y alcantarillado (Ver Anexo 4); Estos últimos dos cuando se identifican daños visibles en puntos específicos de la red) y luego se procede a realizar la evaluación de la intensidad.

Para el municipio de Jericó se analizaron 16 postes de energía y 24 vías los cuales se encuentran dentro de la zona delimitada por el movimiento en masa. Estos forman parte del componente de líneas vitales (Anexo 3).

14.2.1 CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – ENERGÍA

La vulnerabilidad alta corresponde al 6% de los postes de energía evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad y altos de intensidad, los postes con esta vulnerabilidad se ubican en el nororiente del polígono (Figura 318).

La vulnerabilidad baja corresponde al 94% de los postes de energía evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores bajos de fragilidad y bajos de intensidad, los postes con esta vulnerabilidad se ubican de manera uniforme hacia el sur de la zona de estudio.

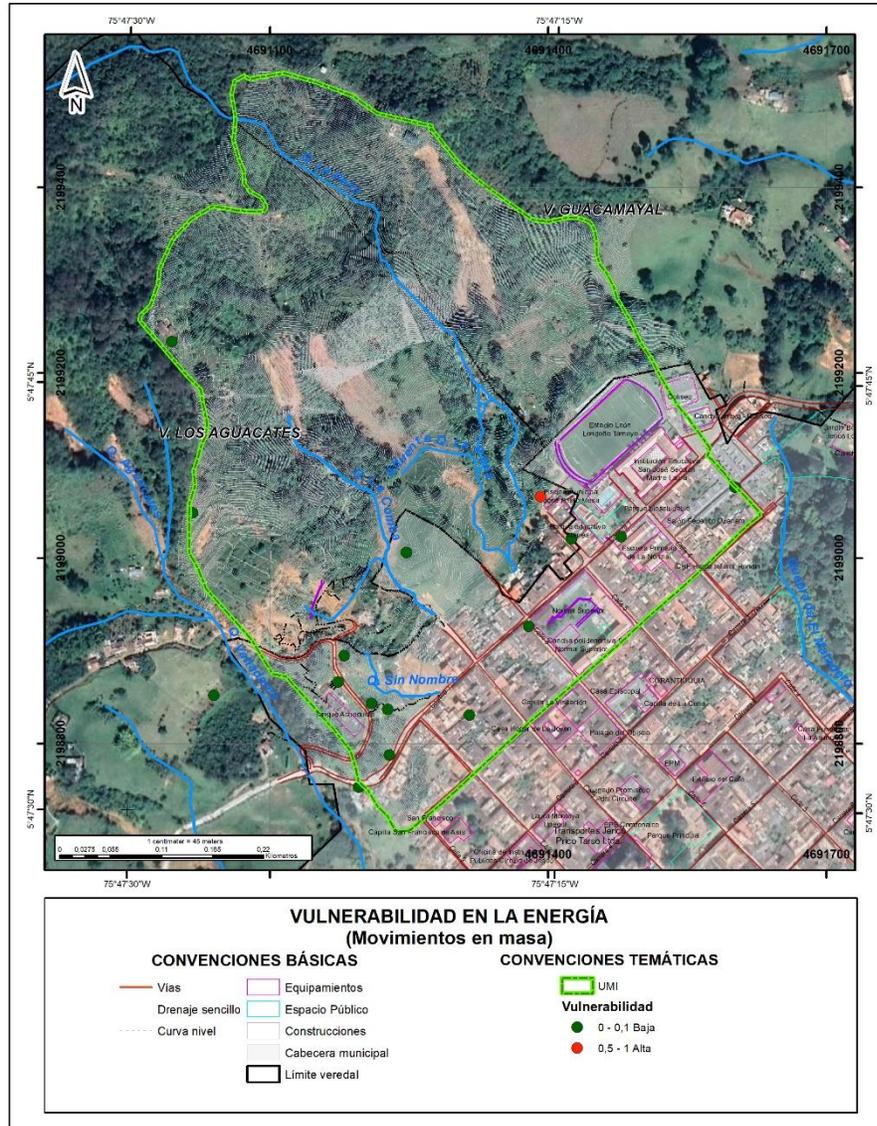


Figura 318. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificada en el municipio de Jericó.

14.2.2 CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – VÍAS

La vulnerabilidad alta corresponde al 3%, (aproximadamente 73 m), de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad y altos de intensidad, las vías con esta vulnerabilidad se ubican al norte del polígono (Figura 319).

La vulnerabilidad baja corresponde al 97% de las vías evaluadas, (aproximadamente 2141 m), las cuales se caracterizan por presentar valores bajos a altos de fragilidad y bajos de intensidad, las vías con esta vulnerabilidad se ubican a lo largo del polígono con mayor

concentración al norte de este.

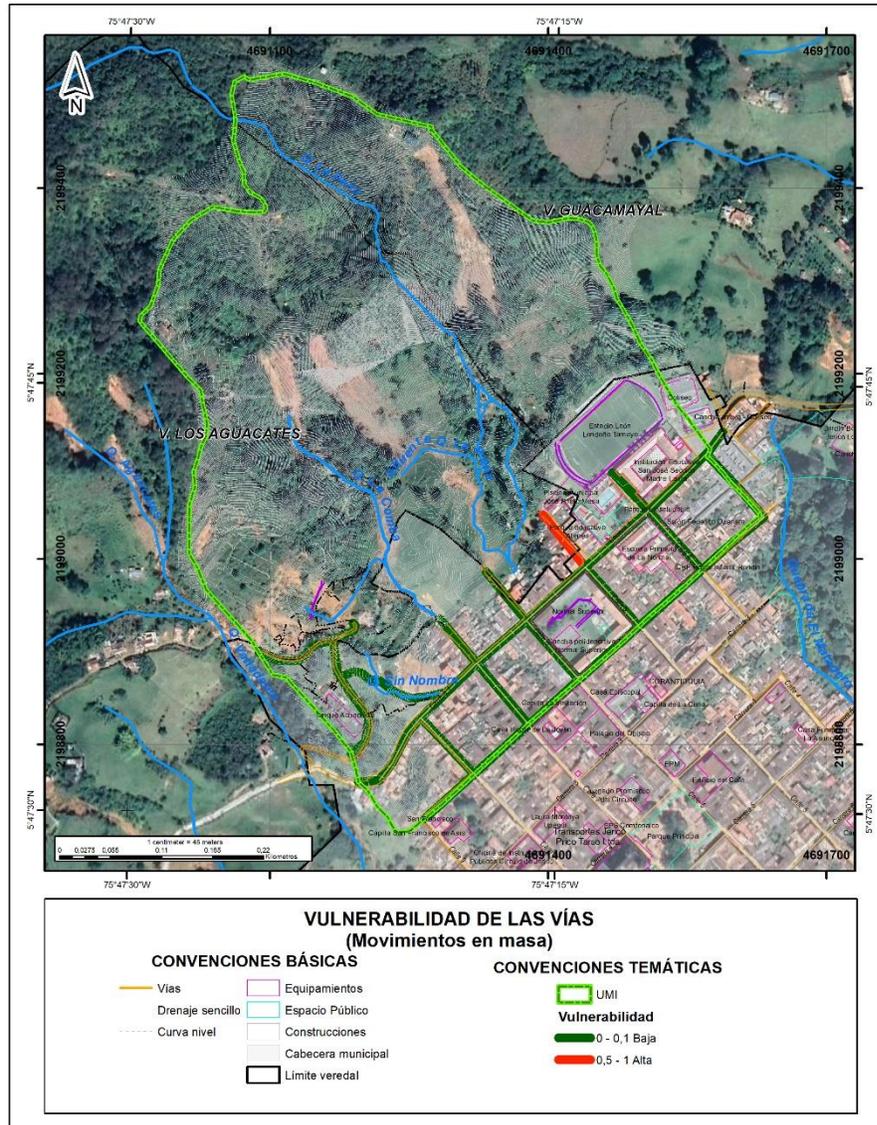


Figura 319. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el municipio de Jericó

14.2.3 CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – ALCANTARILLADO

Para el municipio de Jericó, predomina la vulnerabilidad baja correspondiente al 100% de los tramos del alcantarillado evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores bajos de fragilidad y bajos de intensidad, los tramos del alcantarillado con esta vulnerabilidad se ubican a lo largo del polígono de estudio (Figura 320). Solo se presenta un alcantarillado con vulnerabilidad alta debido a valores altos de fragilidad que derivan de daños puntuales en la red.

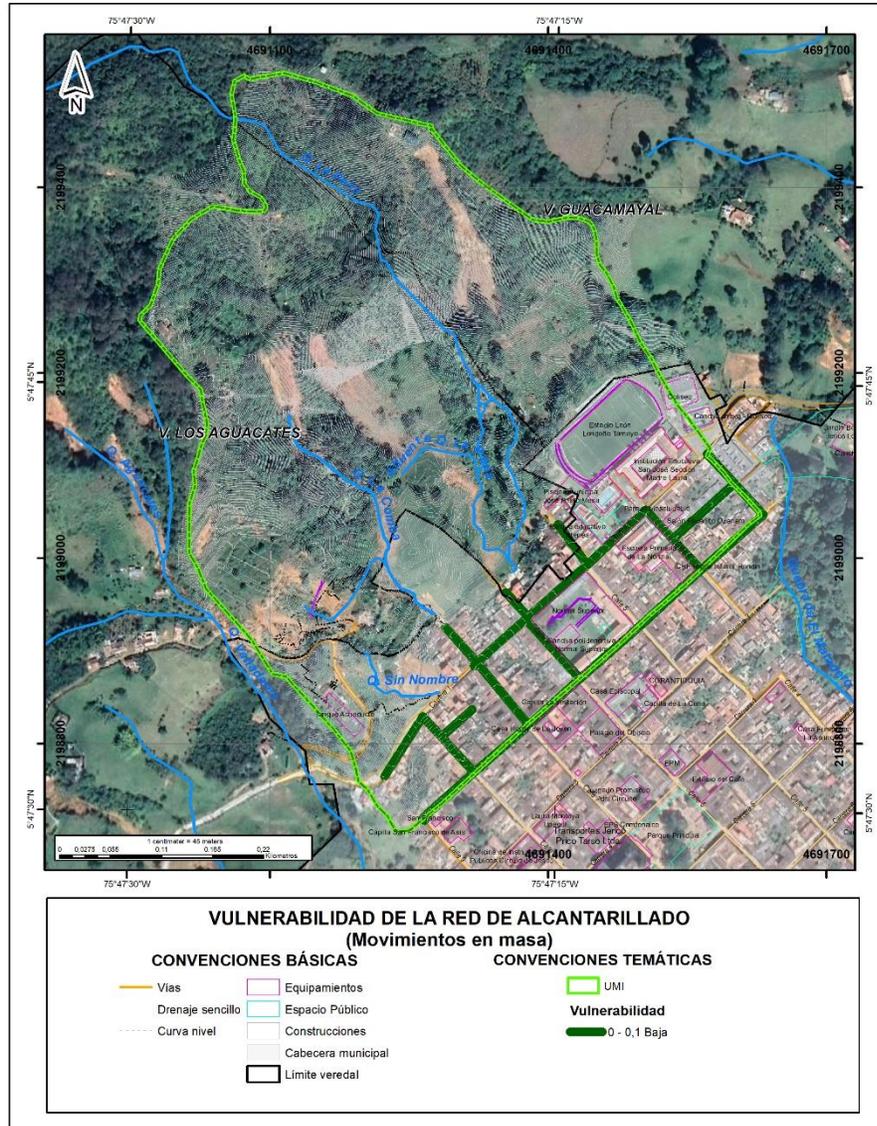


Figura 320. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el municipio de Jericó.

14.3 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES POR INUNDACION

La vulnerabilidad de las construcciones consta de dos factores: la fragilidad y la intensidad (Ver Anexo 4). El primero de ellos corresponde a la respuesta del elemento expuesto ante determinada amenaza y depende de las características propias, mientras que la intensidad depende de las características del fenómeno amenazante (velocidad, volumen de la masa deslizante, profundidad, entre otras).

14.3.1 CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES

El grado de vulnerabilidad de una edificación se define como el factor de exposición de la misma a percibir daños a causa de amenazas naturales, conforme a esta premisa la vulnerabilidad se calcula teniendo presente los resultados obtenidos de la fragilidad y de la intensidad a partir de los parámetros representados en los ítems analizados anteriormente.

Los valores de la vulnerabilidad se determinan en los siguientes rangos: vulnerabilidad baja, cuando se obtienen resultados menores o iguales a 0.1, vulnerabilidad media cuando se obtienen resultados entre 0.1 y 0.5, y vulnerabilidad alta, cuando los resultados sobrepasan de 0.7 todo esto de acuerdo a los parámetros y calificaciones definidos en el documento metodológico, más específicamente en el numeral 4.4.

La vulnerabilidad alta corresponde al 100% de las edificaciones evaluadas, las cuales, se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad y bajos de intensidad y la vulnerabilidad y se localizan espacialmente en toda el área de estudio (Figura 321).

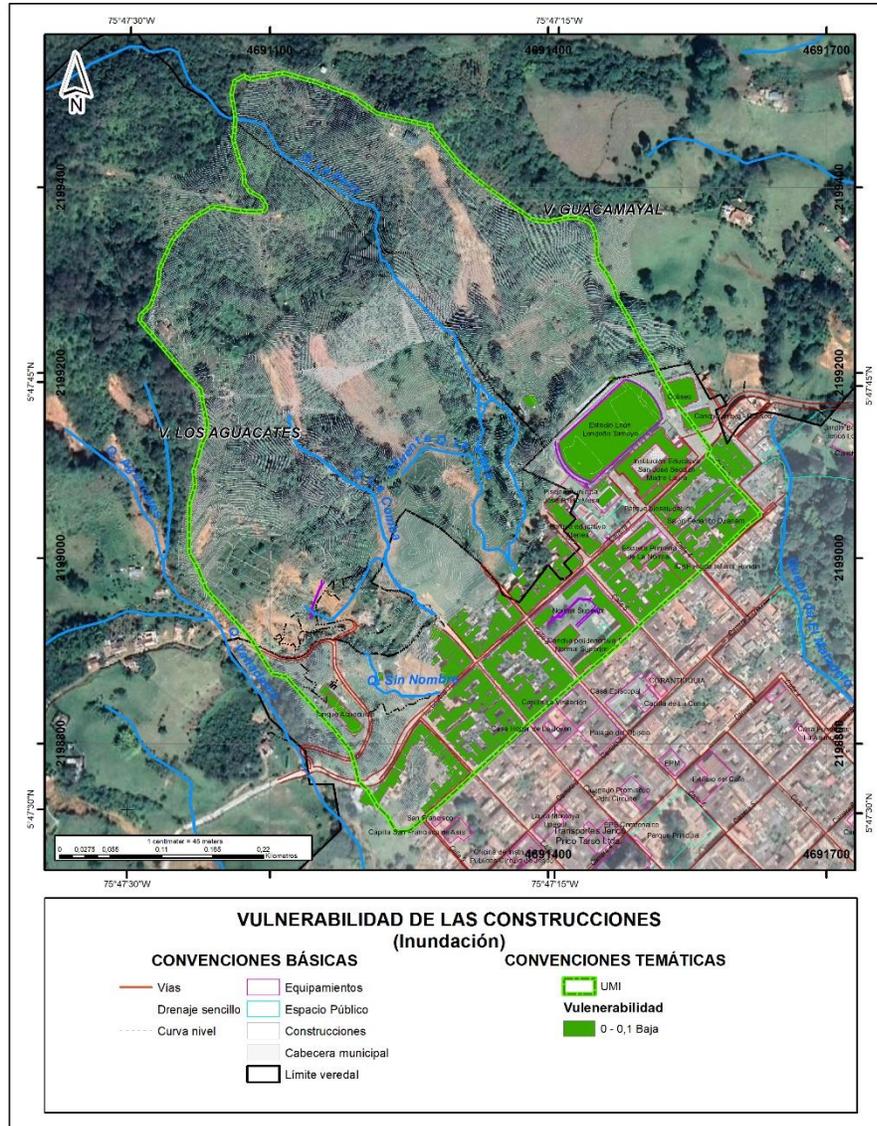


Figura 321. Distribución espacial de la vulnerabilidad de las construcciones por inundación, identificada en el municipio de Jericó.

14.4 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS LÍNEAS VITALES POR INUNDACION

Similar al procedimiento, los parámetros y características que se utilizan para determinar la vulnerabilidad en construcciones, se deberá calcular la fragilidad conforme la información obtenida en campo y los criterios de medición en cada una de las denominadas líneas vitales (vías, energía, acueducto y alcantarillado) (Ver Anexo 4)., estos últimos dos cuando se identifican daños visibles en puntos específicos de la red) y luego se procede a realizar la

evaluación de la intensidad.

Para el municipio de Jericó, se analizaron 16 postes de energía y 25 vías que son afectados por la zona delimitada por la inundación. Estos forman parte del componente de líneas vitales (Anexo 3).

14.4.1 CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – ENERGÍA

La vulnerabilidad alta correspondiente al 6% de los postes de energía evaluados, los cuales se caracteriza por presentar valores altos de fragilidad y valores bajos de intensidad, los postes con esta vulnerabilidad se localizan en el centro del polígono. La vulnerabilidad baja representa el 94% de los postes de energía evaluados en la zona de estudio y estos se encuentran ubicados de manera homogénea (Figura 322).

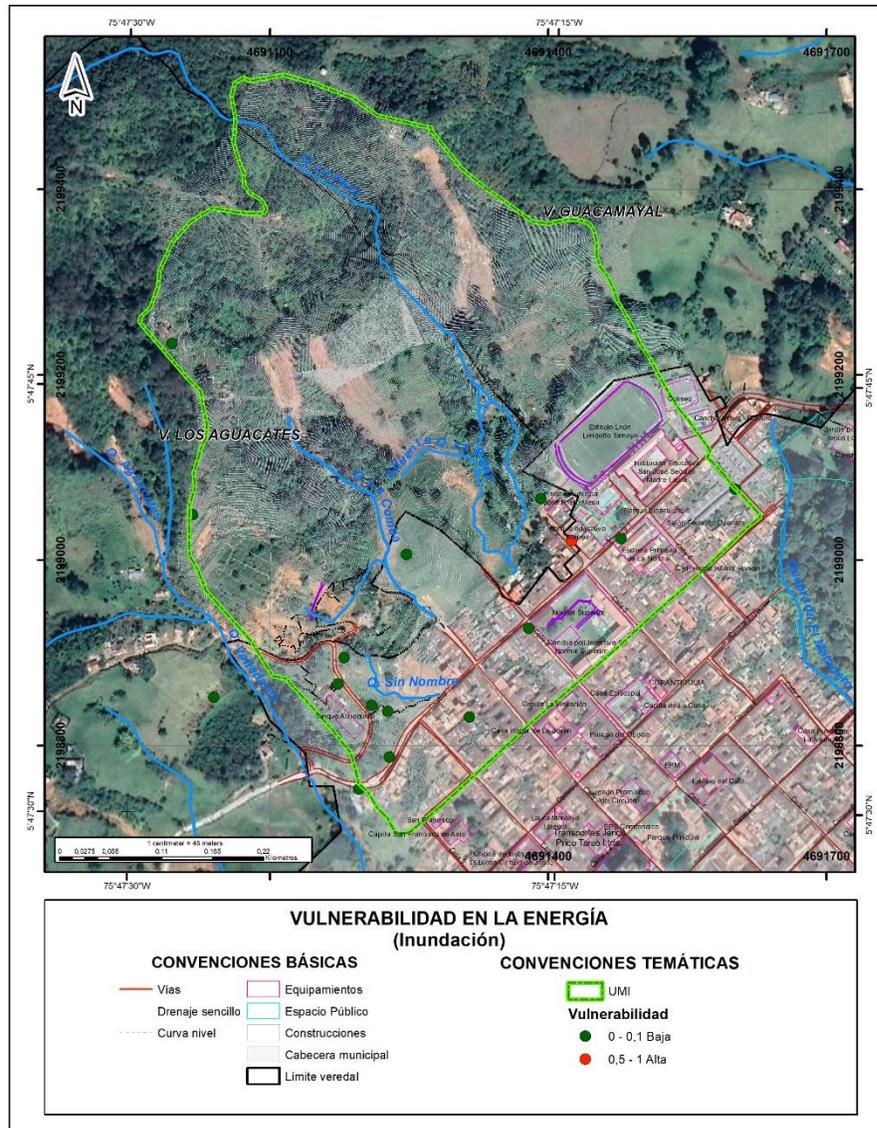


Figura 322. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital energía por inundación, identificada en el municipio de Jericó.

14.4.2 CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – VÍAS

La vulnerabilidad alta corresponde 55% de la red vial, (aproximadamente 1227 m) y se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad y altos de intensidad, las vías con esta vulnerabilidad se localizan en mayor concentración en el centro del polígono; La vulnerabilidad baja corresponde al 45% de las vías evaluadas en la zona de estudio (aproximadamente 262 m), estas se encuentran principalmente hacia el oriente del polígono. (Figura 323).

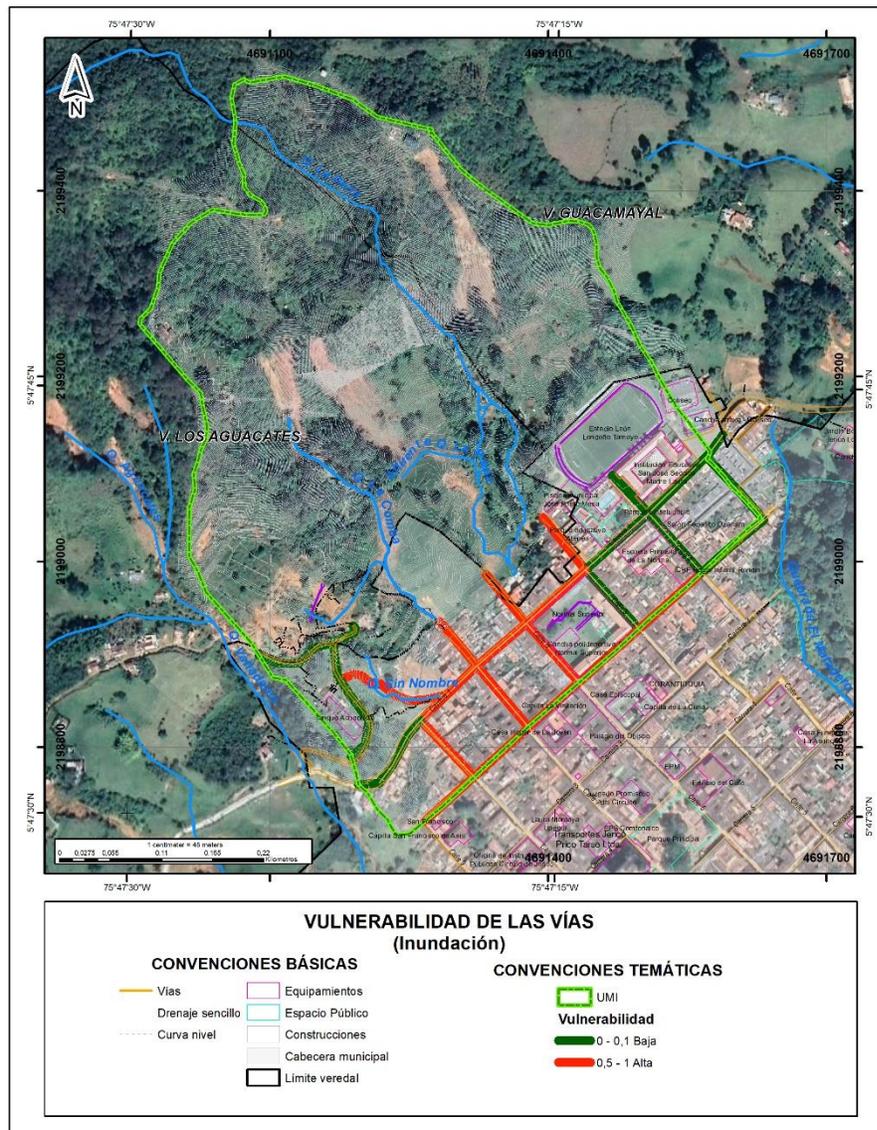


Figura 323. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital vías por inundación, identificadas en el municipio de Jerico.

14.4.3 CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – ALCANTARILLADO.

Para el municipio de Jericó, la vulnerabilidad baja correspondiente al 100% (aproximadamente 1520.5m), se caracteriza por presentar valores bajos de fragilidad y bajos de intensidad, los tramos del alcantarillado con esta vulnerabilidad se localizan en toda la zona de estudio (Figura 324).

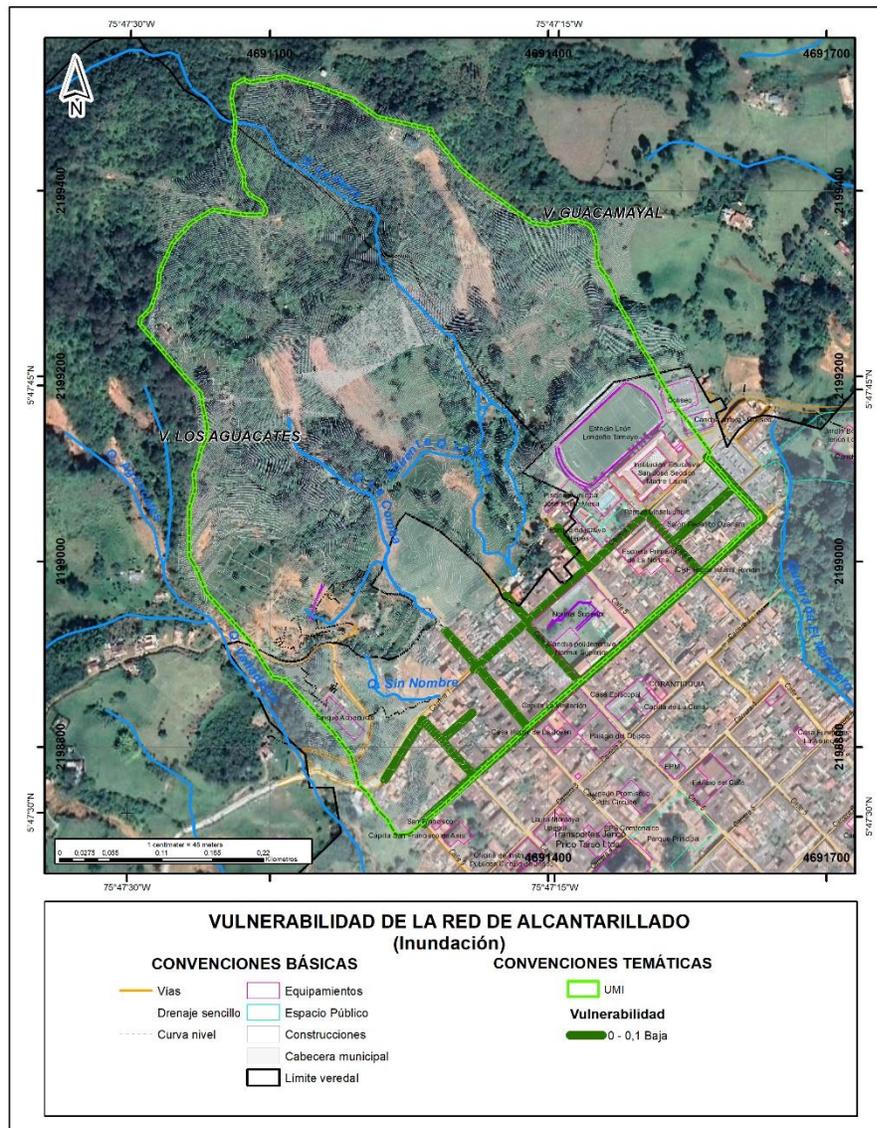


Figura 324. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital alcantarillado por inundación, identificada en el municipio de Jerico.

14.5 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES POR AVENIDAS TORRENCIALES

La vulnerabilidad de las construcciones consta de dos factores: la fragilidad y la intensidad (Ver Anexo 4). El primero de ellos corresponde a la respuesta del elemento expuesto ante determinada amenaza y depende de las características propias, mientras que la intensidad depende de las características del fenómeno amenazante (velocidad, volumen de la masa deslizando, profundidad, entre otras).

14.5.1 CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES

El grado de vulnerabilidad de una edificación se define como el factor de exposición de la misma a percibir daños a causa de amenazas naturales, conforme a esta premisa la vulnerabilidad se calcula teniendo presente los resultados obtenidos de la fragilidad y de la intensidad a partir de los parámetros representados en los ítems analizados anteriormente.

Los valores de la vulnerabilidad se determinan en los siguientes rangos: vulnerabilidad baja, cuando se obtienen resultados menores o iguales a 0.1, vulnerabilidad media cuando se obtienen resultados entre 0.1 y 0.5, y vulnerabilidad alta, cuando los resultados sobrepasan de 0.5 todo esto de acuerdo a los parámetros y calificaciones definidos en el documento metodológico, más específicamente en el numeral 4.4.

La vulnerabilidad alta corresponde al 8% de las edificaciones evaluadas, las cuales, se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad y bajos de intensidad y la vulnerabilidad baja corresponde al 92% de las construcciones y se localizan espacialmente en toda el área de estudio (Figura 325).

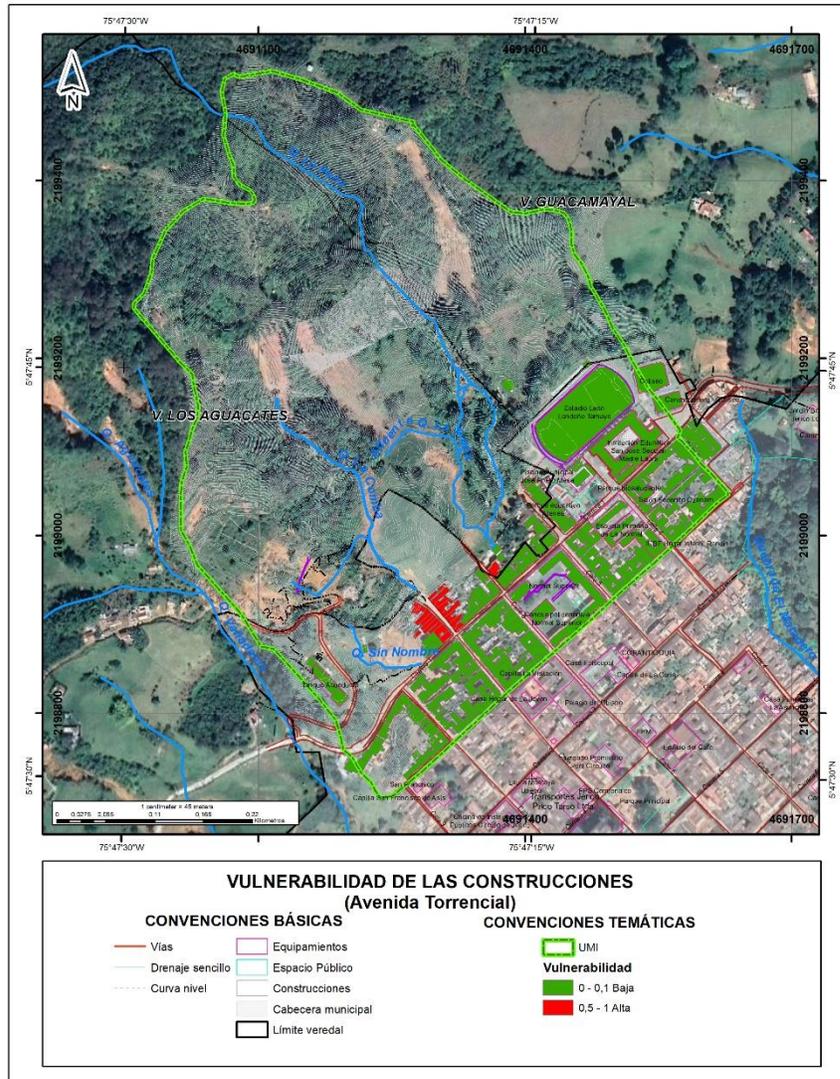


Figura 325. Distribución espacial de la vulnerabilidad de las construcciones por avenida torrencial, identificada en el municipio de Jericó.

14.6 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS LÍNEAS VITALES POR AVENIDAS TORRENCIALES

Similar al procedimiento, los parámetros y características que se utilizan para determinar la vulnerabilidad en construcciones, se deberá calcular la fragilidad conforme la información obtenida en campo y los criterios de medición en cada una de las denominadas líneas vitales (vías, energía, acueducto y alcantarillado) (Ver Anexo 4)., estos últimos dos cuando se identifican daños visibles en puntos específicos de la red) y luego se procede a realizar la evaluación de la intensidad.

Para el municipio de Jericó, se analizaron 16 postes de energía y 25 vías que son afectados por la zona delimitada por la avenida torrencial. Estas forman parte del componente de líneas vitales (Anexo 3).

14.6.1 CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – ENERGÍA

La vulnerabilidad alta correspondiente al 6% de los postes de energía evaluados, los cuales se caracteriza por presentar valores altos de fragilidad y valores bajos de intensidad, los postes con esta vulnerabilidad se localizan en el centro del polígono, la vulnerabilidad baja representa el 94% de los postes de energía evaluados en la zona de estudio y esto se encuentra ubicados de manera homogénea (Figura 326).

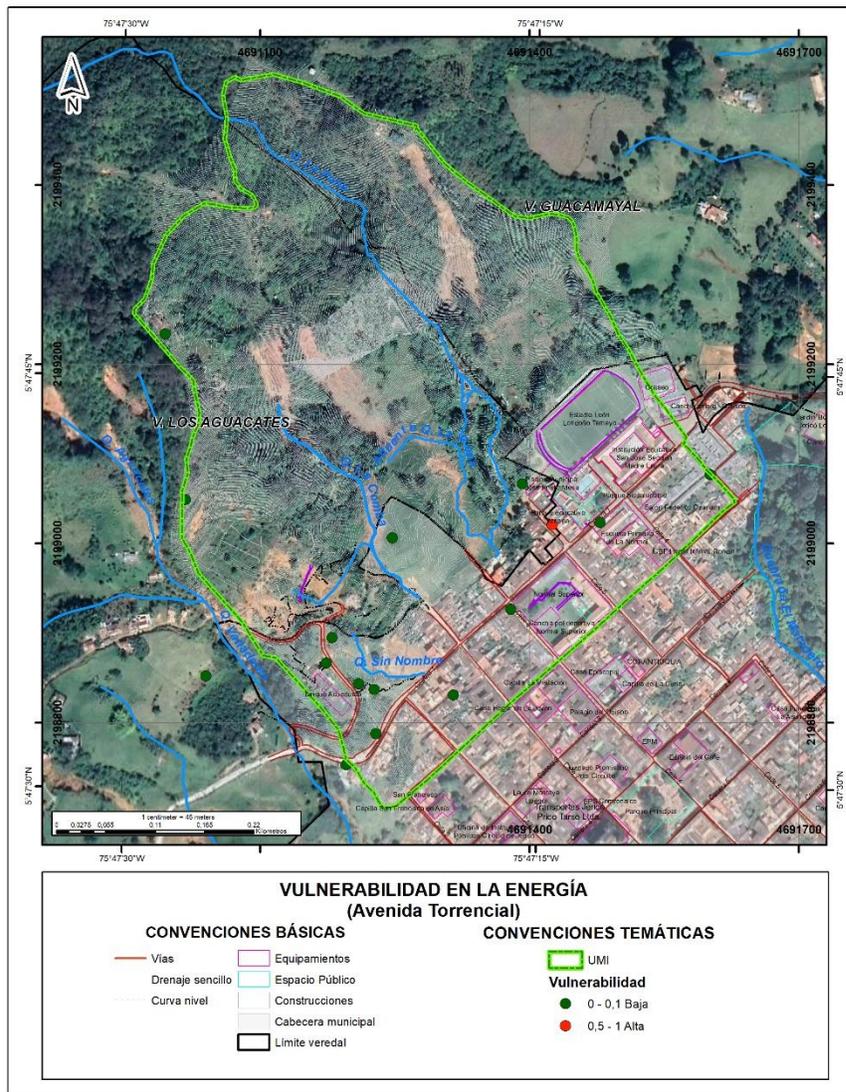


Figura 326. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital energía por avenida torrencial, identificada en el municipio de Jericó.

14.6.2 CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – VÍAS

La vulnerabilidad alta corresponde 55% de la red vial, (aproximadamente 1227 m) y se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad y altos de intensidad, las vías con esta vulnerabilidad se localizan en mayor concentración en el centro del polígono; En el caso de la vulnerabilidad media se hallaron vías que representan el 4% (aproximadamente 86 m) estas se pueden observar en el suroriente del polígono. La vulnerabilidad baja corresponde al 41% de las vías evaluadas en la zona de estudio (aproximadamente 900 m), estas se encuentran principalmente hacia el oriente del polígono (Figura 327).

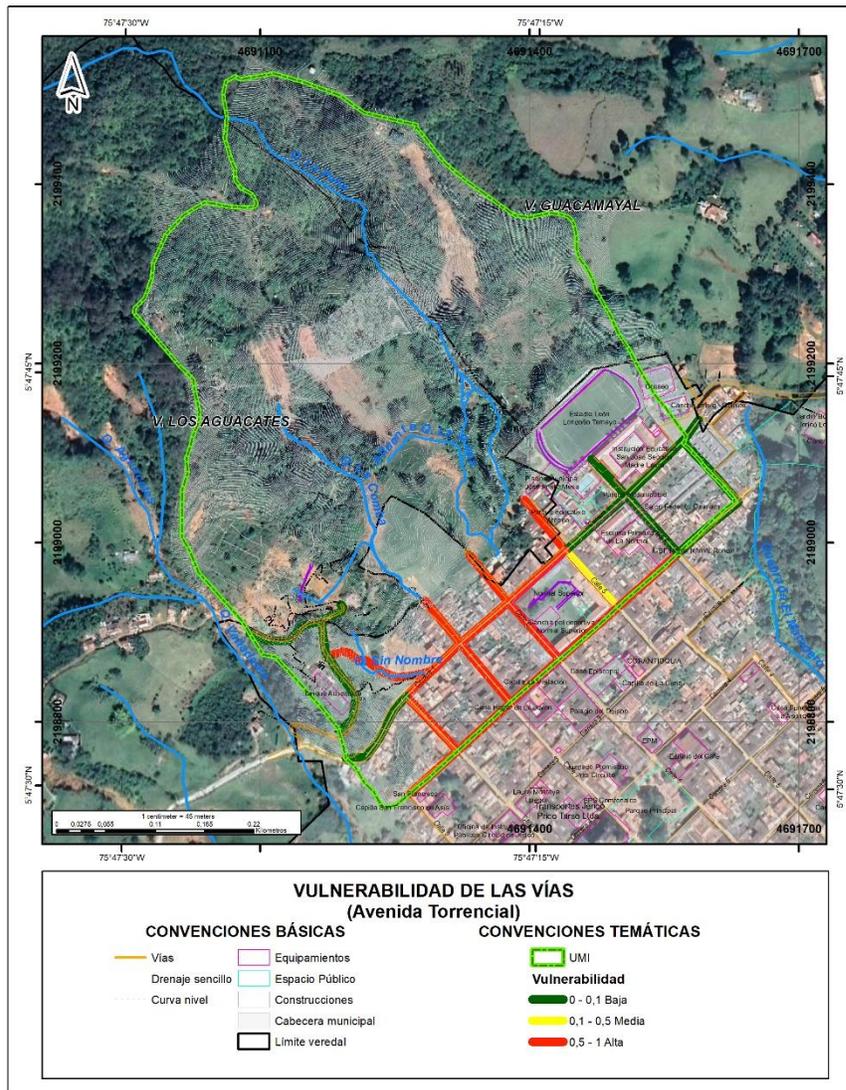


Figura 327. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital vías por avenida torrencial, identificadas en el municipio de Jericó.

14.6.3 CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD DE LA LÍNEA VITAL – ALCANTARILLADO.

Para el municipio de Jericó, la vulnerabilidad baja correspondiente al 79% (aproximadamente 1196 m), se caracteriza por presentar valores bajos de fragilidad y medios de intensidad, los tramos del alcantarillado con esta vulnerabilidad se localizan homogénea en la zona del estudio. Hacia el suroccidente de la zona de estudio encontramos redes con vulnerabilidad media representada por el 21% (Figura 328).

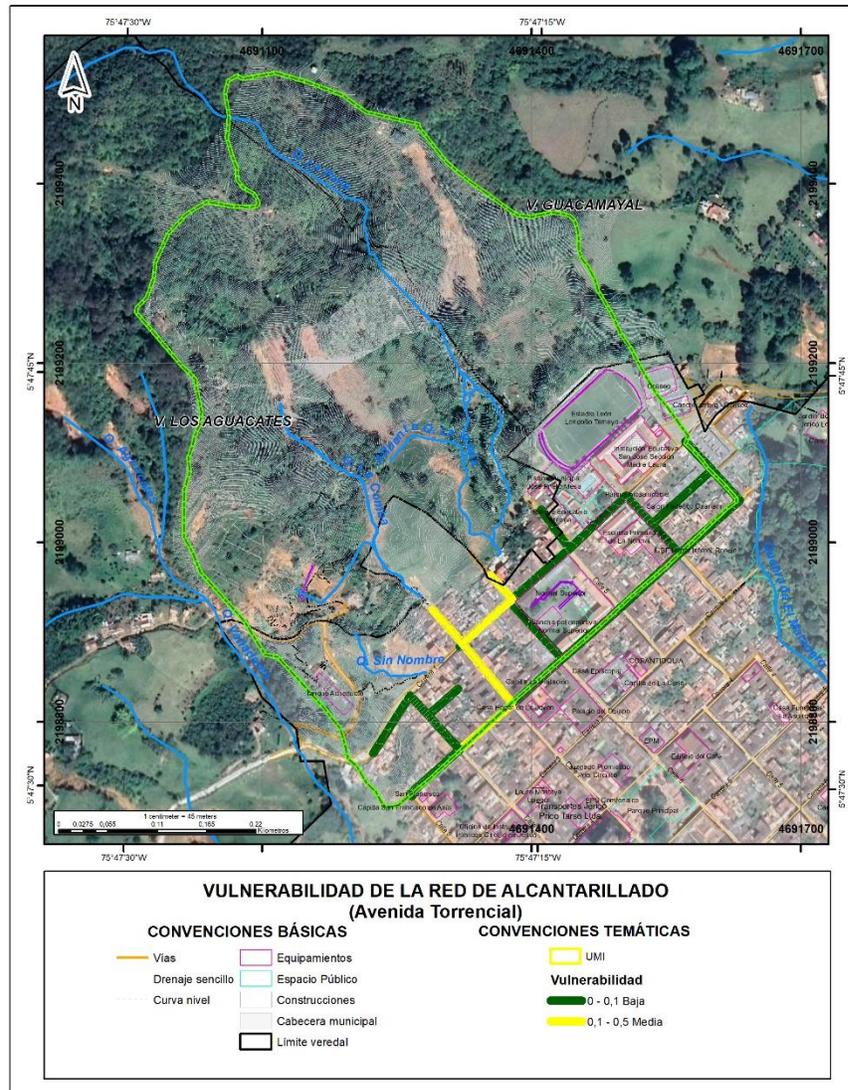


Figura 328. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital alcantarillado por avenida torrencial, identificada en el municipio de Jericó.

15. ZONIFICACIÓN DE RIESGO

De acuerdo con lo planteado en la metodología, se realiza el cálculo del riesgo de dos maneras. La primera, para las construcciones y líneas vitales de manera individual, a partir de la información recolectada en campo por cada uno de los elementos y que se encuentra en una base de datos con los debidos registros fotográficos. Este cálculo se enfoca hacia las acciones particulares en los elementos expuestos.

Por otro lado, se tiene el cálculo del riesgo por polígono a partir de la información de la magnitud de los movimientos (velocidad y profundidad) y de la probabilidad (factor de seguridad). Este último cálculo se enfoca hacia la planificación integral del sector y para la definición de acciones en congruencia con lo definido en el POT del municipio.

15.1 ANALISIS DE RIESGO

En el análisis del riesgo por movimientos en masa, avenidas torrenciales e inundación, se presenta el estudio individual de los elementos expuestos, como el análisis de riesgos por polígono.

15.1.1 RIESGO POR POLÍGONO

Teniendo en cuenta la zonificación de amenazas obtenida, al igual que la profundidad y la velocidad de los procesos morfodinámicos y las inundaciones y avenidas torrenciales probables a generarse, se establece que, para el área de estudio, se obtienen zonas de riesgo alto mitigable y no mitigable, como se describen a continuación (Figura 329):

Riesgo alto no mitigable: Corresponde a aquellas áreas de alto riesgo donde la implementación de medidas de mitigación estructural resulta de mayor complejidad y costo técnico- económico que llevar a cabo el reasentamiento de la población y equipamiento urbano respectivo.

En el análisis de riesgo por polígono que parte del análisis de la amenaza y la comparación con los resultados de la vulnerabilidad, se determina que el área de amenaza alta por estabilidad asociada al extremo norte de sector de la Comba localizado entre las calles 6 y 7 en la calle contigua al talud, se clasifica como de alto riesgo, asociado a la probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa de altas velocidades y espesores altos. Se destaca que esta zona se considera como no mitigable, considerado la proximidad al área a intervenir, además de que esta es igualmente requerida para la realización de las obras de mitigación propuestas.

Igualmente se incluye dentro de esta clasificación las áreas de amenaza alta por avenida torrencial asociada a la parte baja de la quebrada La Peña, en un sector comprendido entre las calles 5 y 6, donde la obra de cruce es insuficiente y genera una zona de afectación importante.

Riesgo alto mitigable: es definido como aquellas áreas en las cuáles el fenómeno es controlable a través de la implementación de obras de mitigación y/o protección (medidas estructurales y/o no estructurales) cuyas consecuencias de tipo económico, ambiental, financiero y social traen consigo un costo razonable y no se hace necesario el reasentamiento de la población.

El sector definido como de amenaza alta por estabilidad, asociada al extremo sur de sector de la Comba localizado entre las calles 6 y 7 con carrera 1, se determina como de riesgo alto debido a la probabilidad asociado a la probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa de altas velocidades y espesores altos. Sin embargo, y debido a que las obras propuestas en el presente estudio garantizan la estabilidad y la permanencia de los elementos expuestos allí localizados se define como de alto riesgo mitigable.

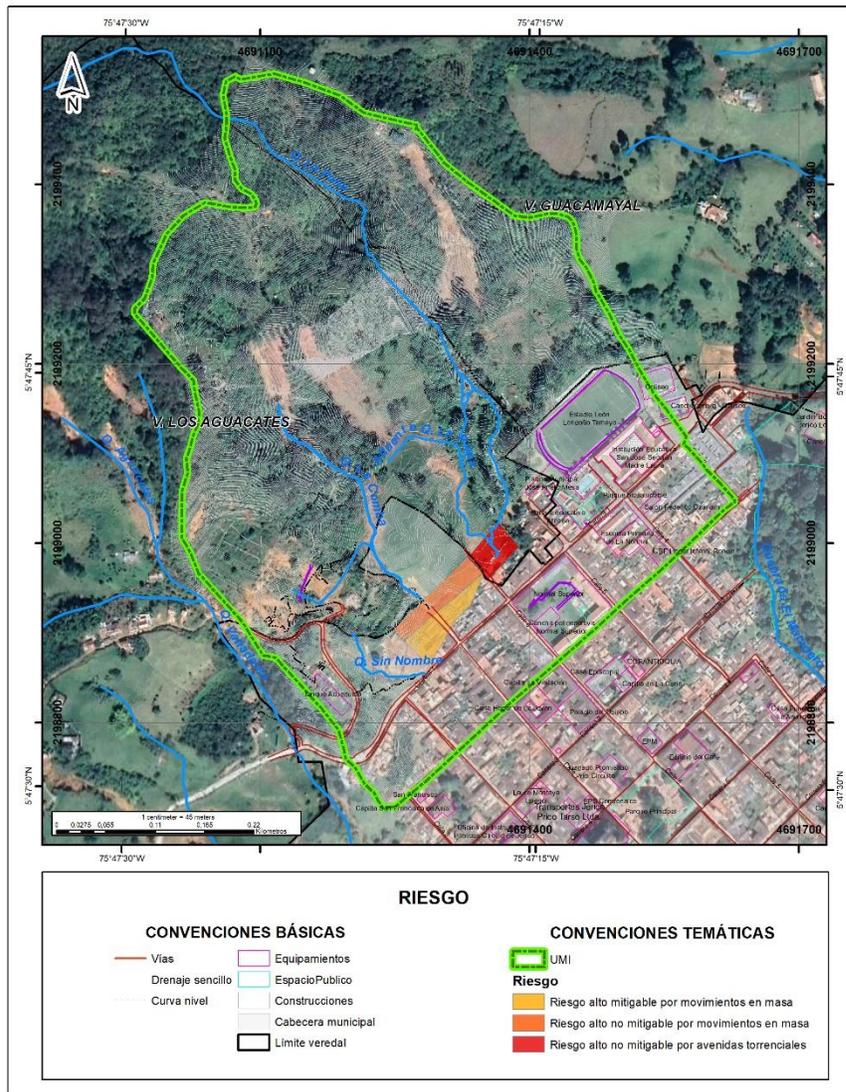


Figura 329. Zonificación de riesgo por polígono para el área de estudio.

15.1.2 RIESGO DE ELEMENTOS EXPUESTOS

Una vez realizados los análisis de campo y laboratorio para todas las variables involucradas en los modelos de riesgo, se obtiene la zonificación de riesgo por movimientos en masa, para las construcciones y líneas vitales del polígono el municipio de Jericó, de acuerdo con la tabla de decisión (Tabla 137) como que se presenta a continuación.

NIVEL DE AMENAZA	VULN. ALTA	VULN. MEDIA	VULN. BAJA
ALTA	ALTO	ALTO	MEDIO
MEDIA	ALTO	MEDIO	BAJO
BAJA	BAJO	BAJO	BAJO

Tabla 137. Regla de decisión para el riesgo individual. Modificado de Phoon (2008) citado por Alcaldía de Medellín (2015).

15.1.3 ANÁLISIS DE RIESGO POR MOVIMIENTO EN MASA

15.1.3.1 Análisis de riesgo de las construcciones por movimiento en masa

En el polígono se evidencia un nivel de riesgo bajo para las construcciones, correspondiente al 89%, las cuales se caracterizan por presentar valores bajos de vulnerabilidad y bajos a medios para la amenaza, estas edificaciones se localizan a lo largo del polígono. Adicionalmente, en el sur y el oriente de la zona de estudio, se identifica el nivel de riesgo medio, representado por el 1%, caracterizado por mostrar valores bajos de vulnerabilidad y bajos a medios para la amenaza, en menor proporción, se observa el nivel de riesgo alto, correspondiente al 10%, con valores medios a altos de vulnerabilidad y altos para la amenaza, estas construcciones se ubican en el oriente del polígono estudiado (Figura 330).

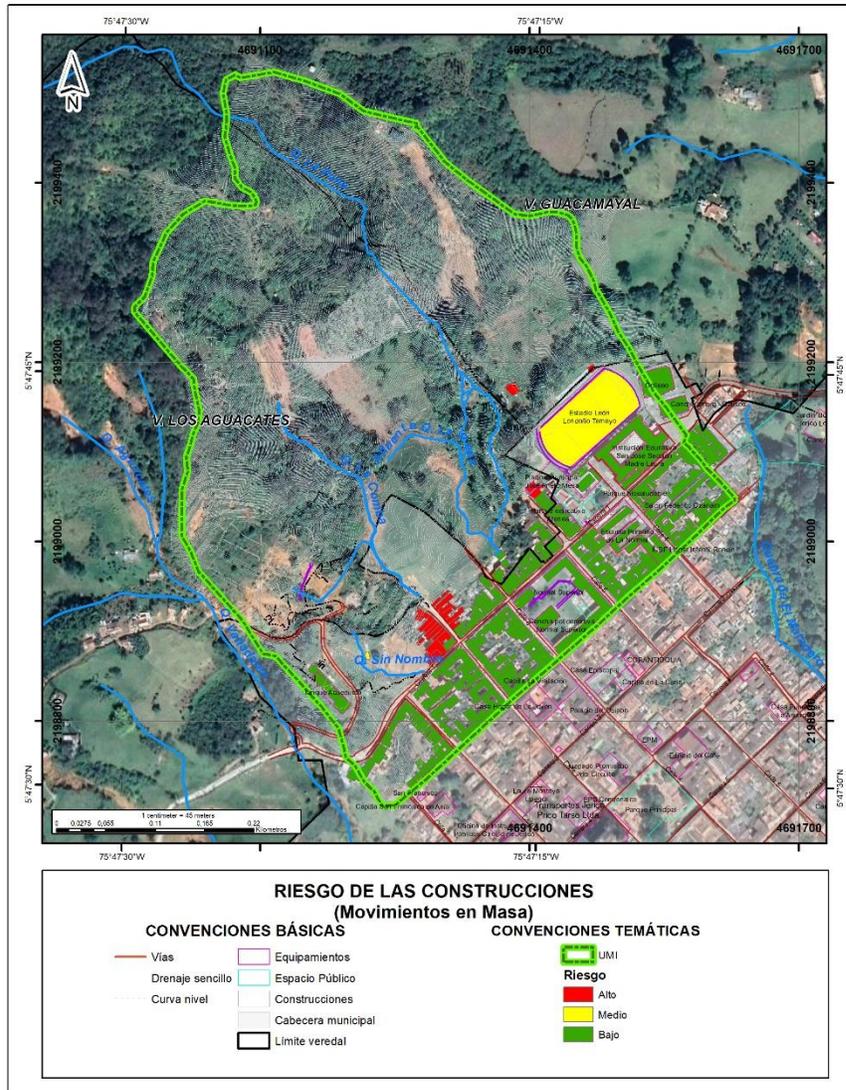


Figura 330. Distribución espacial del riesgo de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el municipio de Jericó.

15.1.3.2 Análisis de riesgo de línea vital – energía por movimiento en masa

En el polígono se evidencia un nivel de riesgo alto para las redes de energía, que corresponde al 8% de los postes evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores altos de vulnerabilidad y altos para la amenaza, el poste con este riesgo se localiza en el oriente del polígono (Figura 331).

El riesgo medio corresponde al 31% de los postes evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores bajos de vulnerabilidad y altos para la amenaza, los postes con este riesgo se localizan en el suroccidente del polígono.

El riesgo bajo corresponde al 61% de los postes evaluados, estos se caracterizan por presentar valores bajos de vulnerabilidad y bajos a medios para la amenaza, estos se ubican en el oriente y el suroccidente del polígono.

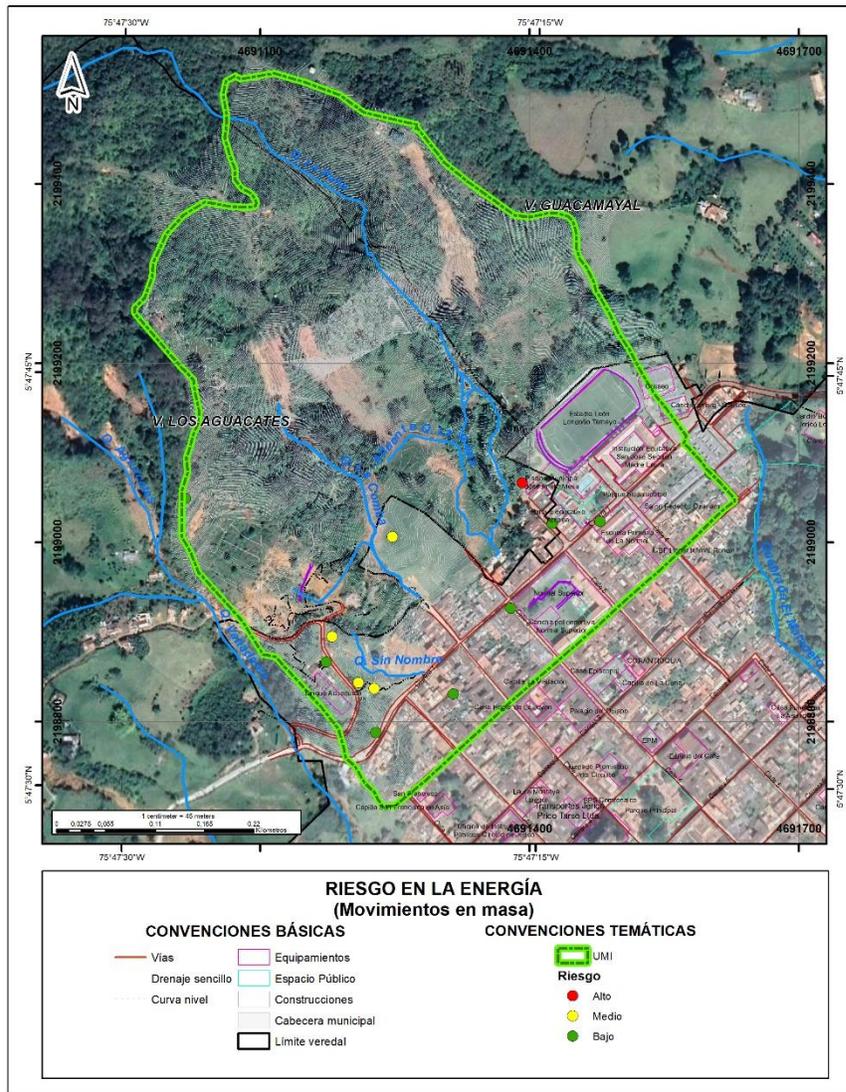


Figura 331. Distribución espacial del riesgo de la línea vital energía por movimiento en masa, identificada en el municipio de Jericó.

15.1.3.3 Análisis de riesgo de línea vital – vías por movimiento en masa

En el polígono se evidencia un nivel de riesgo alto para la red vial, que corresponde al 3% de las vías evaluadas (aproximadamente 72.62m.), las cuales se caracterizan por presentar valores altos de vulnerabilidad y altos para la amenaza, las vías con este riesgo se localizan en el oriente del polígono (Figura 332).

El riesgo medio corresponde al 24% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por

presentar valores bajos de vulnerabilidad y altos para la amenaza, las vías con este riesgo se localizan en sur del polígono.

El riesgo bajo corresponde al 73% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores bajos de vulnerabilidad y bajos a medios para la amenaza, las vías con este riesgo se localizan oriente y el sur del polígono.

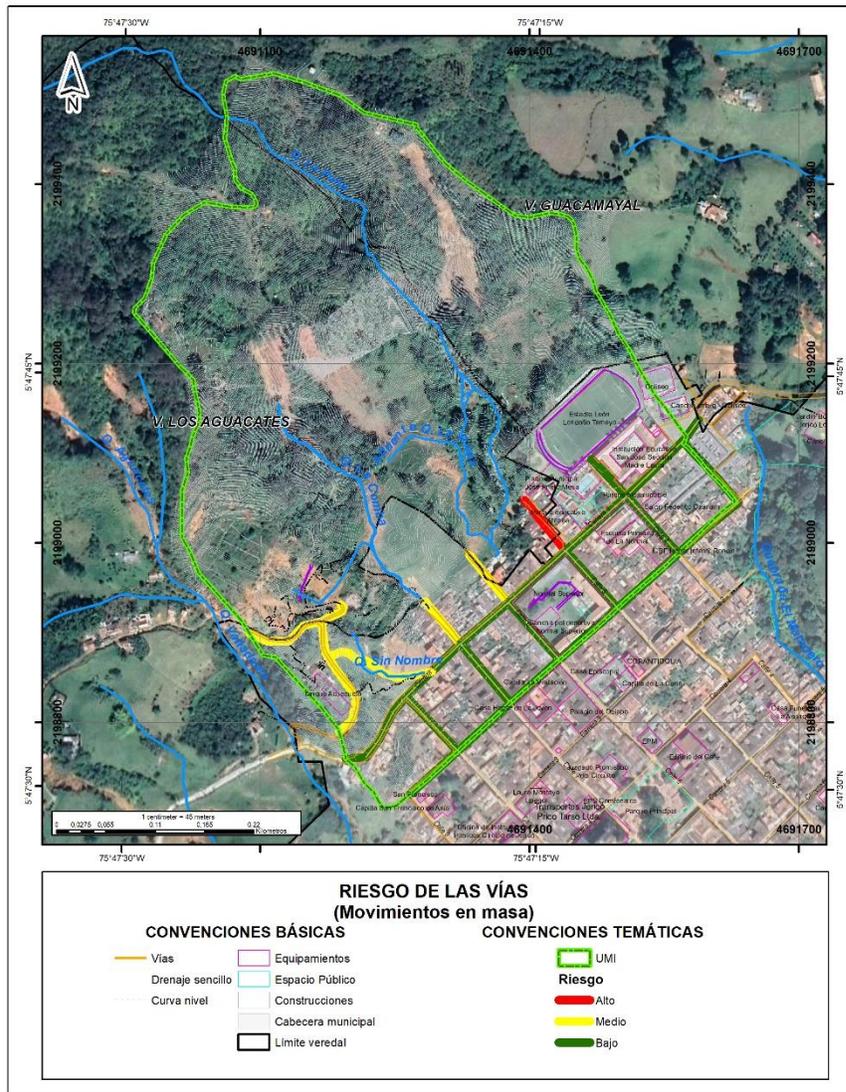


Figura 332. Distribución espacial del riesgo de la línea vital vías por movimiento en masa, identificada en el municipio de Jericó.

15.1.3.4 Análisis de riesgo de línea vital – alcantarillado por movimiento en masa

En el polígono se evidencia un nivel de riesgo medio para la red del alcantarillado, que

corresponde al 3%, y se caracterizan por presentar valores bajos de vulnerabilidad y altos para la amenaza, los tramos de alcantarillado con este riesgo se localizan en el sur del polígono (Figura 333).

El riesgo bajo corresponde al 97% de las redes evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores bajos de vulnerabilidad y bajos para la amenaza, las redes con este riesgo se localizan a lo largo del polígono estudiado.

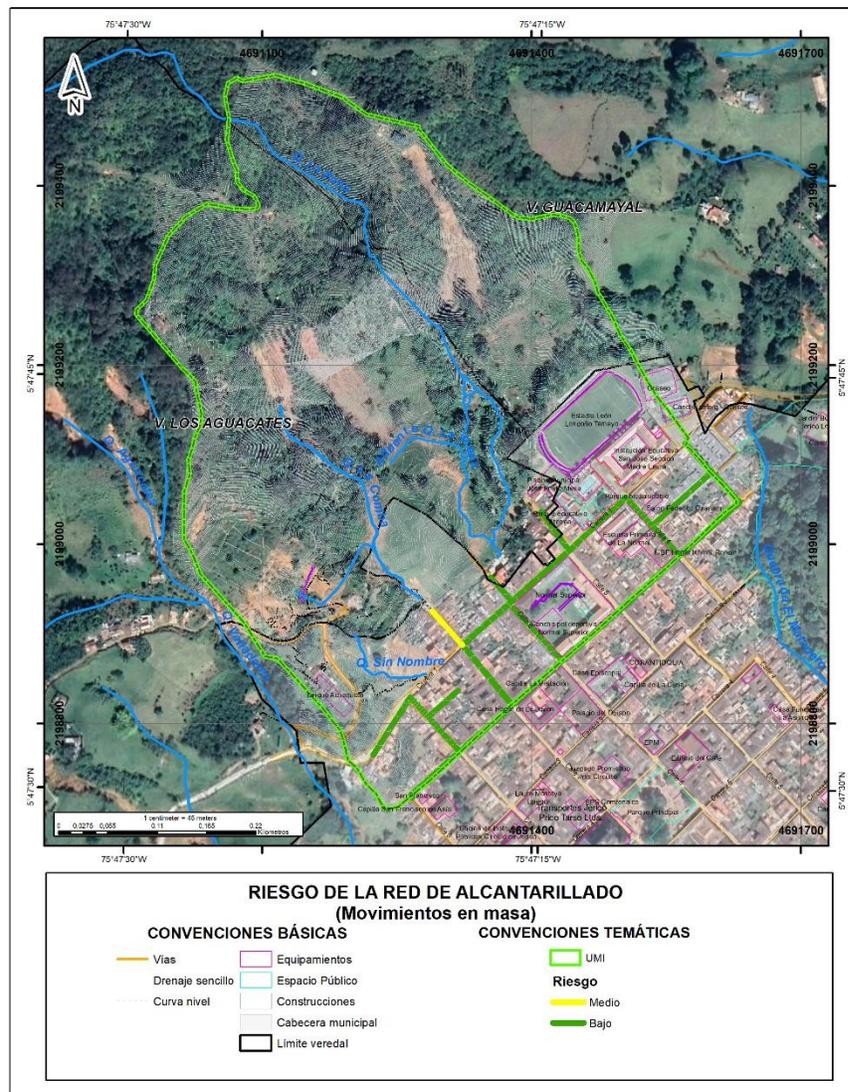


Figura 333. Distribución espacial del riesgo de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el municipio de Jericó.

15.1.4 ANÁLISIS DE RIESGO POR AVENIDAS TORRENCIALES

15.1.4.1 Análisis de riesgo de las construcciones por avenidas torrenciales

En el polígono se evidencia un nivel de riesgo alto para las construcciones, correspondiente al 8%, las cuales se caracterizan por presentar valores medios a altos de vulnerabilidad y medios a altos para la amenaza, estas edificaciones se localizan a lo largo del polígono. Adicionalmente, en el sur occidente de la zona de estudio, se identifica el nivel de riesgo bajo, representado por el 92%, caracterizado por mostrar valores bajos de vulnerabilidad y altos para la amenaza(Figura 334).

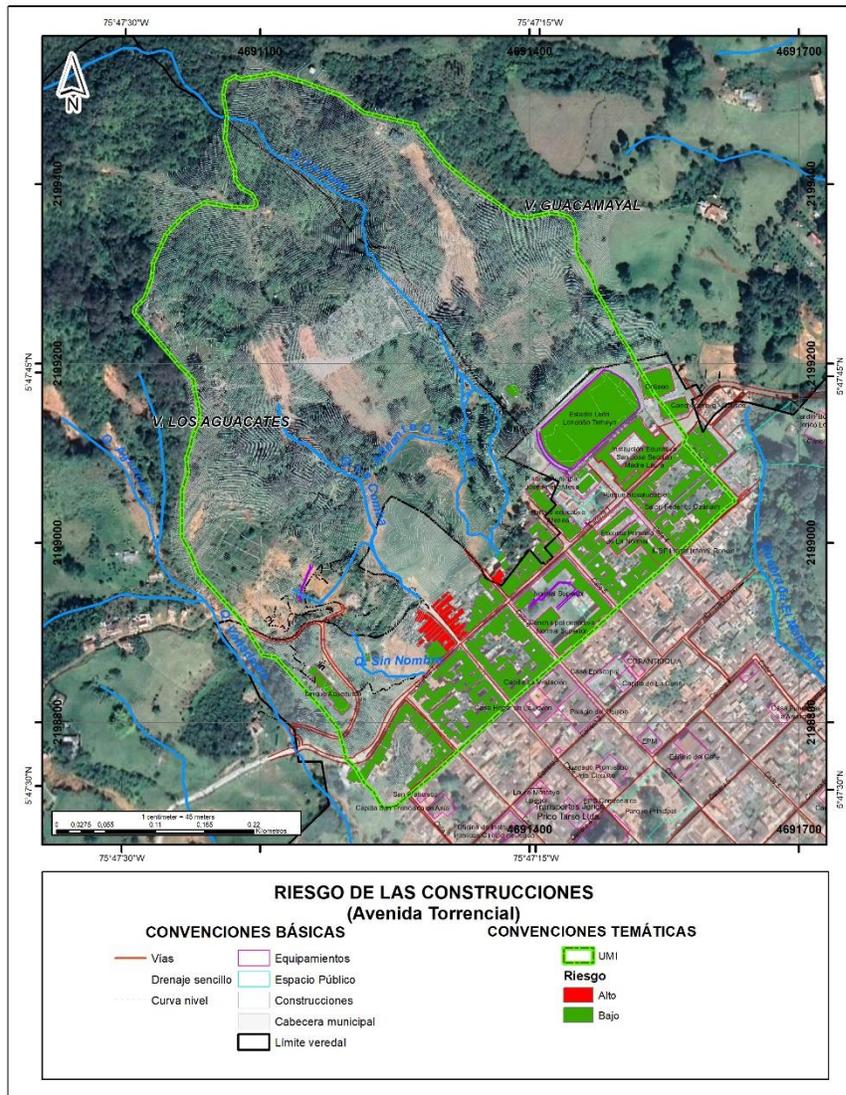


Figura 334. Distribución espacial del riesgo de las construcciones por avenidas torrenciales, identificada en el municipio de Jericó.

15.1.4.2 Análisis de riesgo de línea vital – energía por avenidas torrenciales

En el polígono se evidencia un nivel de riesgo alto para un poste de energía, localizado dentro de la mancha de la avenida torrencial, el cual se caracteriza por presentar valores medios de vulnerabilidad y altos para la amenaza y se ubica en el oriente del polígono (Figura 335).

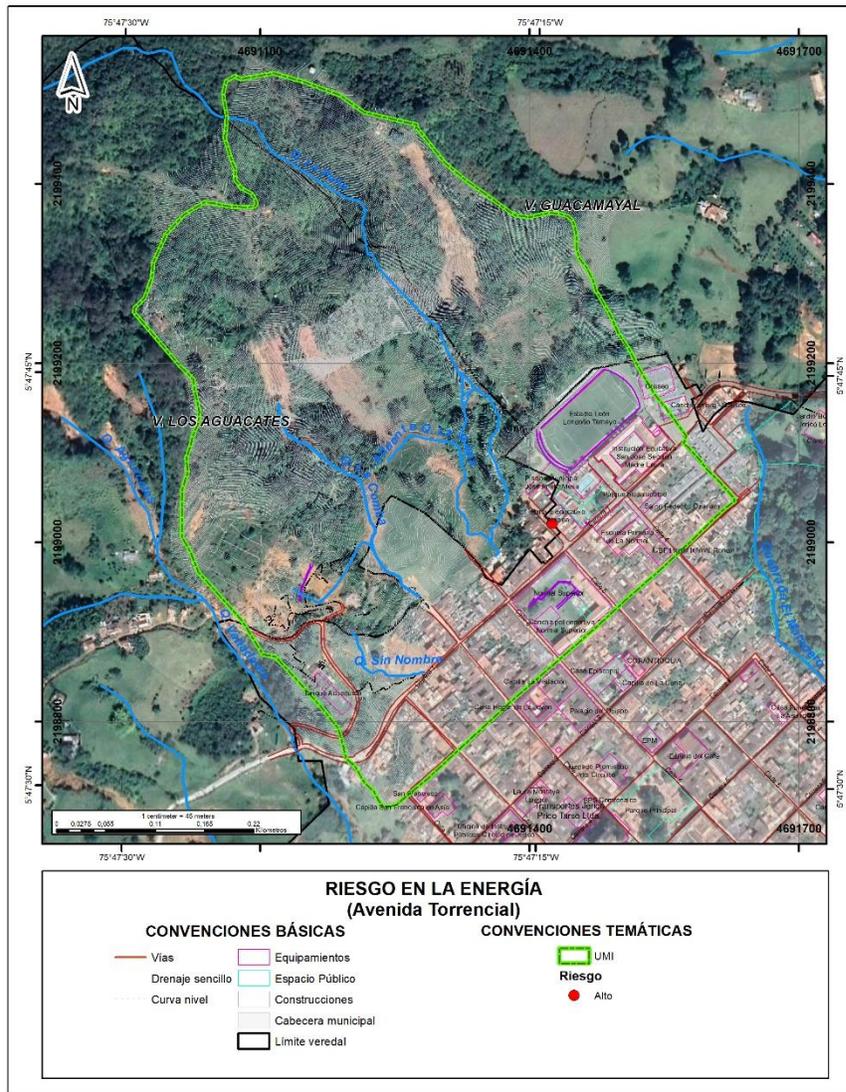


Figura 335. Distribución espacial del riesgo de la línea vital energía por avenidas torrenciales, identificada en el municipio de Jericó.

15.1.4.3 Análisis de riesgo de línea vital – vías por avenidas torrenciales

En el polígono se evidencia un nivel de riesgo alto para la red vial, que corresponde al 93% de las vías evaluadas (aproximadamente 1313.8m.), las cuales se caracterizan por presentar valores bajos, medios y altos de vulnerabilidad y altos para la amenaza, las vías con este riesgo se localizan en el sur del polígono (Figura 336).

El riesgo medio corresponde al 7% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores bajos de vulnerabilidad y altos para la amenaza, las vías con este riesgo se localizan en suroriente del polígono.

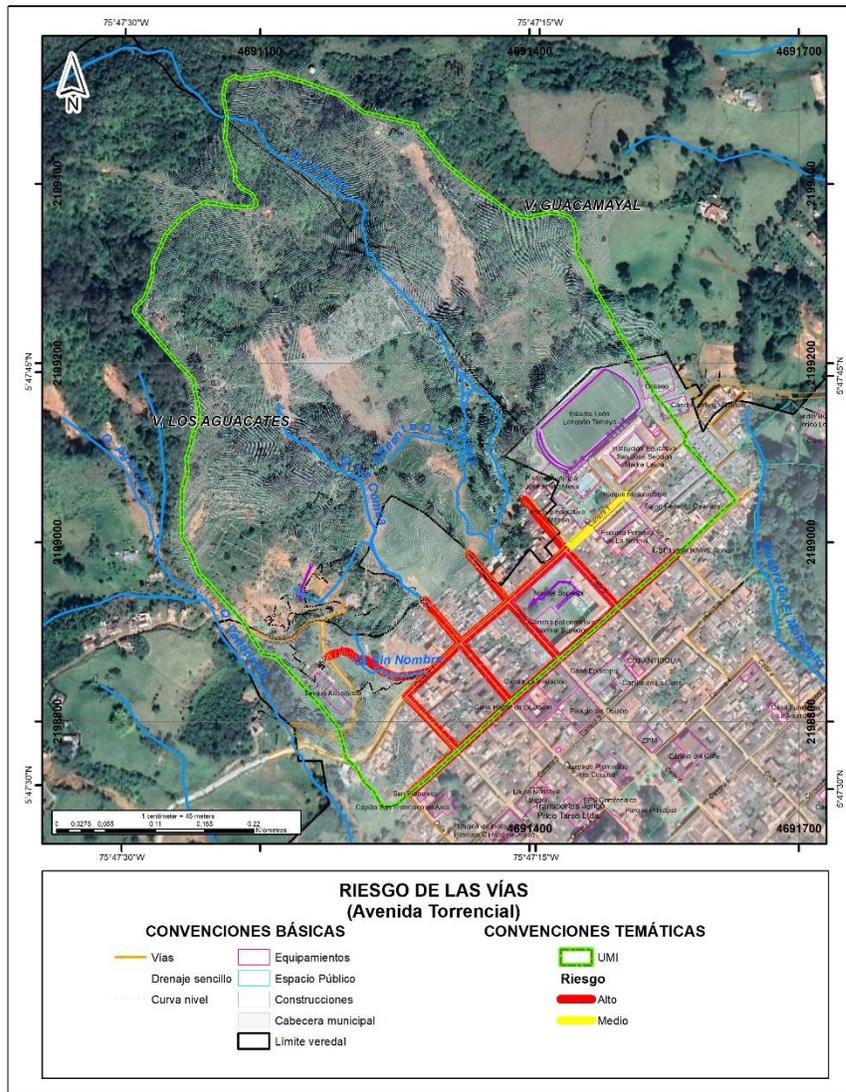


Figura 336. Distribución espacial del riesgo de la línea vital vías por avenidas torrenciales, identificada en el municipio de Jericó.

15.1.4.4 Análisis de riesgo de línea vital – alcantarillado por avenidas torrenciales

En el polígono se evidencia un nivel de riesgo alto para la red del alcantarillado, que corresponde al 27% y se caracteriza por presentar valores medios de vulnerabilidad y altos para la amenaza, los tramos de alcantarillado con este riesgo se localizan en el sur del polígono (Figura 337).

El riesgo medio corresponde al 46% de las redes evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores bajos de vulnerabilidad y altos para la amenaza y se localizan en el suroriente y suroccidente del polígono estudiado.

El riesgo bajo corresponde al 27% de las redes evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores bajos de vulnerabilidad y medios para la amenaza y se localizan en el suroriente del polígono estudiado.

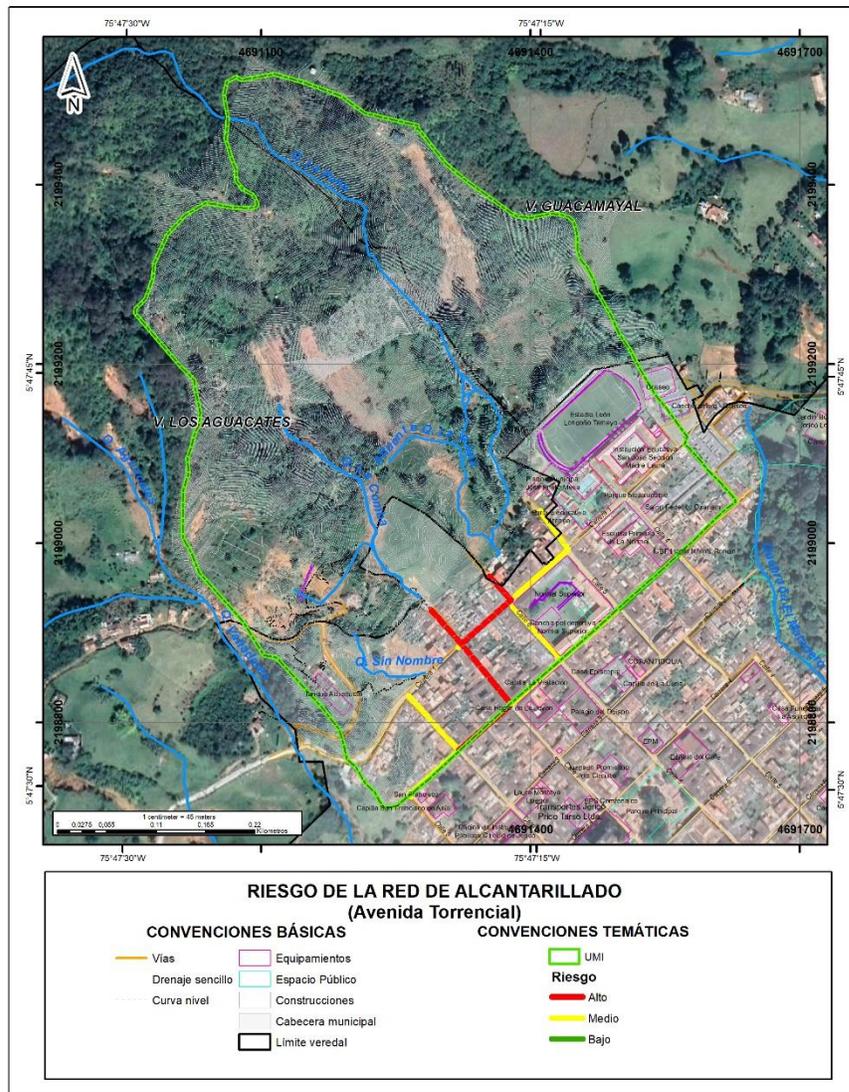


Figura 337. Distribución espacial del riesgo de la línea vital alcantarillado por avenidas torrenciales, identificada en el municipio de Jericó.

15.1.5 ANÁLISIS DE RIESGO POR INUNDACIÓN

15.1.5.1 Análisis de riesgo de las construcciones por inundación

En el polígono se evidencia un nivel de riesgo bajo para las construcciones, correspondiente al 100%, las cuales se caracterizan por presentar valores medios a altos de vulnerabilidad y altos para la amenaza, estas edificaciones se localizan a lo largo del polígono (Figura 338).

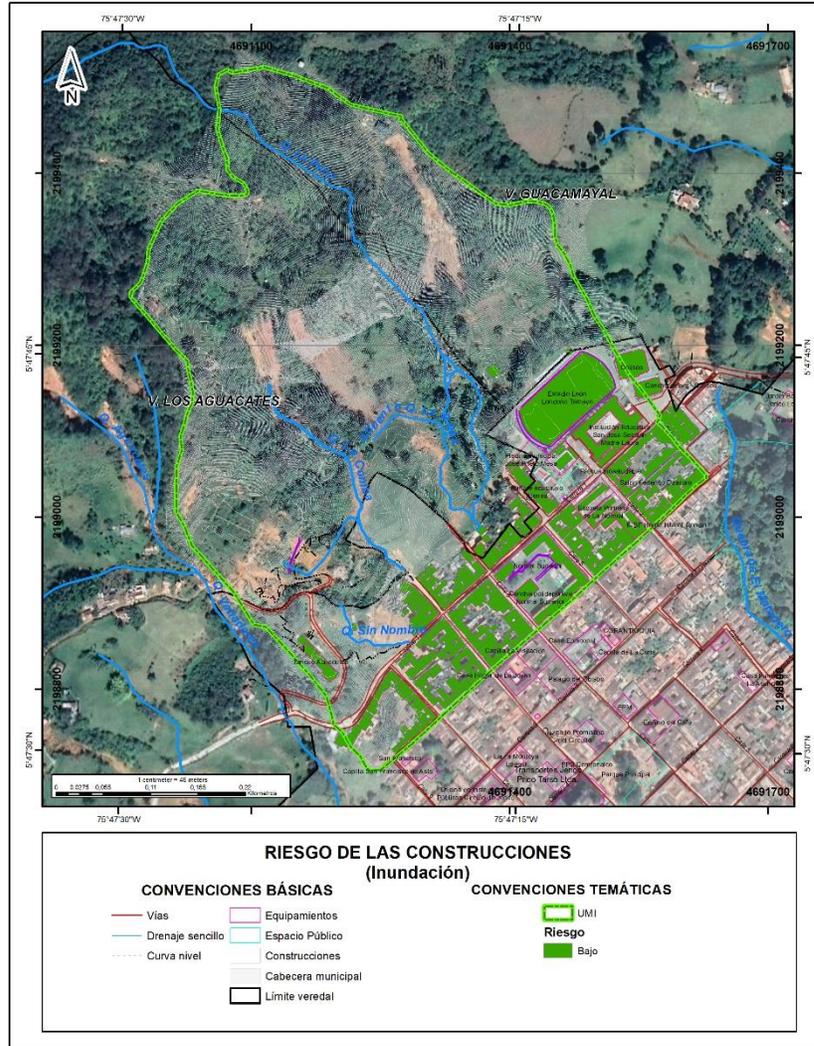


Figura 338. Distribución espacial del riesgo de las construcciones por inundación, identificada en el municipio de Jericó.

15.1.5.2 Análisis de riesgo de línea vital – energía por inundación

En el polígono se evidencia un nivel de riesgo alto para un poste de energía, localizado dentro de la mancha de la avenida torrencial, el cual se caracteriza por presentar valores altos de vulnerabilidad y altos para la amenaza y se ubica en el oriente del polígono (Figura 339).

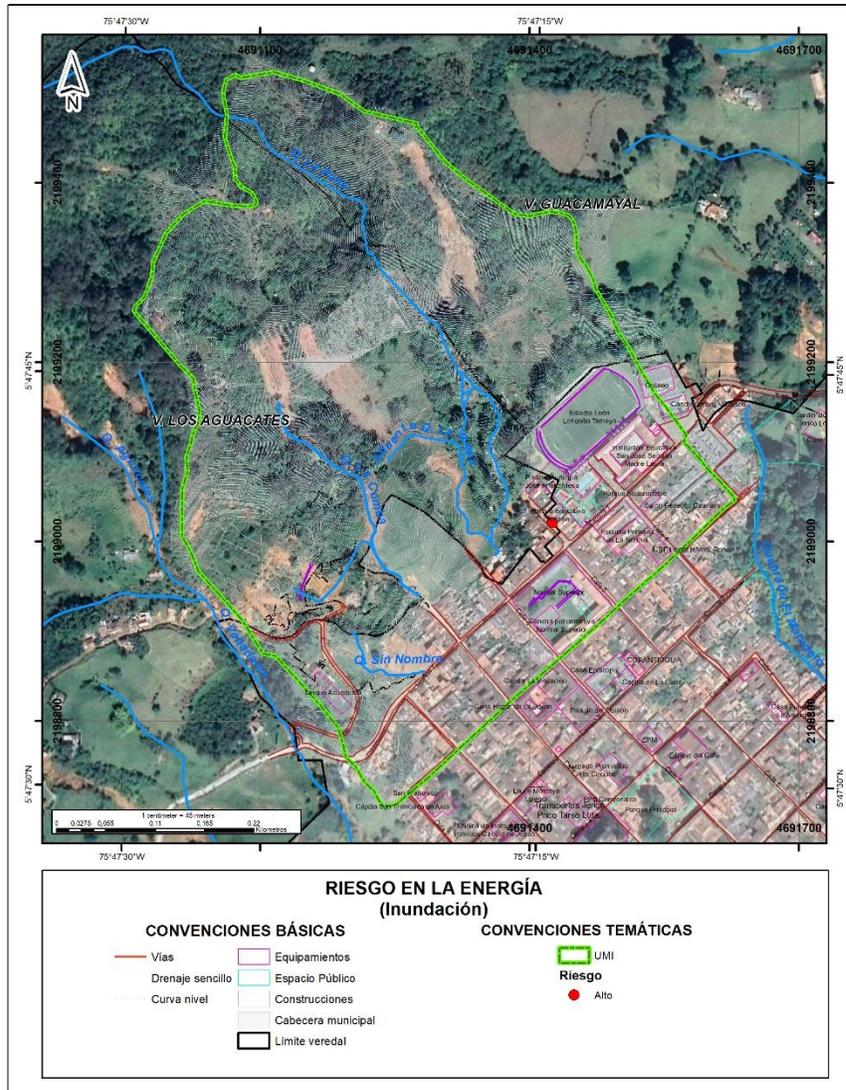


Figura 339. Distribución espacial del riesgo de la línea vital energía por inundación, identificada en el municipio de Jericó.

15.1.5.3 Análisis de riesgo de línea vital – vías por inundación

En el polígono se evidencia un nivel de riesgo alto para la red vial, que corresponde al 87% de las vías evaluadas (aproximadamente 1313.8m.), las cuales se caracterizan por presentar valores altos de vulnerabilidad y altos para la amenaza, las vías con este riesgo se localizan a lo largo del polígono (Figura 340).

El riesgo medio corresponde al 13% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores bajos de vulnerabilidad y altos para la amenaza, las vías con este riesgo se localizan en suroriente del polígono.

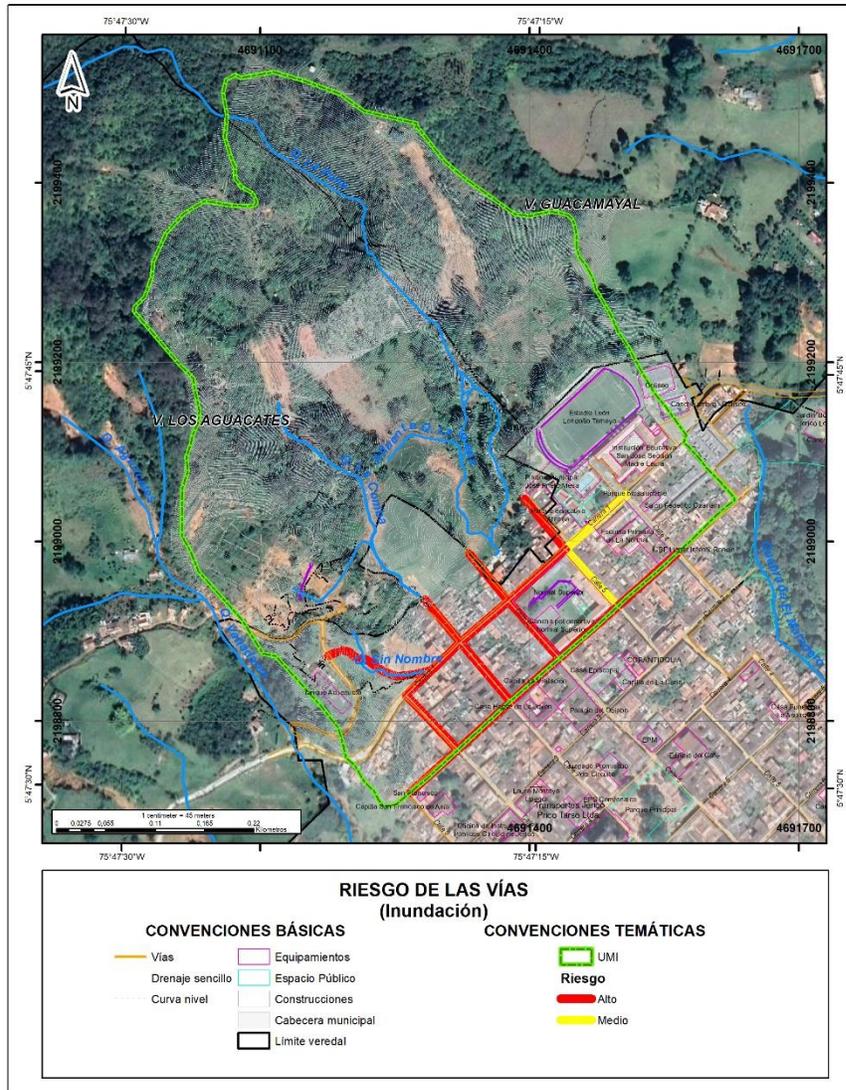


Figura 340. Distribución espacial del riesgo de la línea vital vía por inundación, identificada en el municipio de Jericó.

15.1.5.4 Análisis de riesgo de línea vital – alcantarillado por inundación

En el polígono se evidencia un nivel de riesgo alto para la red del alcantarillado, que corresponde al 10% y se caracteriza por presentar valores medios de vulnerabilidad y altos para la amenaza, los tramos de alcantarillado con este riesgo se localizan en el sur del polígono (Figura 341).

El riesgo medio corresponde al 90% de las redes evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores bajos de vulnerabilidad y altos para la amenaza y se localizan en el suroriente y suroccidente del polígono estudiado.

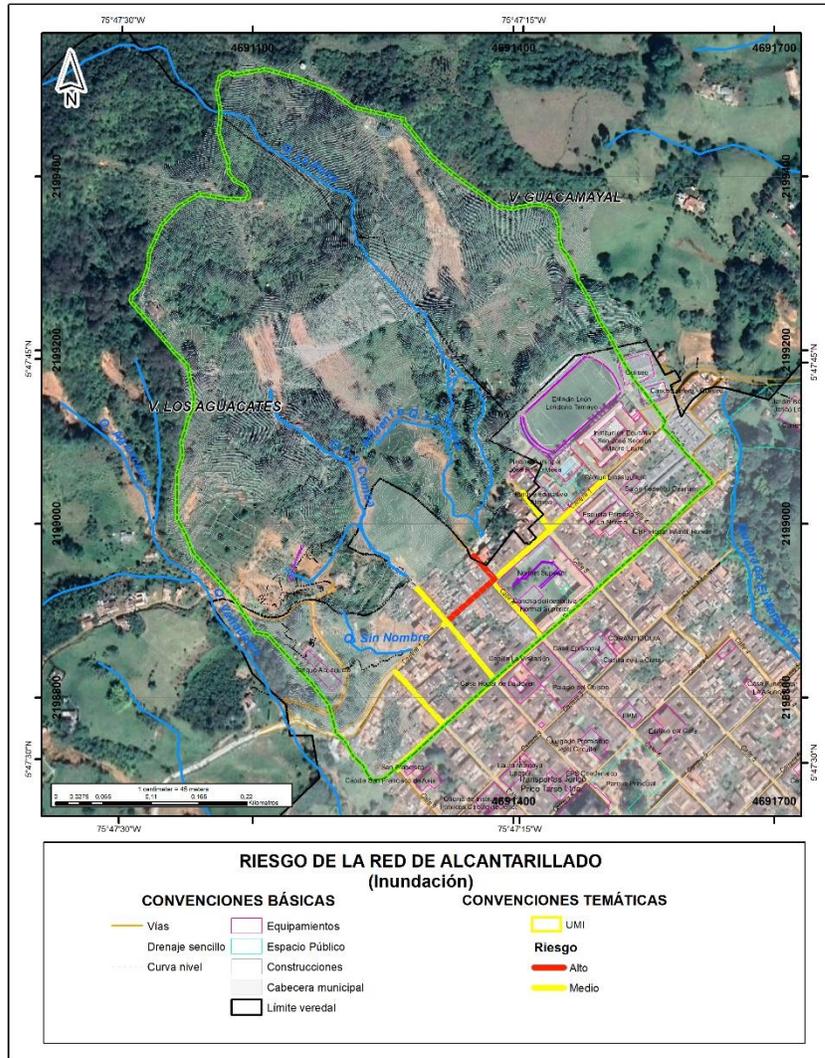


Figura 341. Distribución espacial del riesgo de la línea vital alcantarillado por inundación, identificada en el municipio de Jericó.

16. MEDIDAS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES PARA LA MITIGACIÓN DEL RIESGO

16.1 HIDROGEOLOGÍA

Como medidas de manejo se proponen medidas preventivas de monitoreo con la instalación de un pluviómetro hacia la parte alta de la zona de estudio (sector Las Nubes) y la medición continua de los niveles estáticos de los piezómetros, para correlacionar eventos de alta precipitación con la respuesta de los niveles de agua subterránea. Se propone la construcción y adecuación de obras para abatir los niveles freáticos en el quiebre de pendiente (zona media del área de estudio), para esto se presentaron diferentes métodos que pueden ser considerados. Se recomienda la construcción de obras de drenaje destinadas a abatir los niveles freáticos de la ladera y así garantizar la estabilidad de la margen occidental de la zona de estudio, además de considerar el uso de barreras, obras de encauzamiento, geodrenes y protección de muros de contención, con el objetivo de mitigar la influencia de los niveles de agua sobre la parte alta del casco urbano.

Los piezómetros construidos en la zona de estudio tienen como finalidad conocer las variaciones del nivel freático en diferentes épocas con el fin de conocer la dinámica entre agua superficial y subterránea.

Para el presente proyecto los piezómetros fueron utilizados para calibrar los niveles simulados por el modelo numérico, con datos reales de campo. Se ejecutaron tres campañas de campo durante dos meses, y no se observaron variaciones en los niveles de agua subterránea.

Como se mencionó anteriormente, se recomienda continuar con el monitoreo de estos niveles de manera que permitan establecer, en un periodo de mínimo un año, teniendo en cuenta el ciclo anual de precipitación, si existe una relación entre la lluvia y el agua subterránea que pueda ser una detonante para los procesos de inestabilidad en la zona.

Generalmente las mediciones de niveles de agua subterránea cuando son manuales, por medio de sonda de nivel, se realizan diarias, o una vez en la semana dependiendo del número de puntos, y personal disponible. Para la implementación de un sistema de alerta se recomienda la instalación de registradores automáticos de niveles de agua subterránea, los cuales se programan para que almacenen información cada segundo, minuto, o cada hora. Estos correlacionados con la información de lluvia, con el uso de pluviómetros, permiten generar la línea base, para la determinación de umbrales y generación de alertas.

En conclusión, teniendo en cuenta el sistema de medición actual y el recurso disponible, se recomienda que se realicen mediciones dos veces por semana, idealmente diarias en periodos de lluvias. En las mediciones manuales se recomienda lo siguiente:

- Procurar que el personal que realice el registro este capacitado para la toma de datos. Una vez se cambie de personal se debe consignar en un formato.
- Se recomienda diligenciar una hoja de calculo que contenga la siguiente información: ID-Piezómetro, Fecha, Día, Hora, Nivel de agua subterránea 1, Nivel de agua subterránea 2, Nivel de agua subterránea 3 (**realizar tres mediciones mínimas para cada piezómetro**), persona que realizó la medición, celular, correo, estado del piezómetro (buen estado – mal estado), Clima (Lluvioso, seco), Lluvia el día anterior (si -no), observaciones (mencionar el estado del piezómetro, si la sonda bajo libremente y si hubo lluvias precedentes).
- Los piezómetros deben dejarse asegurados, las llaves debidamente marcadas para cada candado.

Como se menciona anteriormente la información piezométrica debe ser correlacionada con información de lluvia, con la instalación de pluviómetros, que, si no son automáticos, se garantizar que se tomen datos en los mismos días que se realiza la medición de piezómetros.

16.2 GEOTECNIA

Basado en los resultados de los análisis de estabilidad para la condición actual, mostrados en los capítulos previos y en las visitas de campo que permitieron ajustar los diferentes modelos geológico-geotécnicos, se presentan conclusiones y recomendaciones pertinentes desde el área de geotecnia.

Con base en los resultados de los análisis de estabilidad para la condición actual (tanto estática como pseudoestática) y para las situaciones extremas que consideraban la elevación del nivel freático para evaluar la amenaza por deslizamientos profundos y la saturación de las capas superficiales para analizar la amenaza por movimientos superficiales, se concluyó que todos los perfiles evaluados presentaban amenaza alta en la condición estática con factores de seguridad por debajo de 1.2, en tanto que para la condición pseudoestática, movimientos en masa profundos y movimientos en masa superficiales, la amenaza se clasificó como media, de acuerdo con los resultados obtenidos. Con el fin de disminuir el grado de amenaza de estos sectores que repercute en la probabilidad de afectación de las construcciones y personas que habitan en los alrededores de estas zonas, se hace necesario proponer una serie de obras y acciones que permitan mitigar el riesgo sobre estas zonas vulnerables.

Ahora bien, es evidente que la zona de estudio se puede subdividir en 3 subzonas de acuerdo con las condiciones geotécnicas, topográficas y el tipo de afectación posible (Figura 342): la primera corresponde a la zona suroccidental del área de estudio donde se evidencia un movimiento en masa de gran extensión y de características profundas que afecta la antigua zona del Hotel Mirador, cercana a la zona de la actual planta de tratamiento y una segunda subzona corresponde al escarpe del Cerro Las Nubes y el sector centro oriental del área de

estudio. En la zona del escarpe como se mencionó anteriormente, se han presentado algunos desprendimientos de suelo y vegetación que afectaron recientemente el área urbana, en tanto que en el sector centro oriental del área evaluada se tienen terrenos de pendientes moderadas a suaves afectados por niveles freáticos superficiales, zonas de empozamiento y probabilidad de movimientos en masa profundos.

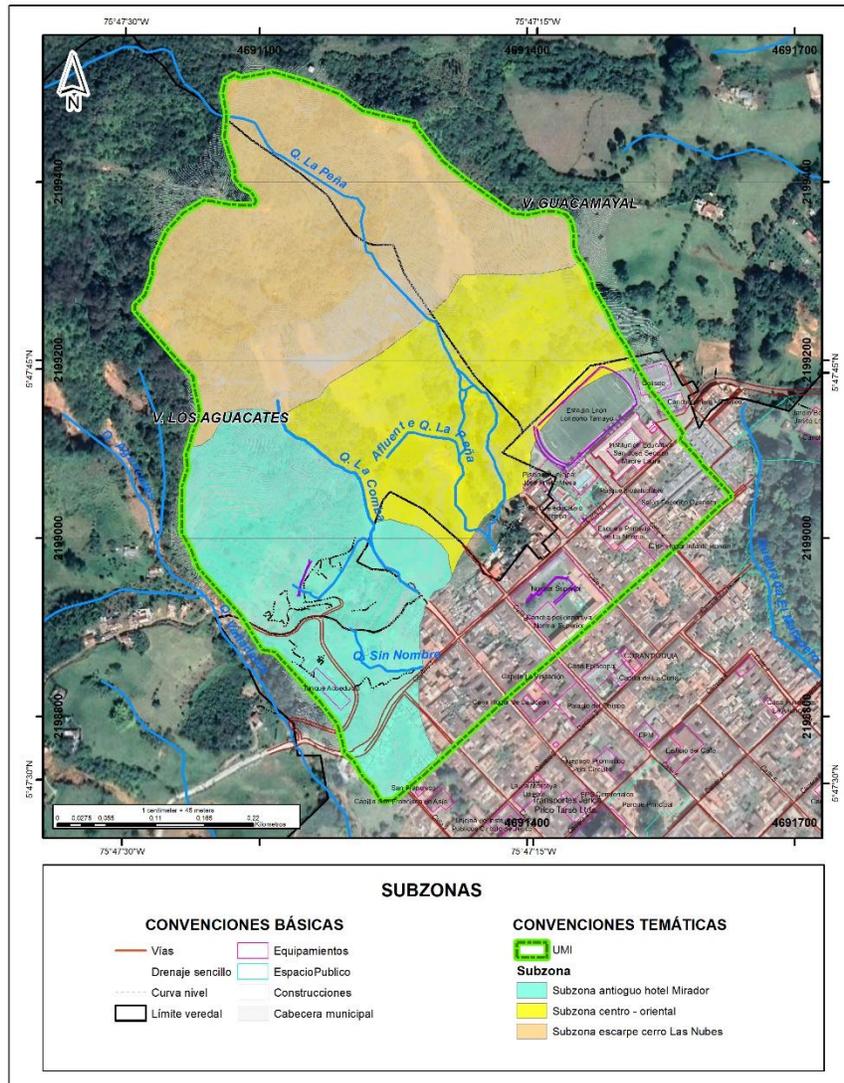


Figura 342. Localización de las 3 subzonas en las que se dividen las recomendaciones para el área de estudio.

Teniendo en cuenta las características disimiles enunciadas anteriormente, en relación con las condiciones topográficas, geotécnicas y de afectación, las recomendaciones deben igualmente enfocarse al origen de la inestabilidad y corregir las causas que la generan o que la pueden generar. Por lo anterior, se presentarán las recomendaciones de manera específica para cada uno de estos sectores antes mencionados.

16.2.1 SUBZONA ANTIGUO HOTEL MIRADOR

Como se mencionó anteriormente, en este sector es evidente un proceso inestable o movimiento en masa de grandes proporciones que afecta la zona del antiguo hotel El Mirador, el cual fue verificado en campo, mediante recorridos a lo largo de la superficie de falla que se observa en el terreno. Para el análisis de estabilidad de este sector, en la condición actual, se evaluaron los perfiles 1, 2 y 3 que como se dijo anteriormente, arrojaron factores de seguridad inferiores a 1.2 indicando una zona de amenaza alta por movimientos en masa. El movimiento en masa dadas sus condiciones topográficas y geotécnicas presenta movimientos lentos que se aceleran durante los periodos invernales, en donde se han observado deformaciones de varios decímetros.

Para este sector se ha considerado estabilizar la zona mediante alternativas que permitan contener el proceso morfodinámico y que, por lo tanto, deben enfocarse en proporcionar la restricción del movimiento utilizando elementos que proporcionen fuerzas resistentes que se opongan al desplazamiento, en conjunción con obras para el control y manejo de las aguas tanto superficiales como subsuperficiales. Con base en esta premisa, se proponen dos alternativas de estabilización para el sector del antiguo Hotel El Mirador. Una primera alternativa considera la implementación de sistemas de anclajes activos distribuidos en dos sectores, los cuales se ubicarán en las zonas achuradas que se muestra en la figura siguiente. La batería superior de anclajes se ubicaría entre las cotas 2025 y 2040 m.s.n.m, aproximadamente y consta de un sistema de 8 líneas de anclajes activos cada uno de 40 metros de longitud, tensionados a una fuerza de 30 toneladas cada uno, que se espaciaron cada 2.50 m tanto horizontal como verticalmente. Estos elementos tendrán una inclinación de 25° con respecto a la horizontal. Cada anclaje consta de 3 torones de ½ pulgada, con 20 m de longitud libre y 20 metros de bulbo, inyectados con el sistema IRS (inyección repetitiva y selectiva) utilizando una presión que puede oscilar entre 120 y 140 p.s.i.

Una segunda batería de anclajes activos se ubicaría entre las cotas 2005 y 2020 y consta de 8 líneas de anclajes activos, de 35 metros de longitud (17.5 m de longitud libre y 17.5 m de bulbo), igualmente inclinados 25° con respecto a la horizontal. Las demás especificaciones de espaciamiento, refuerzo, inyección son similares a las de la batería superior. En las Figura 343 y Figura 344 se muestra la distribución en planta y en perfil de los sistemas anclados propuestos.

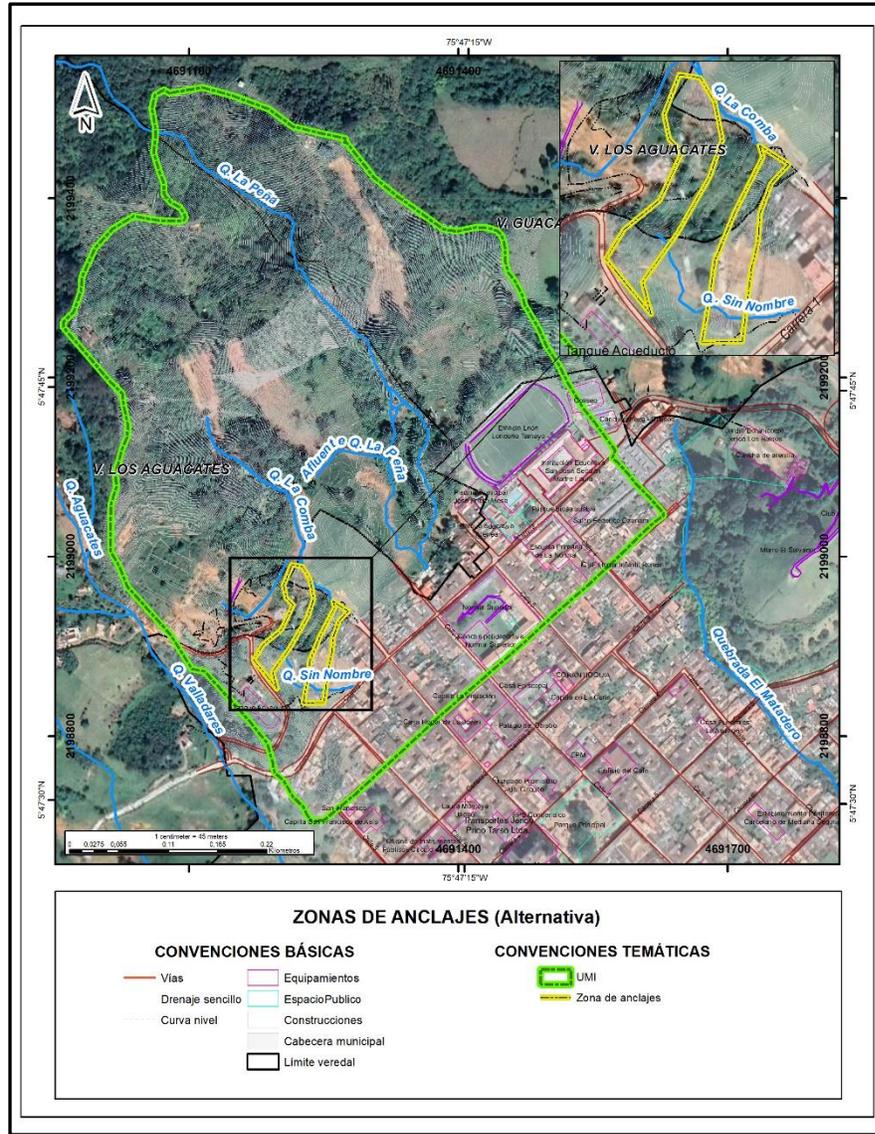


Figura 343. Localización de las zonas de anclajes correspondientes a la alternativa 1.

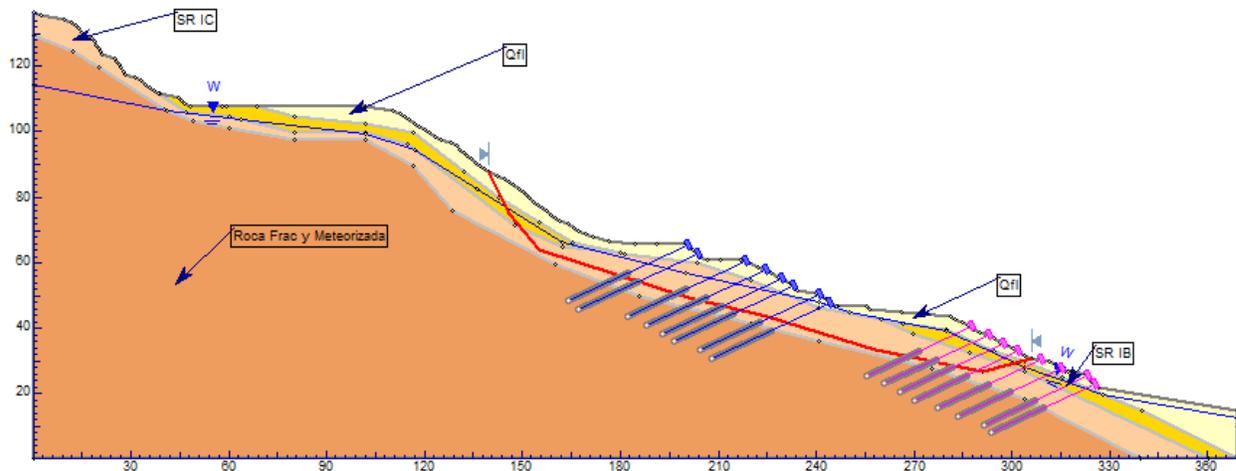


Figura 344. Localización de las zonas de anclajes (Alternativa 1) en el perfil No 1 analizado.

Esta primera alternativa incluye la construcción de drenes subhorizontales distribuidos horizontalmente cada 5 metros y verticalmente se ubicarán cada 2 anclajes. Estos elementos tendrán una longitud no inferior a 25 metros y consisten en tubería de p.v.c ranurada o perforada de 2", envuelta en geotextil no tejido NT 2000 o similar. Los drenes se construirán mediante una perforación levemente inclinada en la dirección de la pendiente del talud (3° a 5°). La tubería de p.v.c del dren se deberá prolongar al menos 0.20 m por fuera de la cara del terreno para facilitar la disposición de las aguas captadas, ya sea en las cunetas proyectadas o en un drenaje natural.

Para captar y conducir las aguas de los drenes se colocará a la salida de cada uno de los drenes una manguera flexible que recoja las aguas de estos y las lleve a un drenaje natural o la red de aguas lluvias del sector. Considerando el espaciamiento mencionado anteriormente, se requiere 4 baterías de drenes subhorizontales, en la primera batería de anclajes, iniciando entre las filas 1 y 2 de anclajes (considerando la fila No 1 como la inferior). En la batería de anclajes inferior, donde se propone la construcción de 8 líneas de anclajes activos, se requiere la construcción de 4 líneas de subdrenes, colocando la primera línea o línea inferior, entre los anclajes de las filas 1 y 2. Al igual que para los drenes de la batería superior de anclajes el espaciamiento horizontal recomendado es de 5 m.

Una segunda alternativa consiste en la construcción de dos pantallas de pilotes de gran diámetro que atraviesen la superficie de falla y se empotren en la roca de mejores condiciones geotécnicas. La propuesta específica se compone de dos filas de pilotes con diámetro de 1.20 m y longitud de 25 metros, que se extienden en longitudes aproximadas de 150 metros, cubriendo toda la zona inestable y empotrándose en los terrenos laterales estables. Los pilotes o pilas pre-excavadas se espaciarán cada 3 diámetros, es decir, se espaciarán cada 3.60 m medidos entre ejes. En la parte superior de las pilas se construirá una viga cabezal o de enlace que permita homogenizar la estructura para que los pilotes realicen un trabajo solidario y eviten deformaciones del terreno. En la Figura 345 se presenta la ubicación de las pantallas

de pilas (líneas verdes claro) y en la Figura 346 se muestra la ubicación de las pantallas de pilas en el perfil No 1.

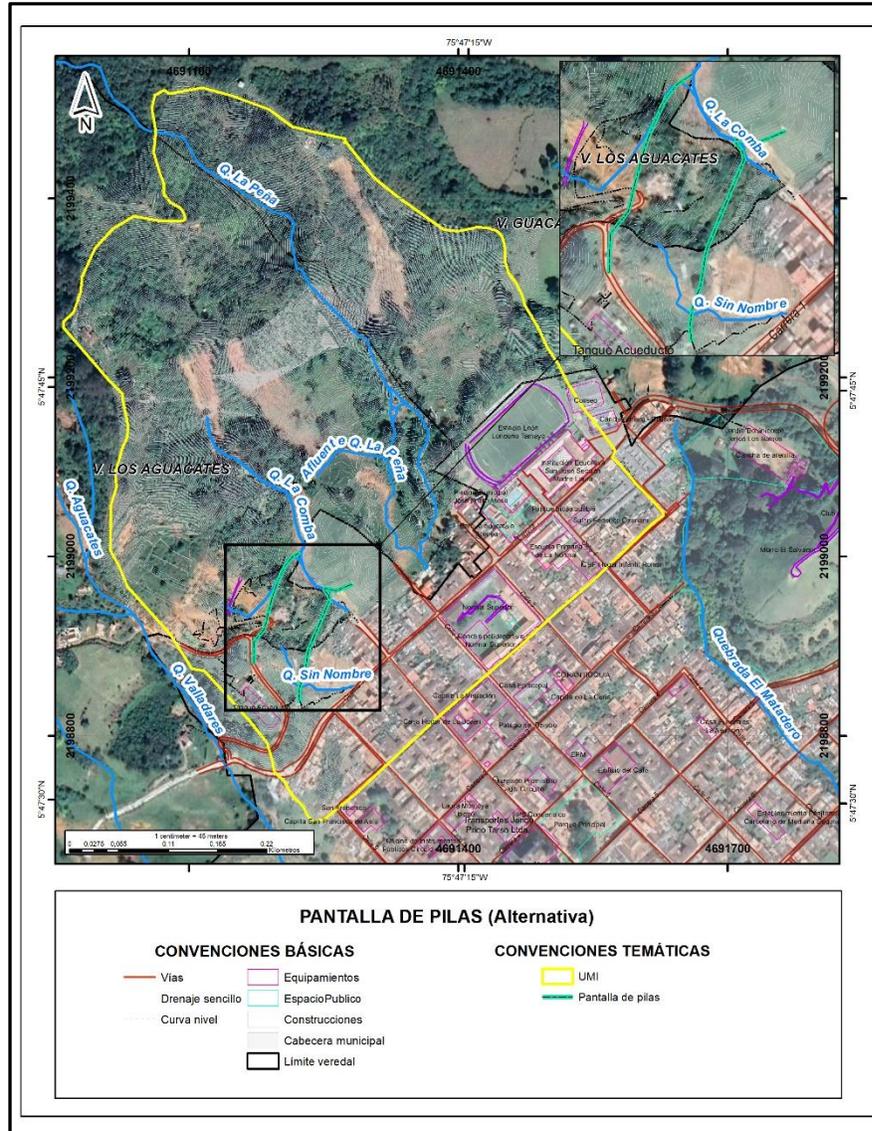


Figura 345. Localización de las pantallas de pilas (alternativa 2).

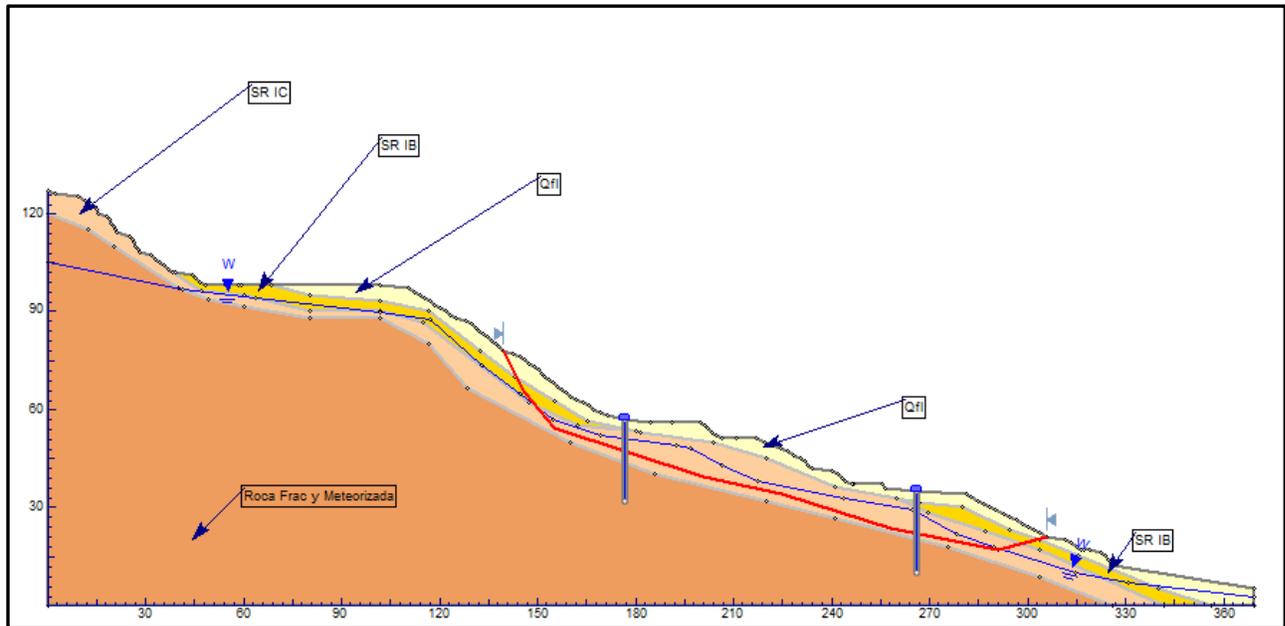


Figura 346. Localización en perfil de las pantallas de pilas (alternativa 2).

Al igual que para la alternativa No 1, la No 2 requiere la construcción de drenes subhorizontales en cantidades y disposición similares a las mencionadas para la alternativa No 1.

Planteadas las dos alternativas de estabilización para la zona del antiguo Hotel El Mirador es necesario evaluarlas cuantitativamente desde el punto de vista de estabilidad, con el fin de verificar que, con ellas, se obtienen factores de seguridad adecuados, que garanticen teóricamente la estabilidad de la zona a intervenir. Los análisis de estabilidad que se presentarán a continuación analizan la falla predeterminada definida en campo y cuya profundidad se definió con base en uno de los inclinómetros que falló mostrando deformaciones que lo inutilizaron a una profundidad de 12 metros.

El análisis de estabilidad para la alternativa 1 consideró en primera instancia no incluir el sistema de drenaje y subdrenaje, con lo cual se obtuvo un factor de seguridad de 1.38 para el caso estático (Figura 347), con una probabilidad de falla de 0.70%, es decir no cumpliría con los valores de factor de seguridad recomendados en diferentes normatividades que sugieren un factor de seguridad no inferior a 1.5 para el caso estático.

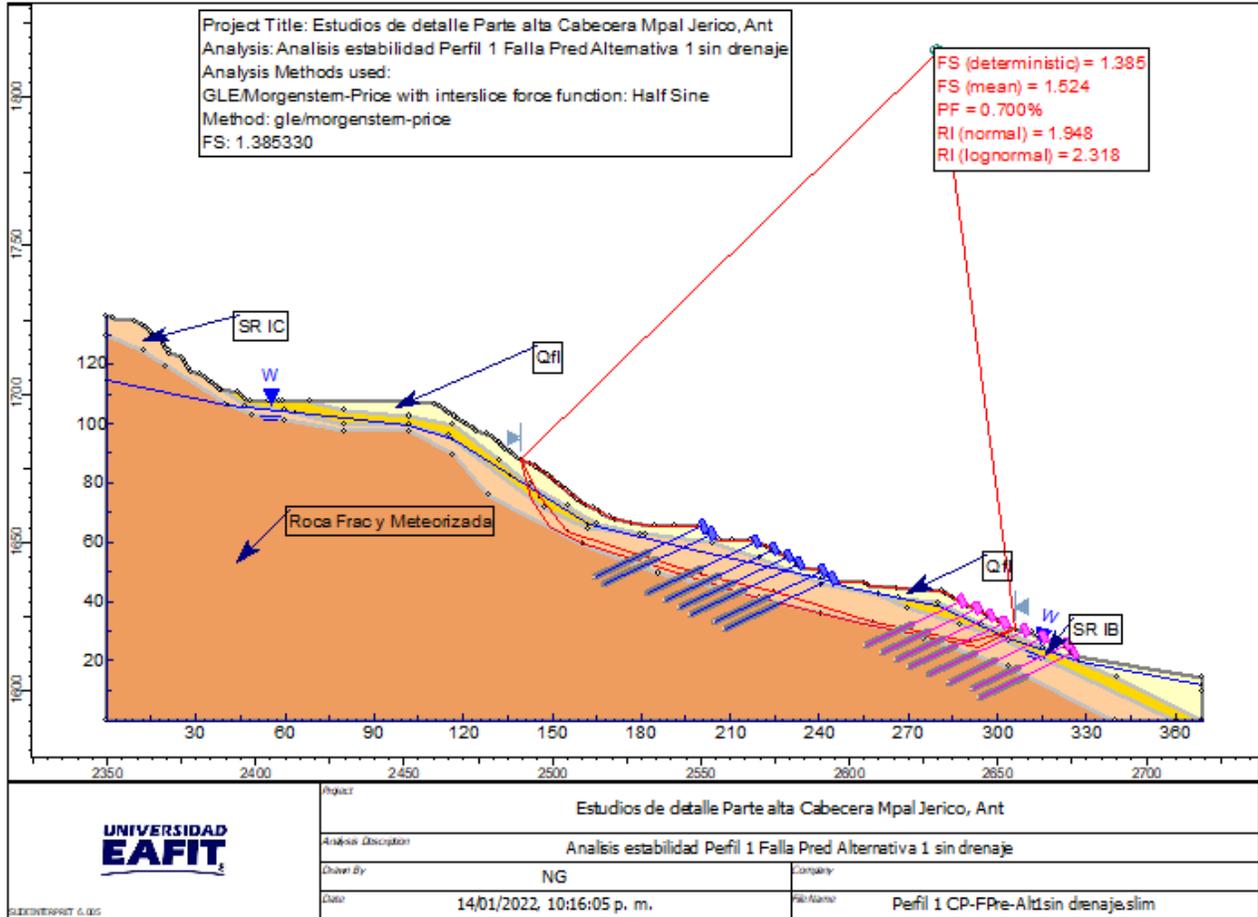


Figura 347. Análisis de estabilidad Alternativa 1 sin drenaje.

Se analizó la estabilidad para esta misma alternativa, pero ahora considerando la inclusión del sistema de subdrenaje, que busca abatir los niveles freáticos detectados a poca profundidad en los diferentes sondeos exploratorios. Bajo esta consideración se obtuvo un factor de seguridad de 1.74 para el caso estático, con una probabilidad de falla de 0.0% (Figura 348), valor que sugiere una adecuada estabilidad y teóricamente garantiza la estabilidad del sector.

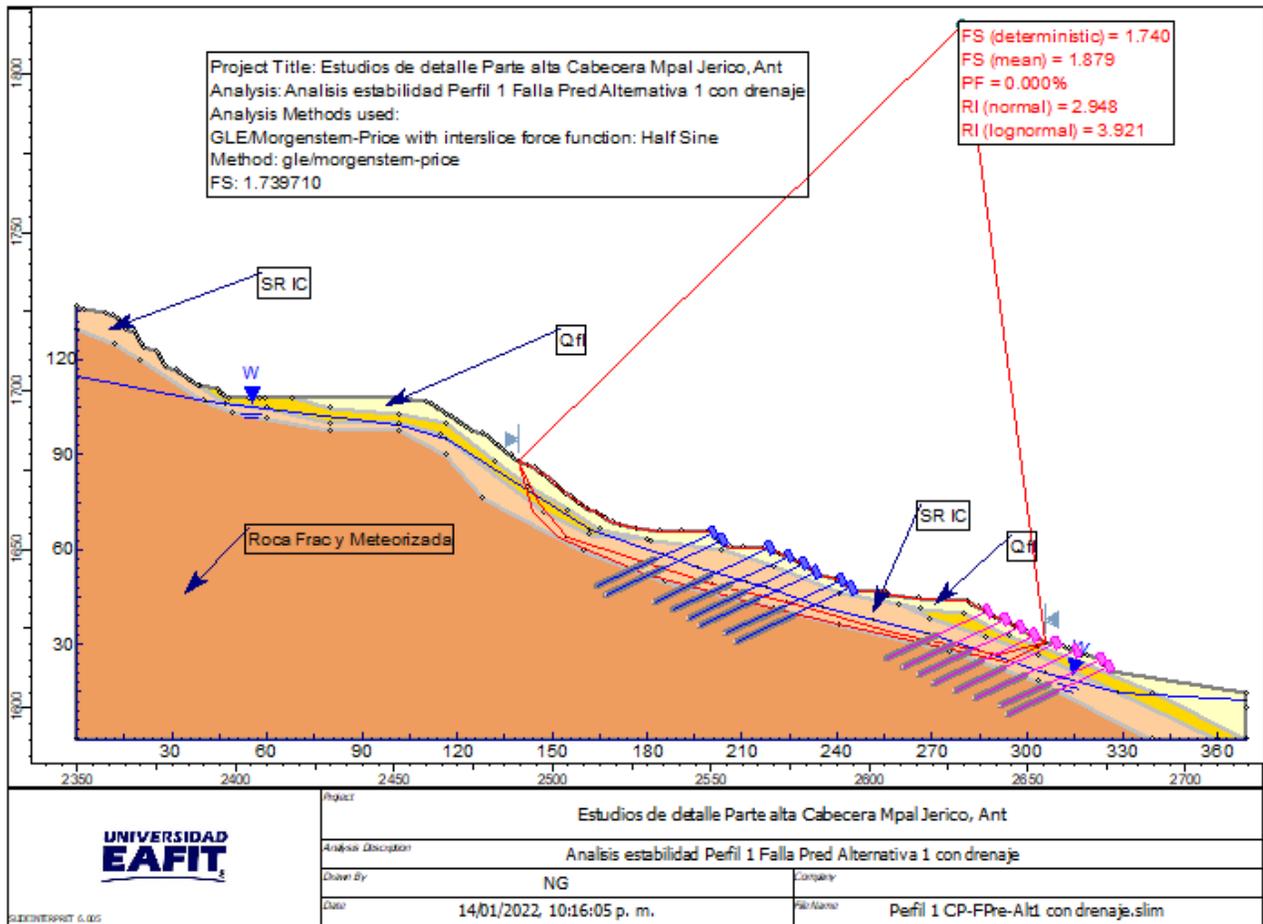


Figura 348. Análisis de estabilidad Alternativa 1 con drenaje.

Para la alternativa 2 que consiste en 2 pantallas de pilas distribuidas en la zona inestable, se obtuvo un factor de seguridad de 1.42 con una probabilidad de falla del 0.20% para el caso en que no considera la instalación del sistema de subdrenaje compuesto por drenes horizontales (Figura 349). Cuando se incluyen los drenes sub-horizontales en la alternativa de estabilización se observa un aumento del factor de seguridad, alcanzando un valor de 1.51, en la condición estática, con una probabilidad de falla de 0.0% el cual satisface los requerimientos exigidos por diferentes normatividades para este tipo de proyectos (Figura 350 y Figura 349).

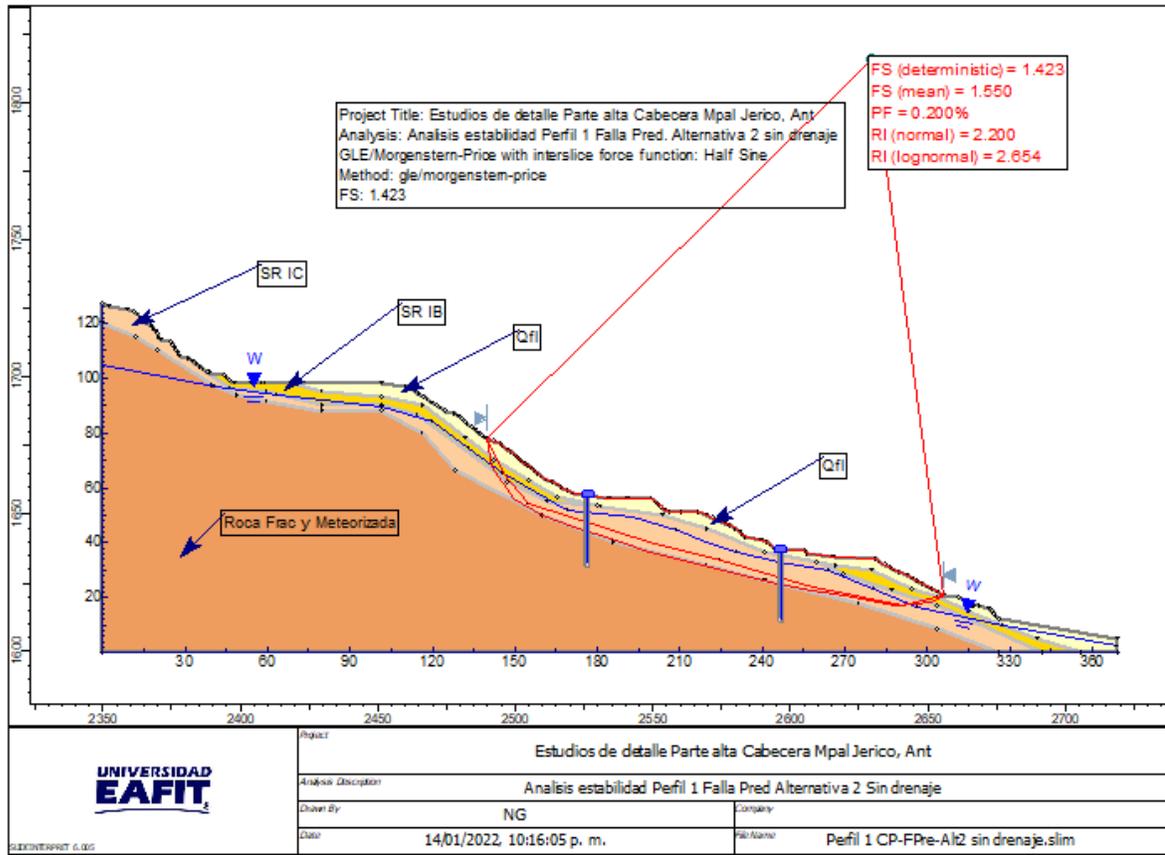


Figura 349. Análisis de estabilidad Alternativa 2 sin drenaje.

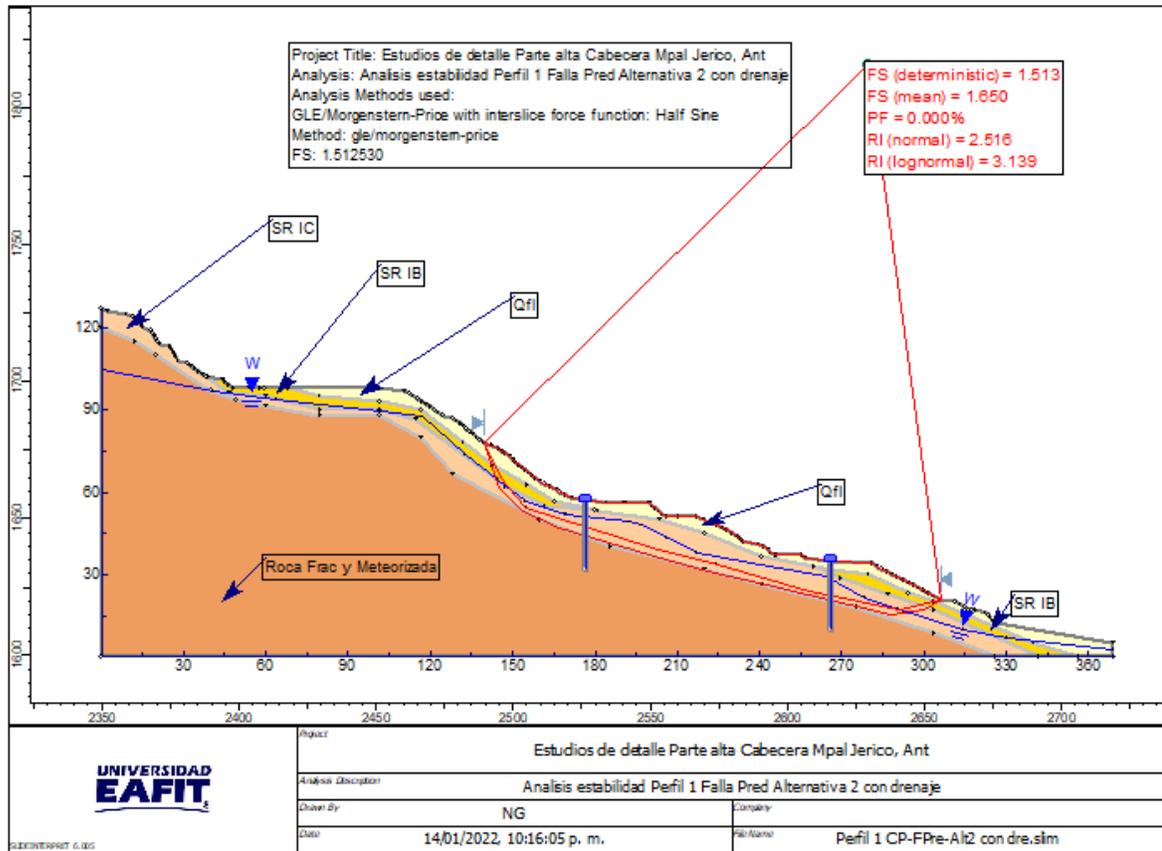


Figura 350. Análisis de estabilidad Alternativa 2 con drenaje.

Las alternativas anteriores permiten teóricamente el control de la inestabilidad evaluada (falla predeterminada) al alcanzar factores de seguridad por encima de 1.5 para el caso estático. Cabe recordar que estas soluciones consideran el drenaje y subdrenaje, requisito indispensable para obtener factores de seguridad por encima de 1.5 en cualquiera de las dos alternativas. Ahora bien, es necesario evaluar las alternativas 1 y 2 para el control de cualquier inestabilidad potencial que se pudiera presentar en la zona de estudio, por lo que se hace necesario analizar la estabilidad no solo para la falla predeterminada, sino para cualquier tipo de falla. A continuación, se realiza el mencionado análisis.

Para realizar el análisis antes mencionado (falla general del talud) se incluye como insumo al software utilizado, la posibilidad de utilizar cualquier tipo de falla en todo el talud evaluado, permitiendo así analizar otras potenciales fallas. Bajo esta consideración se obtuvo que el factor de seguridad para la condición estática teniendo en cuenta la alternativa 1 (anclajes activos y drenes subhorizontales) es de 0.97 con una probabilidad de falla de 33.70%, para una falla circular que potencialmente se presentaría en el talud superior de la zona evaluada, por debajo de la zona de los Aguacates intervenida en años pasados (Figura 351).

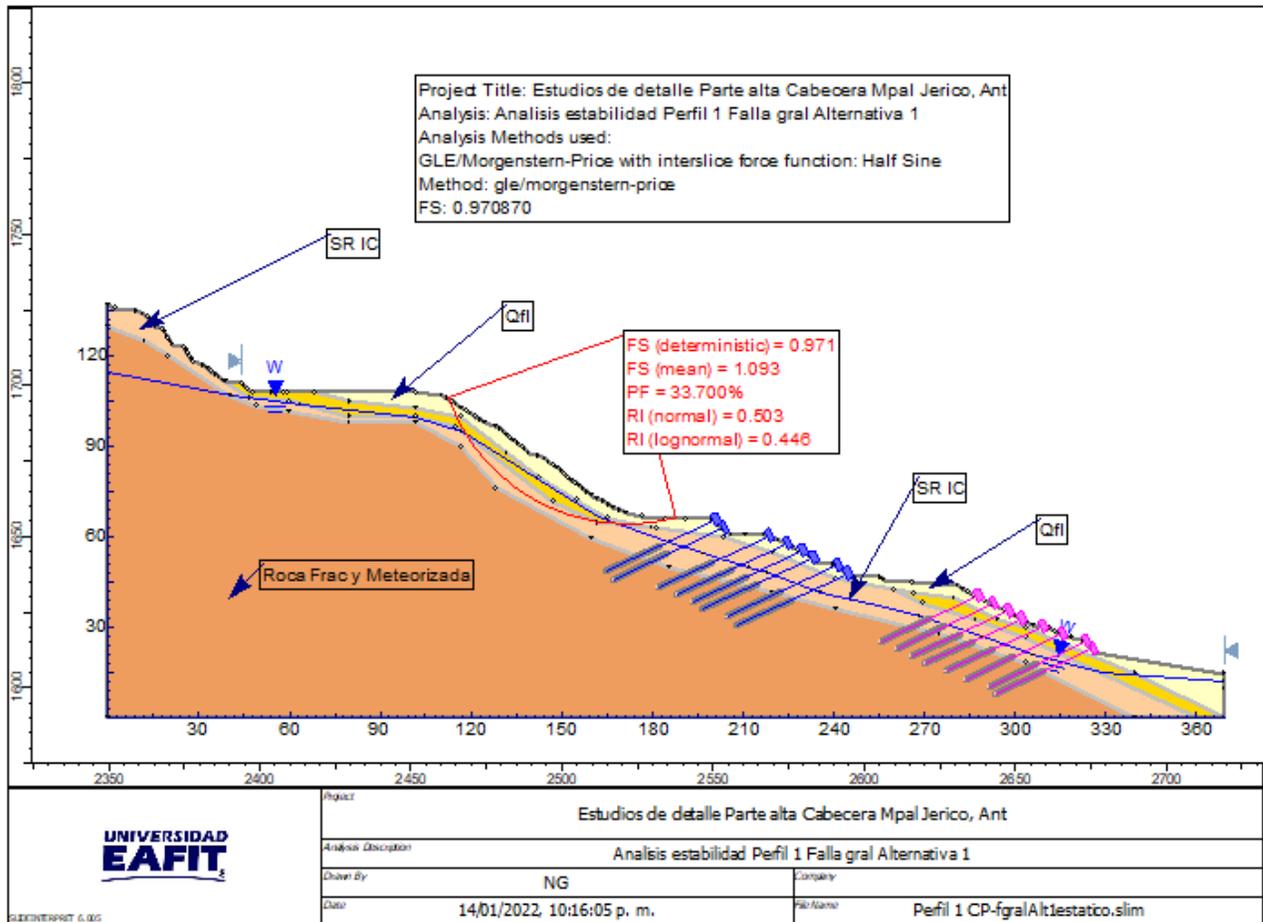


Figura 351. Análisis de estabilidad Falla general Alternativa 1, condición estática.

De manera similar, para el caso de la alternativa 2 (Pantallas de pilas y subdrenes horizontales) se obtiene un factor de seguridad de 1.04 con una probabilidad de falla de 6.30% para una falla circular muy similar a la que arroja el análisis de la alternativa 1 (Figura 352).

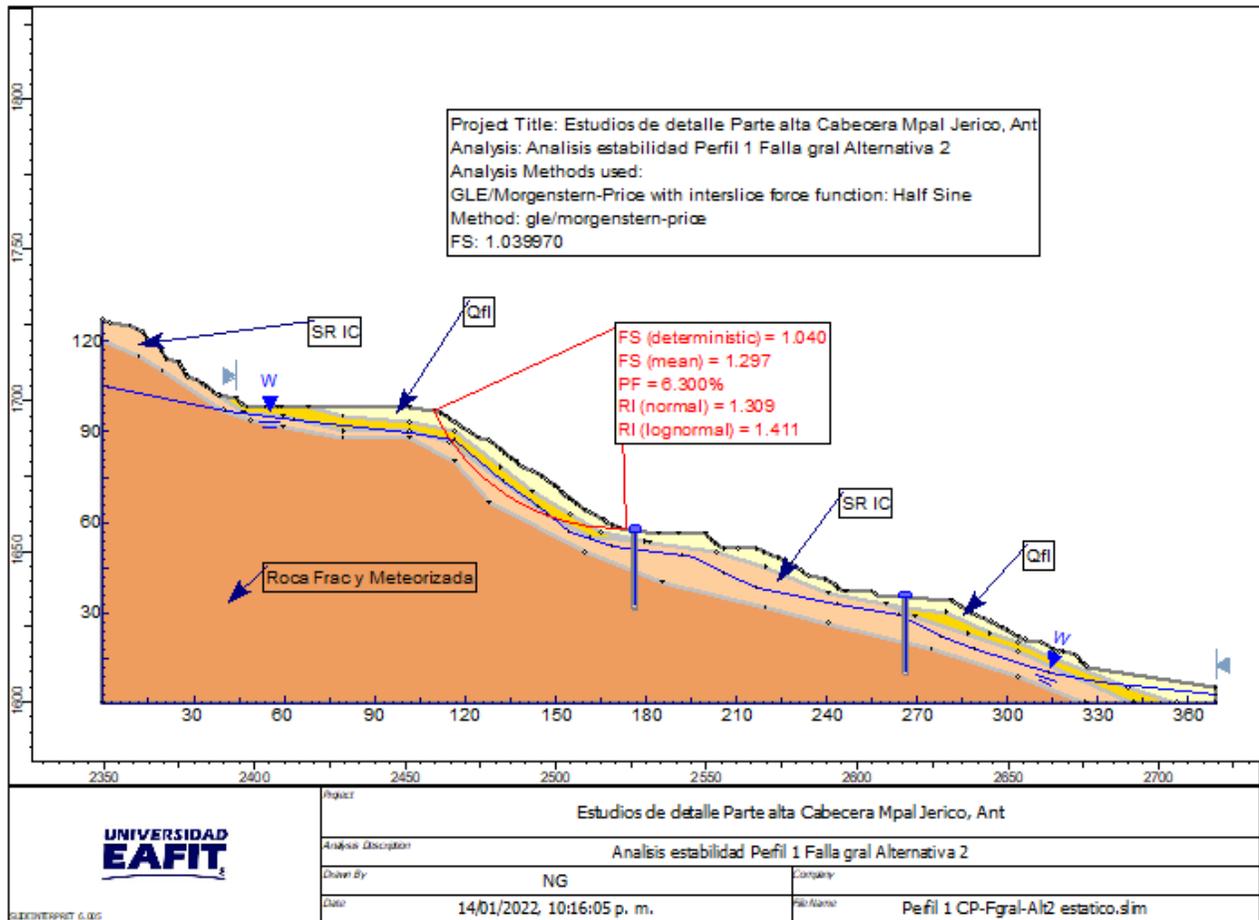


Figura 352. Análisis de estabilidad Falla general Alternativa 2. Condición estática

Con base en los resultados anteriores, es evidente la necesidad de complementar las alternativas presentadas para efectos de evitar cualquier tipo de falla adicional a la falla predeterminada anteriormente analizada. Para lo anterior es necesario considerar una nueva zona con anclajes activos en el talud donde se presentaría la falla potencial antes mencionada.

La alternativa 1 ajustada (anclajes activos) ahora se compone de 3 zonas con anclajes activos. En la parte superior, sobre el talud que limita la zona intervenida, se requiere la construcción de 14 líneas de anclajes activos de 30 m, de longitud cada uno (15 m de bulbo y 15 m de longitud libre), con 3 torones de media pulgada, tensionados para alcanzar una fuerza de 30 toneladas. Estos anclajes se espaciarán cada 2.5 m tanto horizontal como verticalmente y se instalarán con una inclinación de 15° con respecto a la horizontal. El análisis de estabilidad arrojó como factor de seguridad mínimo de 1.70 como factor de seguridad determinístico, 1.86 como factor de seguridad medio y una probabilidad de falla 0.0%, con lo cual se garantiza teóricamente la estabilidad de la zona analizada (Figura 353) (Ver anexo 9 – Plano EST_Alternativa_1).

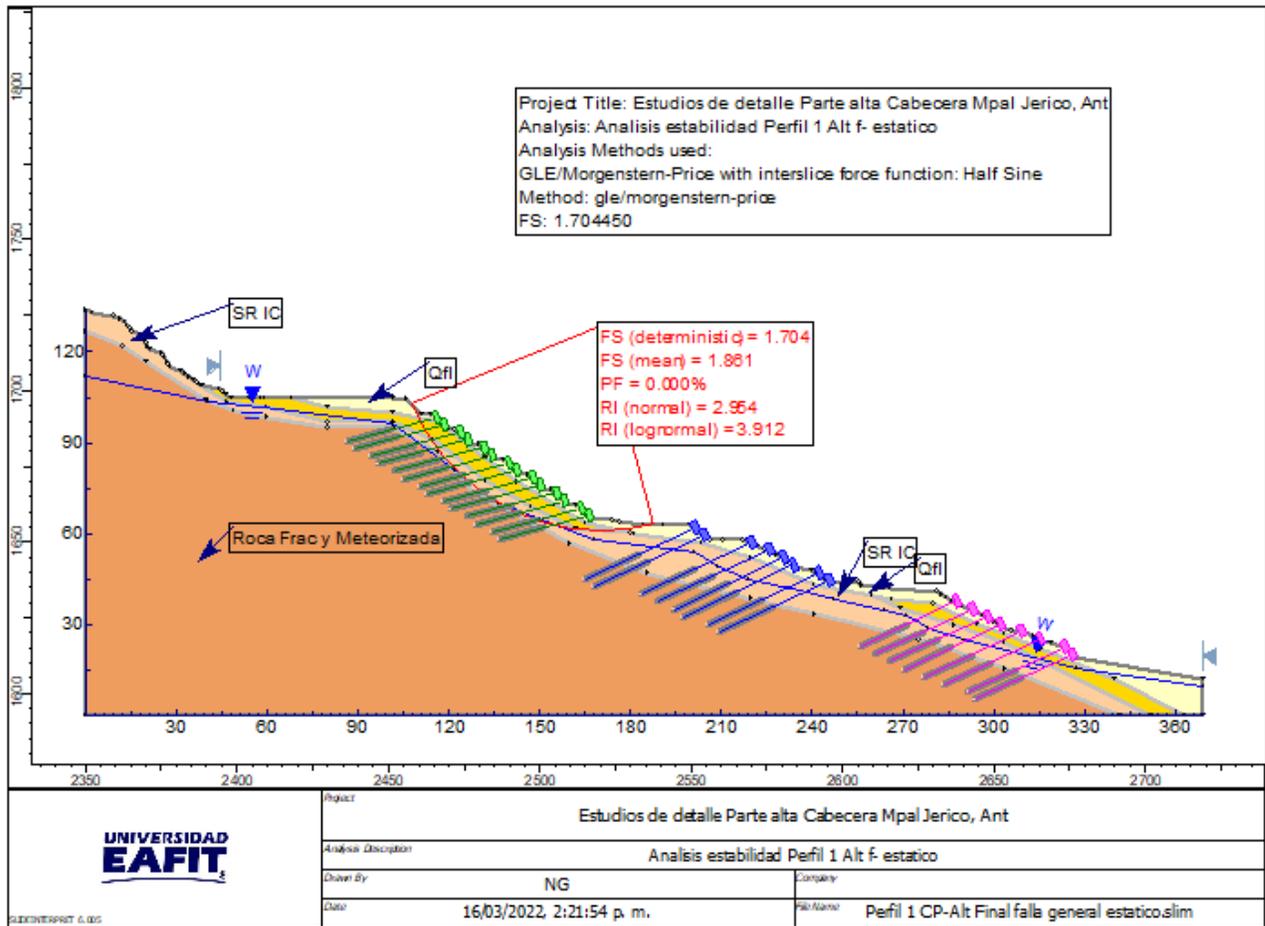


Figura 353. Análisis de estabilidad Falla general Alternativa 1 ajustada.

Para el caso de la alternativa 2 (pantalla de pilas) se hace necesario igualmente incluir una zona de anclajes activos en el talud donde se presentan las fallas potenciales con bajo factor de seguridad, similar a la propuesta para la alternativa 1. El análisis de estabilidad para esta alternativa modificada dio como resultado un factor de seguridad mínimo de 1.56 como factor de seguridad determinístico, un factor de seguridad medio de 1.79 y una probabilidad de falla de 0.0% (Figura 354).

Los análisis presentados anteriormente, ratifican la necesidad de ajustar o complementar las alternativas 1 y 2 con un sistema anclado en la parte del talud superior del antiguo Hotel El Mirador para evitar la formación de potenciales superficies de falla en dicho talud que afecten la estabilidad global del sector.

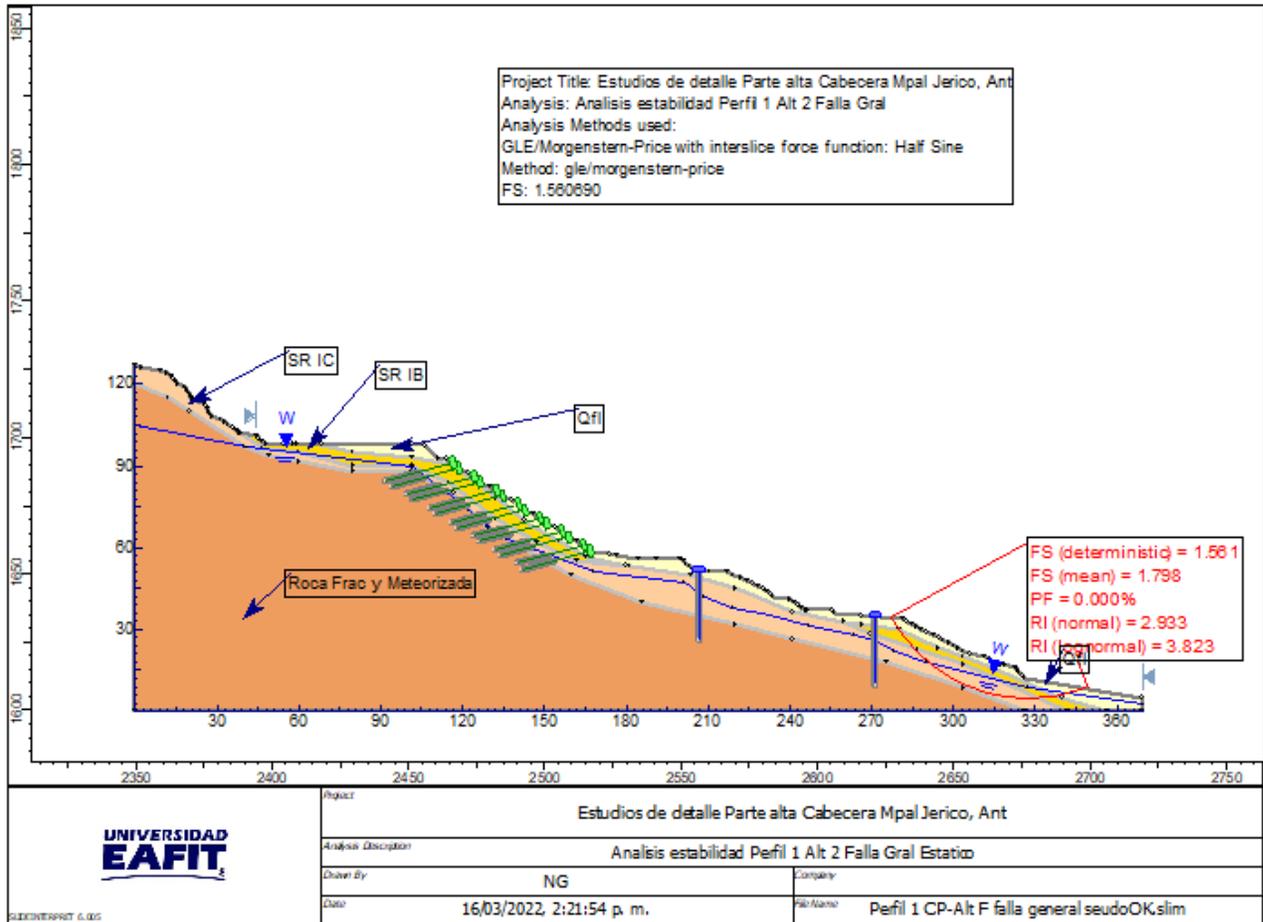


Figura 354. Análisis de estabilidad Falla general Alternativa 2 ajustada.

Como se puede observar de los resultados anteriores, cualquiera de las 2 alternativas propuestas satisface teóricamente los requerimientos de factor de seguridad mínimo (superior a 1.5) con los cual se garantiza la efectividad de las obras propuestas. Una vez se realiza la evaluación geotécnica de las alternativas antes mencionadas, se procede al análisis estructural de las mismas; en donde se determinó que la alternativa No 2 que corresponde a las pantallas de pilas y anclajes activos no satisface los requerimientos estructurales y se hace necesario incluir una tercera pantalla de pilas para contrarrestar los empujes generados por el movimiento sobre las estructuras mencionadas.

A continuación, se presenta el análisis de estabilidad de la alternativa No 2 considerando las 3 pantallas de pilas (Ver anexo 9 – Plano_EST_Alternativa 2).

Para el caso estático, el factor de seguridad obtenido es de 1.69, con un factor medio de 1.95 y probabilidad de falla de 0.0% (Figura 355). Para el caso seudoestático, que considera la influencia del sismo, se obtiene un factor de seguridad determinístico de 1.18, un factor de seguridad medio de 1.39 y una probabilidad de falla del 1.0%(Figura 356). Como se observa,

estos factores superan los requerimientos establecidos la Norma NSR10 para este tipo de proyectos, con lo cual se garantiza teóricamente la efectividad de las obras propuestas.

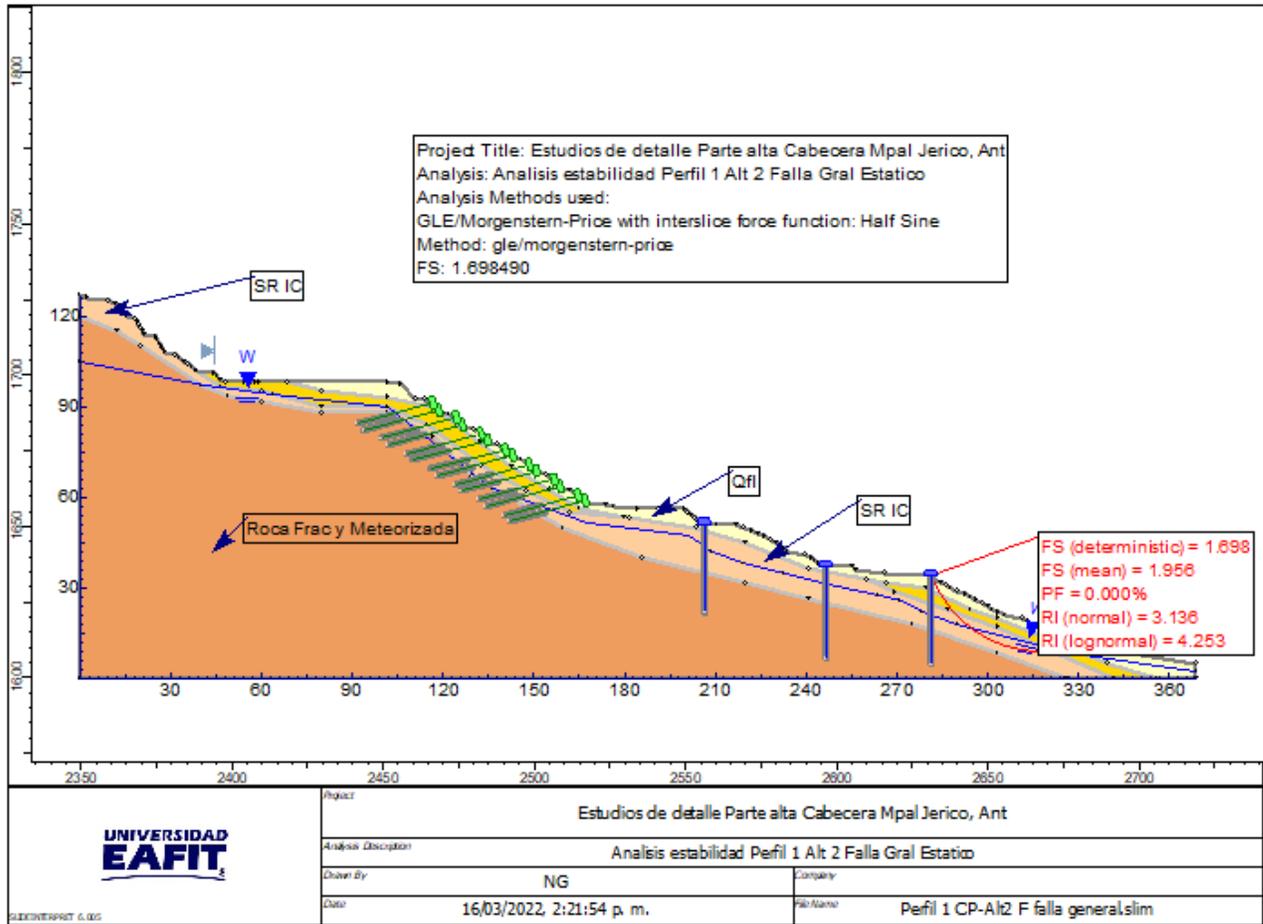


Figura 355. Análisis de estabilidad Falla general Alternativa 2 (3 pantallas de pilas), condición estatica.

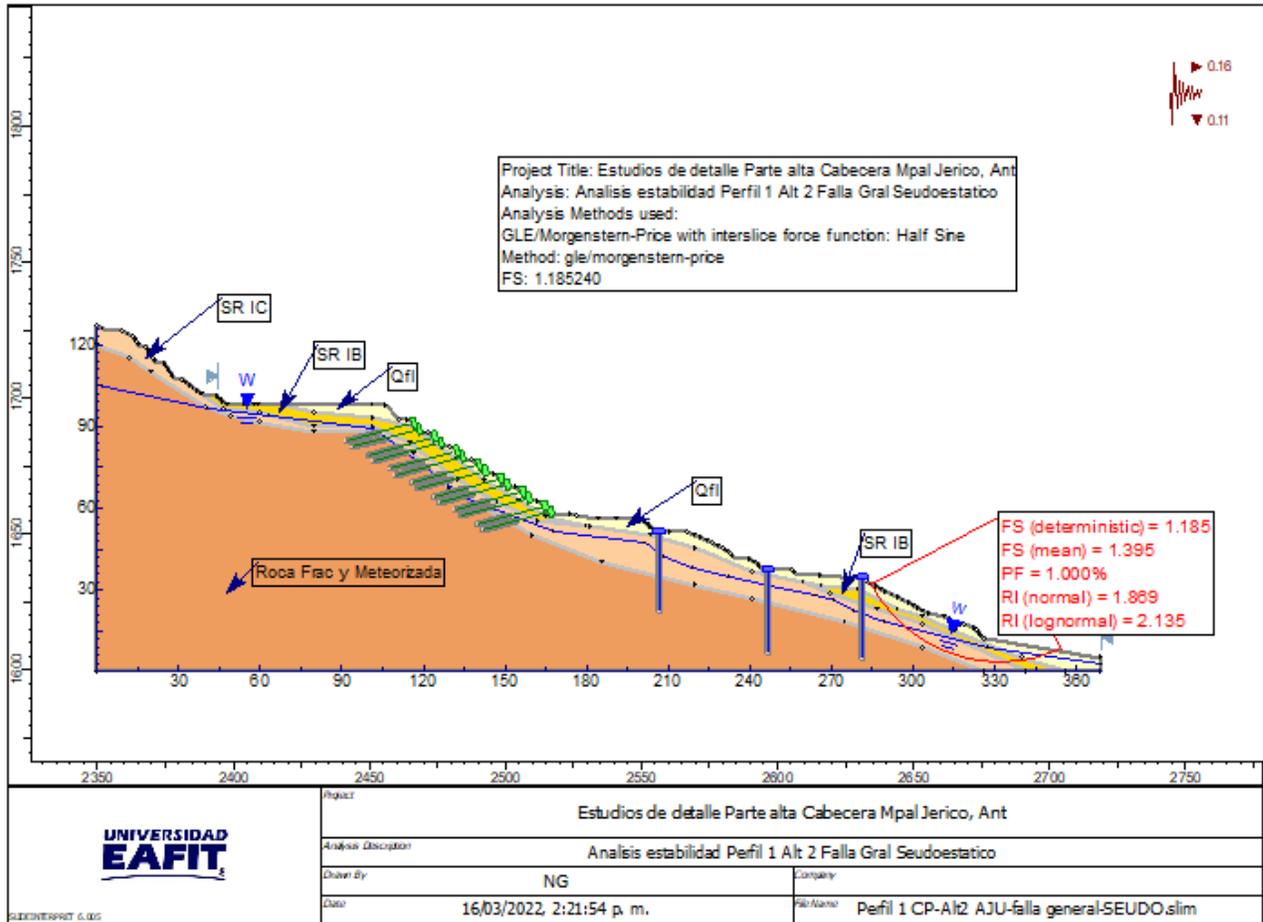


Figura 356. Análisis de estabilidad Falla general Alternativa 2 (3 pantallas de pilas) Condición seudoestatica.

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad previamente presentados, se realiza la evaluación de costos de las dos alternativas propuestas y se concluye que la alternativa No 1 que corresponde a la implementación de 3 zonas con anclajes activos, tiene un valor de intervención de \$15.109.035.876 y la alternativa No 2 que corresponde a tres pantallas de pilas y una zona de anclajes activos tiene un valor de \$22.356.650.896. Por lo anterior, la alternativa 1 resulta ser de menores costos y se selecciona como la alternativa más viable técnica y económicamente.

16.2.1.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONDICIÓN PROYECTADA PERFILES 1 Y 2 ALTERNATIVA SELECCIONADA

A continuación, se presentan los análisis de estabilidad para los perfiles 1 y 2 con la alternativa seleccionada.

Considerando las condiciones geotécnicas e hidrogeológicas del sector evaluado, se recomendó como alternativa seleccionada, la alternativa No 1 que se compone de pantallas

ancladas, las cuales se distribuirán en tres sectores de la ladera inestable (Figura 357). La pantalla anclada inferior consta de 8 líneas de anclajes activos de 35 metros de longitud, inclinados 25° con respecto a la horizontal, la segunda zona de anclajes (sector intermedio) se compone de 8 líneas de anclajes de 40 metros de longitud, inclinados 25° con respecto a la horizontal y una zona superior que se compone de 14 líneas de anclajes activos de 30 m de longitud, inclinados 15° con respecto a la horizontal.

Todos los anclajes tendrán como componente 3 torones de $\frac{1}{2}$ pulgada, que se tensionarán cada uno a 10 Toneladas para obtener una fuerza de tesado de 30 toneladas en cada anclaje. Para generar el bulbo de cada sistema de anclajes, se utilizará una lechada de agua: cemento en proporción de 0.5 en peso y ésta se inyectará a presiones que pueden oscilar entre 120 y 140 p.s.i, utilizando el sistema IRS (inyección repetitiva y selectiva).

Como medida complementaria se construirán drenes subhorizontales en cada zona de anclajes, los cuales se distribuirán entre los anclajes, cada 5 metros horizontalmente, es decir cada dos anclajes y cada 5 metros y verticalmente. Estos elementos tendrán una longitud no inferior a 25 metros y consisten en tubería de p.v.c ranurada o perforada de 2", envuelta en geotextil no tejido NT 2000 o similar. Los drenes se construirán mediante una perforación levemente inclinada en la dirección de la pendiente del talud (3° a 5°). La tubería de p.v.c del dren se deberá prolongar al menos 0.20 m por fuera de la cara del terreno para facilitar la disposición de las aguas captadas, ya sea en las cunetas proyectadas o en un drenaje natural. Considerando el espaciamiento mencionado anteriormente, se requiere 4 baterías de drenes subhorizontales, en la primera batería de anclajes (batería inferior), iniciando entre las filas 1 y 2 de anclajes (considerando la fila No 1 como la inferior). En la batería intermedia de anclajes, donde se propone la construcción de 8 líneas de anclajes activos, se requiere la construcción de 4 líneas de subdrenes, colocando la primera línea o línea inferior, entre los anclajes de las filas 1 y 2. Finalmente en la batería de anclajes superior los subdrenes se espaciarán cada 2 anclajes por lo que se requerirán 7 líneas de drenes subhorizontales.

El subdrenaje de la zona se complementará con un sistema de drenaje superficial para captar, conducir y disponer las aguas lluvias y servidas de la zona, mediante una red de cunetas, rondas y canales distribuidos en la zona afectada. Finalmente, todas las áreas intervenidas deberán ser revegetalizadas con la siembra de pastos propios de esta zona de vida, que desarrollen una cobertura protectora para evitar procesos erosivos que puedan afectar la estabilidad general de la zona.

En las figuras siguientes se muestran los resultados de los diferentes análisis de estabilidad para los perfiles 1 y 2 tanto en condiciones estáticas como seudoestático, considerando las obras definidas como alternativa seleccionada.

En el perfil No 1, para el caso estático, el factor de seguridad determinístico obtenido es de 1.704, un factor de seguridad medio de 1.86, con una probabilidad de falla de 0.0% (Figura 358) y para el caso seudoestático el factor mínimo obtenido es de 1.18 como factor determinístico, un factor medio de 1.30 y una probabilidad de falla de 4.6% (Figura 359).

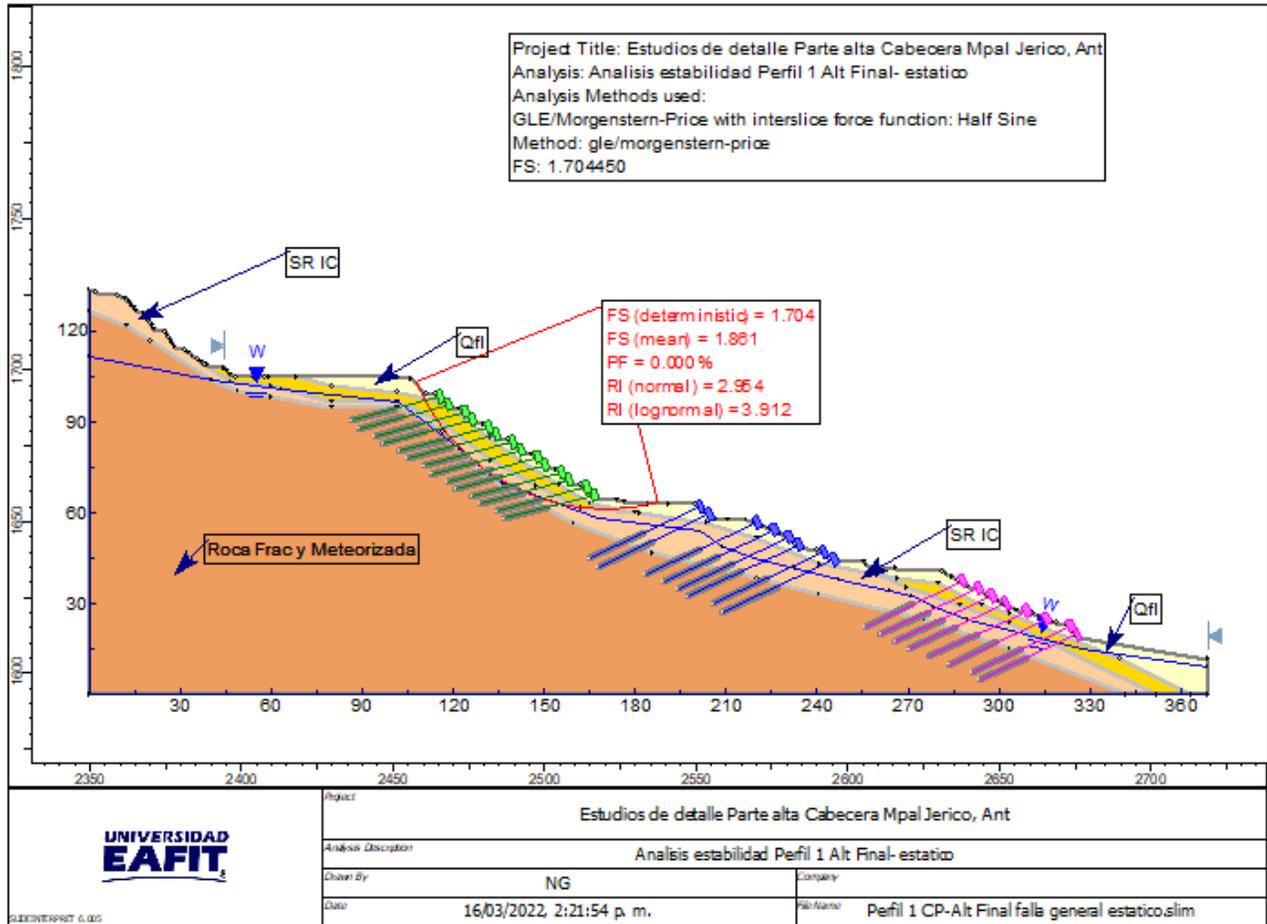


Figura 358. Análisis estabilidad perfil 1. Alternativa final condición estática.

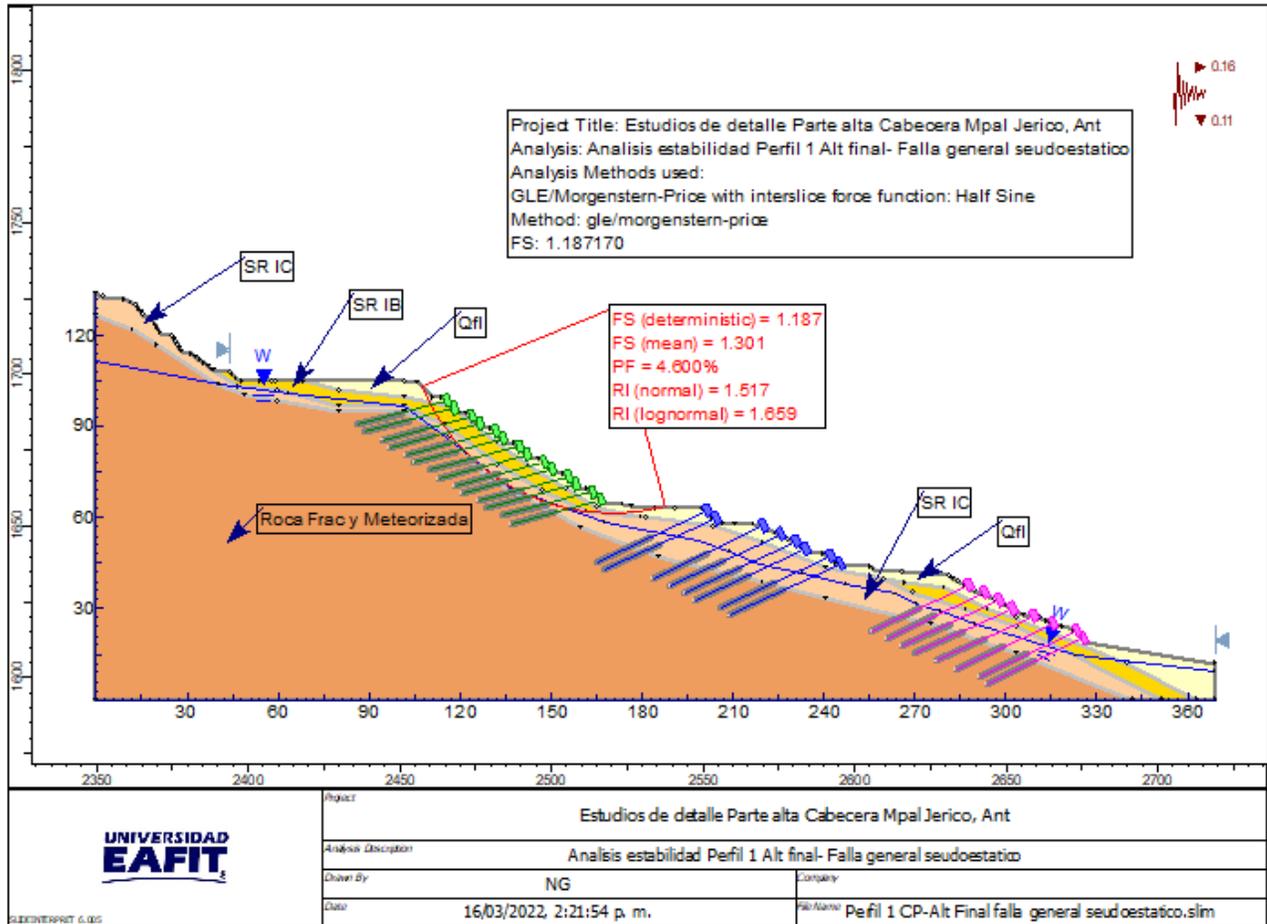


Figura 359. Análisis estabilidad perfil 1. Alternativa final condición seudoestática.

Para el perfil No 2 el análisis de estabilidad en la condición estática dio como resultado un factor de seguridad determinístico de 1.85, un factor de seguridad medio de 2.06 y una probabilidad de falla de 0.0% (Figura 360), valor superior al recomendado por la norma que estipula que el factor de seguridad debe ser superior a 1.5 para garantizar la estabilidad de la zona. Para el caso seudoestático, el factor de seguridad mínimo obtenido es de 1.20 como factor determinístico, 1.36 como factor de seguridad medio, con una probabilidad de falla de 1.60% (Figura 361). Con estos valores se satisface el requerimiento de la Norma que recomienda un factor de seguridad por encima de 1.05 para la condición seudoestática.

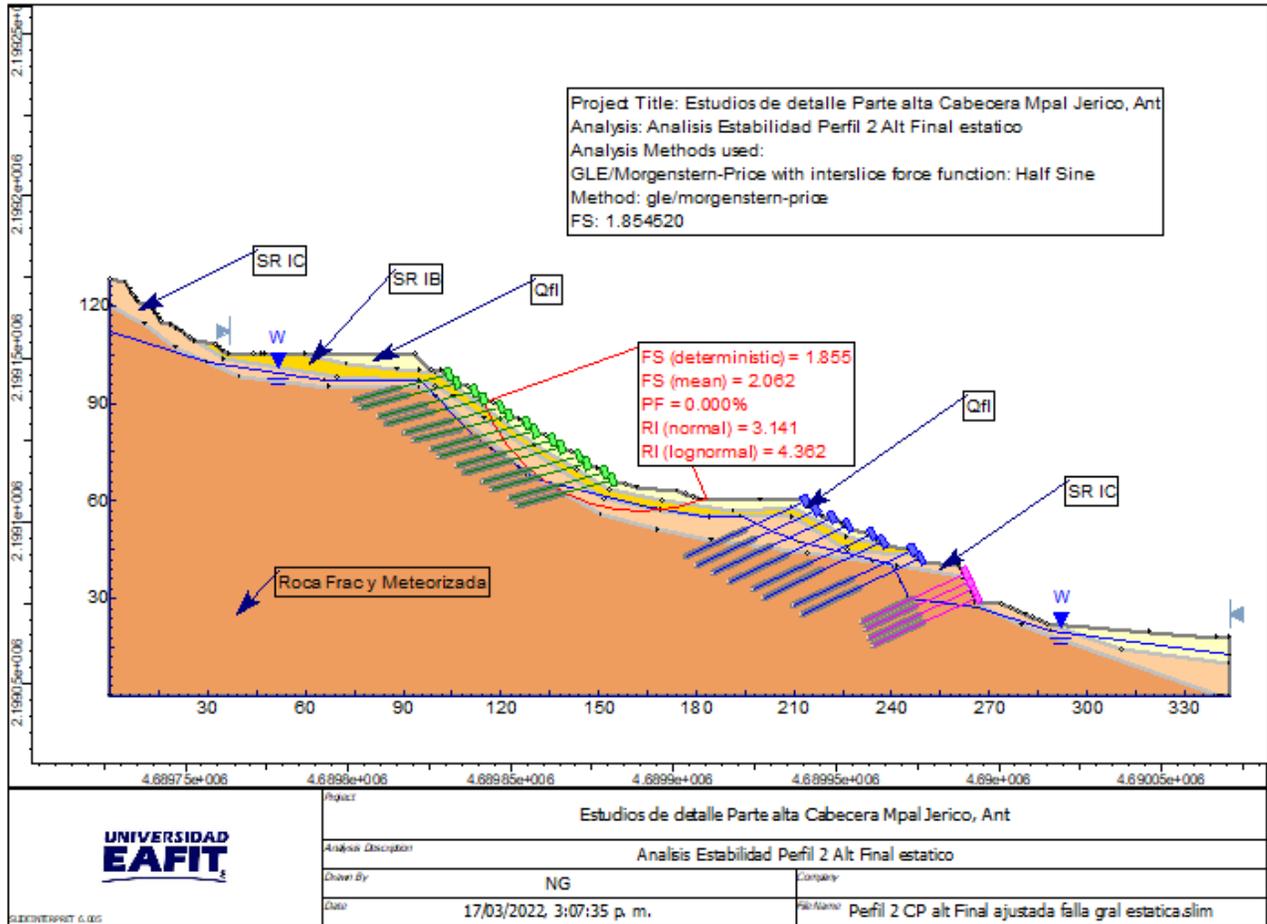


Figura 360. Análisis estabilidad perfil 2. Alternativa final, condición estática.

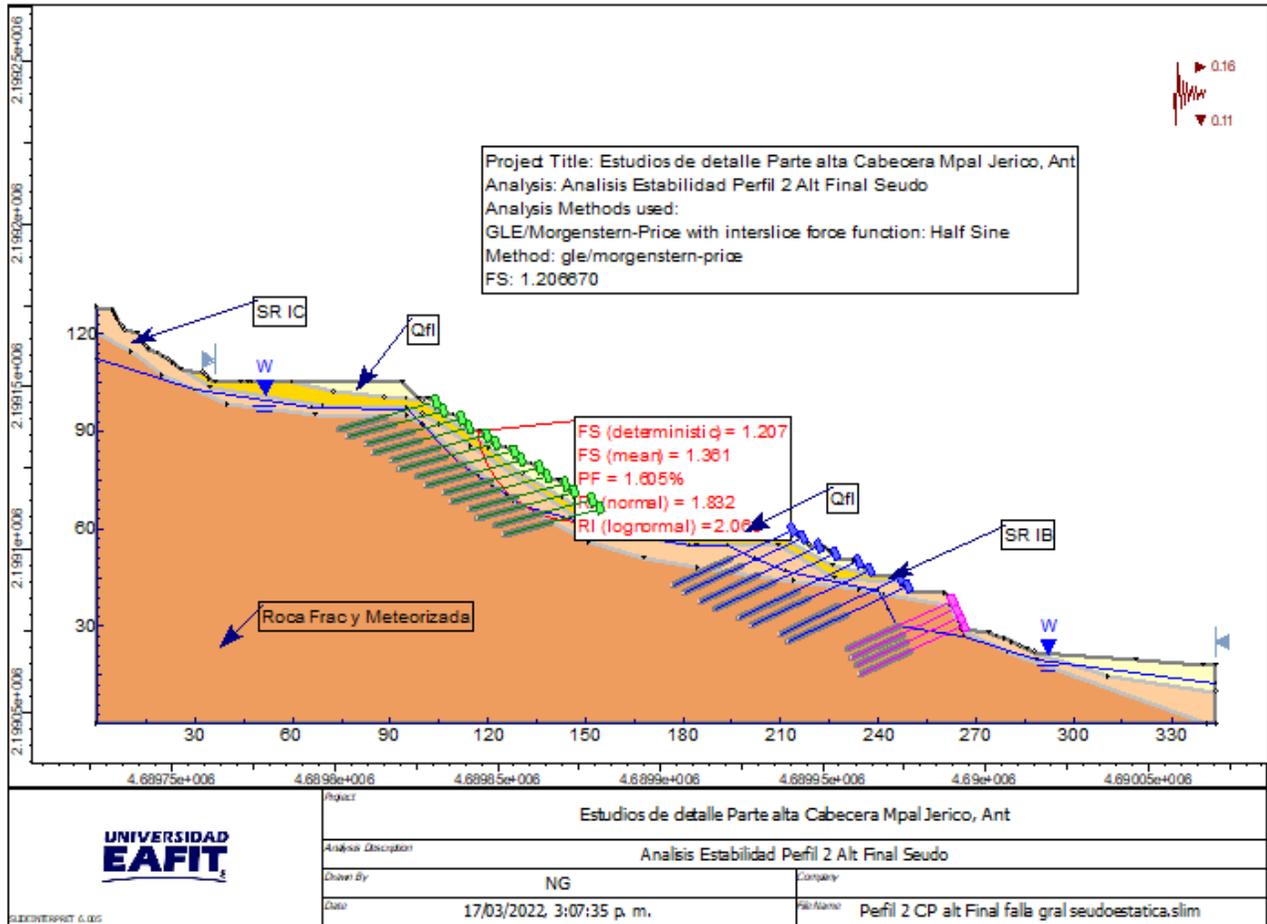


Figura 361. Análisis estabilidad perfil 2. Alternativa Final, condición seudoestática.

16.2.1.2 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CONDICIÓN PROYECTADA PERFIL 3

La propuesta de estabilización para la zona aferente al perfil No 3 implica la construcción de dos pantallas ancladas, compuesta cada una de tres líneas de anclajes activos de 25 metros de longitud, cada anclaje compuesto por tres torones de ½ pulgada, inclinados a 15° con respecto a la horizontal, que se tensionarán a 30 toneladas cada anclaje, utilizando una lechada de agua:cemento en proporción de 0.5 en peso, inyectada por el sistema IRS a presiones que pueden oscilar entre 120 y 140 p.s.i. La propuesta se complementará con el subdrenaje mediante drenes subhorizontales de 25 metros de longitud, que se espaciarán cada 5 metros horizontalmente y cada 5 metros verticalmente. Con esta propuesta de estabilización, se analizó la estabilidad del perfil No 3, obteniendo un factor de seguridad determinístico de 2.26, un factor de seguridad medio de 2.58 y una probabilidad de falla de 0.0%, con lo cual se supera ampliamente lo establecido en la norma(Figura 362).

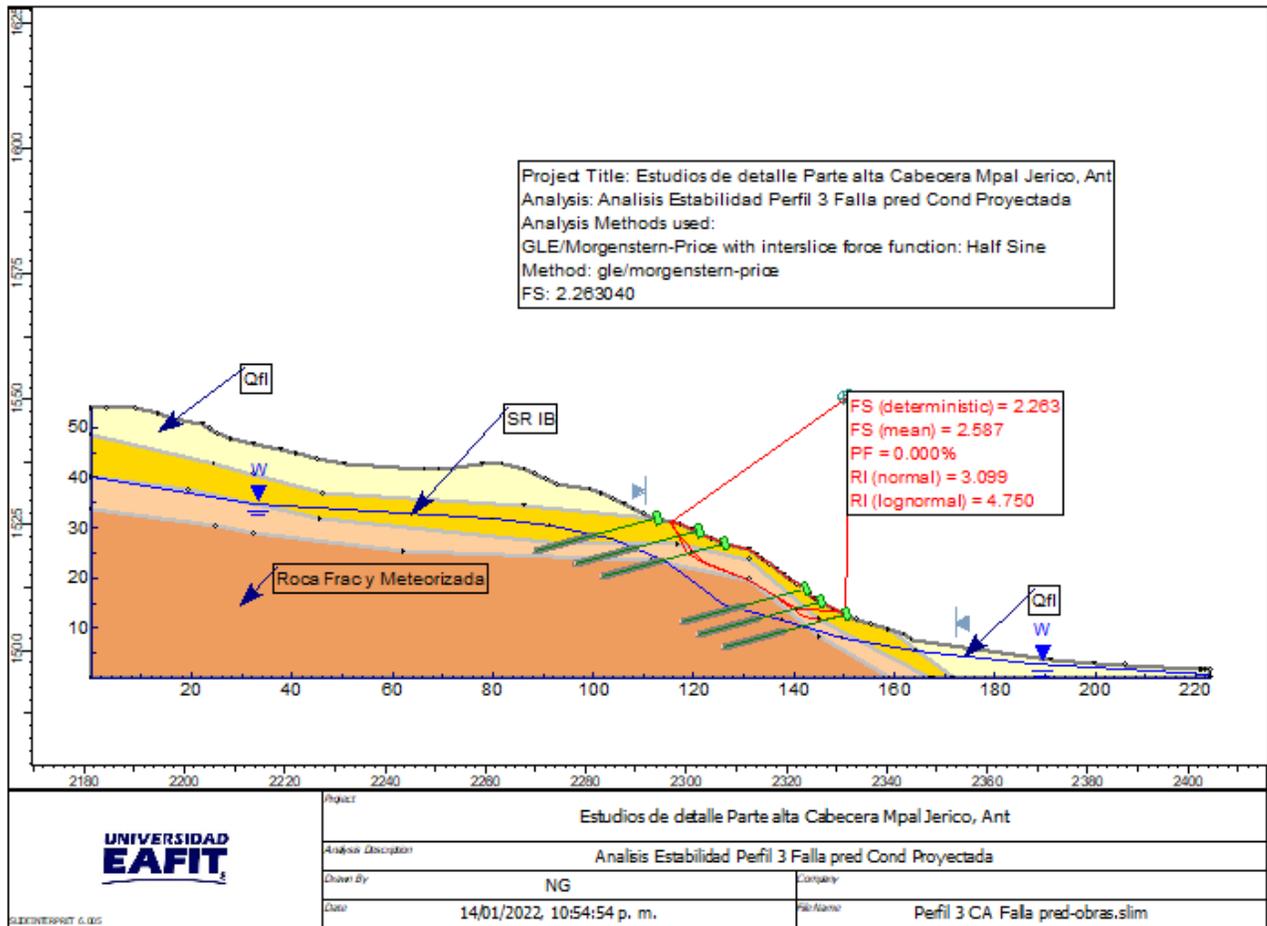


Figura 362. Análisis estabilidad perfil 3. Alternativa Final , condición estática.

Al igual que para los perfiles 1 y 2, la propuesta de estabilización busca en primer lugar aumentar el factor de seguridad para la falla predeterminada observada en campo; sin embargo, se requiere un análisis complementario para verificar que no se presenten fallas adicionales de tipo circular, por lo que se evalúa la estabilidad general del perfil, indicándole al software utilizado, la necesidad de explorar otras potenciales fallas que pudieran ocurrir. Bajo este escenario, se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 2.28, un factor de seguridad medio de 2.63 y una probabilidad de falla de 0.0%, para una falla circular (Figura 363).

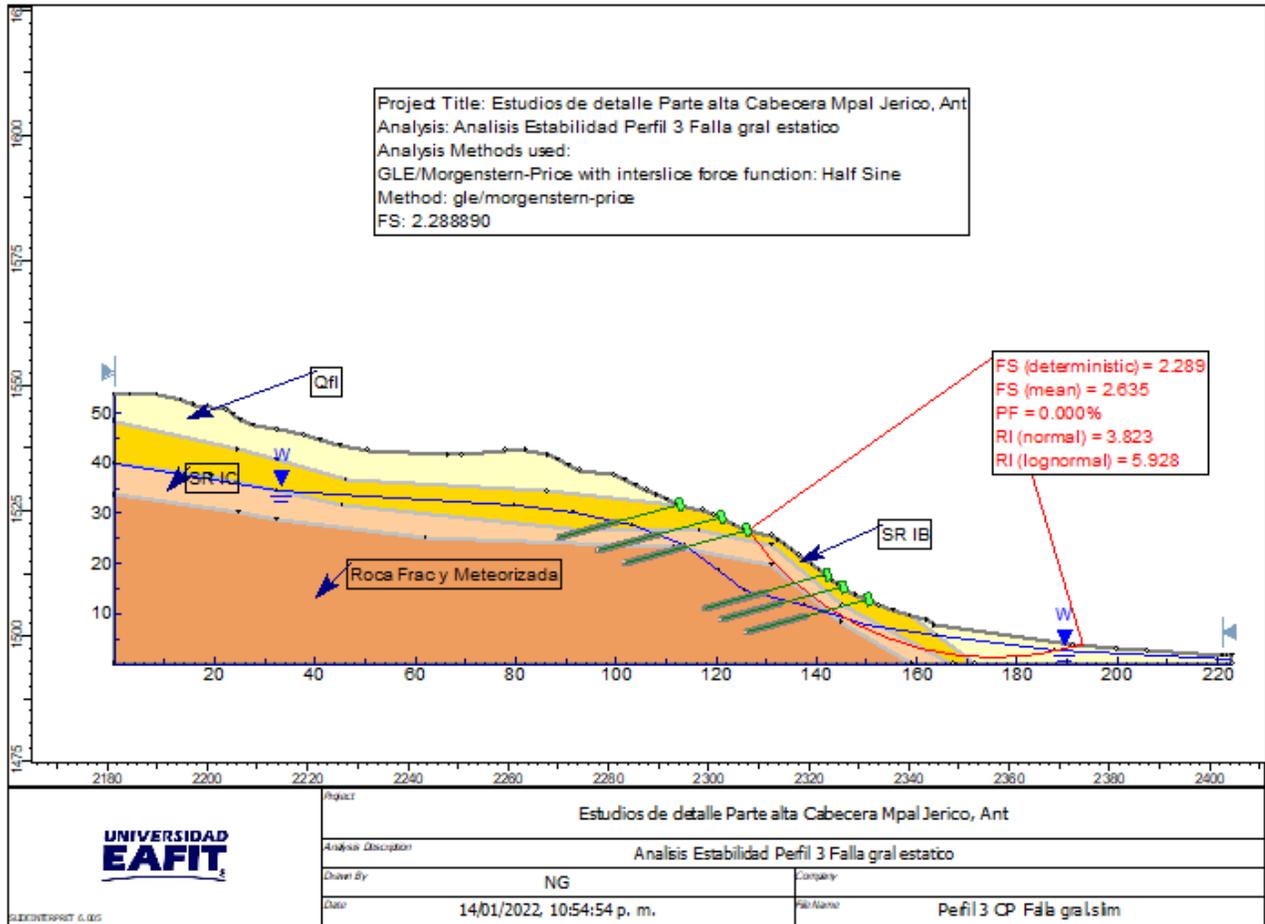


Figura 363. Análisis estabilidad perfil 3. Alternativa Final, Falla general, condición estatica.

Finalmente, se analiza la estabilidad del perfil No 3 bajo la condición seudoestática, es decir considerando el efecto del sismo, obteniendo un factor de seguridad determinístico de 1.47, un factor de seguridad medio de 1.70 y una probabilidad de falla de 0.0% (Figura 364). Los valores de factor de seguridad obtenidos superan los requerimientos establecidos en la normatividad y garantizan teóricamente la estabilidad del sector.

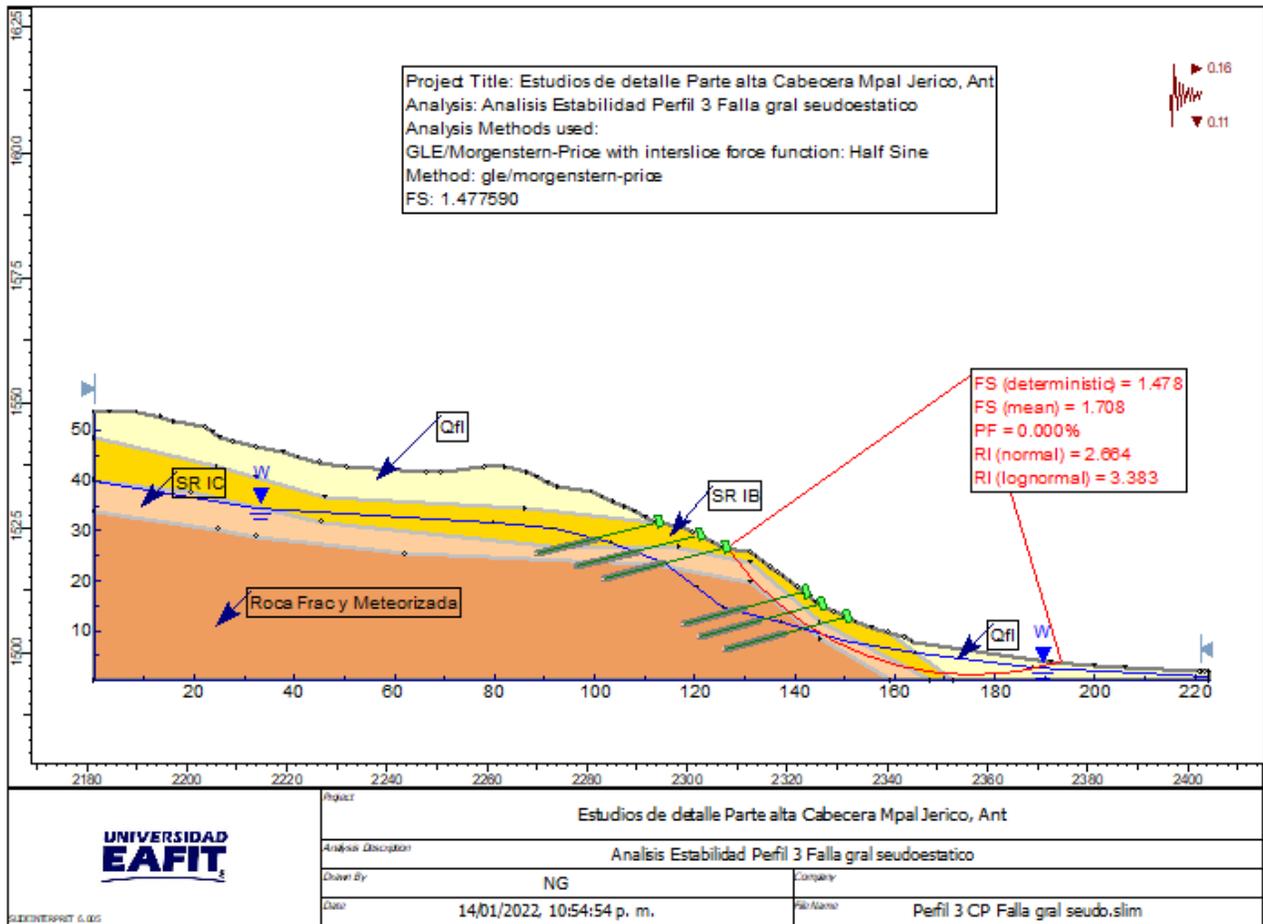


Figura 364. Análisis estabilidad perfil 3. Alternativa Final, Falla general, condición pseudoestática.

16.2.2 SUBZONA ESCARPE CERRO LAS NUBES Y ZONA CENTRO ORIENTAL

Se ha mencionado en el presente estudio que en la parte superior del Cerro Las Nubes, se detectaron importantes espesores de suelos residuales, producto de la meteorización de las rocas volcánicas de la Formación Combia, lo cual aunado a las altas pendientes, configuran escenarios propicios para la formación de inestabilidades como las ocurridas en noviembre de 2019, donde a raíz de prolongados e intensas lluvias se originaron numerosos desprendimientos de suelo y vegetación de la parte alta del escarpe del Cerro Las Nubes que fluyeron a lo largo de cauces hasta la zona urbana, afectando vías y viviendas en su recorrido.

Considerando que la causa raíz de estos eventos está asociada a las lluvias y posterior infiltración de las aguas en los suelos residuales, se plantea como medida de mitigación la construcción de un sistema de cunetas y rondas de coronación en la parte alta del cerro Las Nubes, que eviten la formación de escorrentías que puedan causar procesos erosivos y posteriormente desprendimientos de suelos como los ocurridos. Adicionalmente, la propuesta de manejo de aguas debe incluir la instalación de drenes subhorizontales que permitan abatir

o controlar el ascenso del nivel freático. Las condiciones de saturación de los suelos provocada por la infiltración de las aguas, ocasiona una disminución considerable de las propiedades geomecánicas de dichos materiales, que se traducen en pérdida de resistencia de los mismos, lo cual aunado a las condiciones topográficas de alta pendiente, facilitan la formación de las inestabilidades que como se ha mencionado corresponden a desprendimientos de tipo superficial en donde se afecta un espesor de suelos que oscila entre 3 y 5 metros.

Bajo esta consideración de intervención para el manejo y control de las aguas superficiales y subsuperficiales, se evaluará nuevamente la estabilidad de los perfiles involucrados que corresponden a los perfiles No 4 y 5. En los mencionados perfiles se considerará un abatimiento del nivel freático o por lo menos el control del ascenso del mismo y una disminución en los procesos de infiltración para evitarla saturación de las capas superficiales. Para lo anterior, se ha dispuesto ubicar una batería de drenes subhorizontales de 25 metros de longitud, espaciados cada 10 metros. La localización de estos drenes subhorizontales se muestra en la figura siguiente.

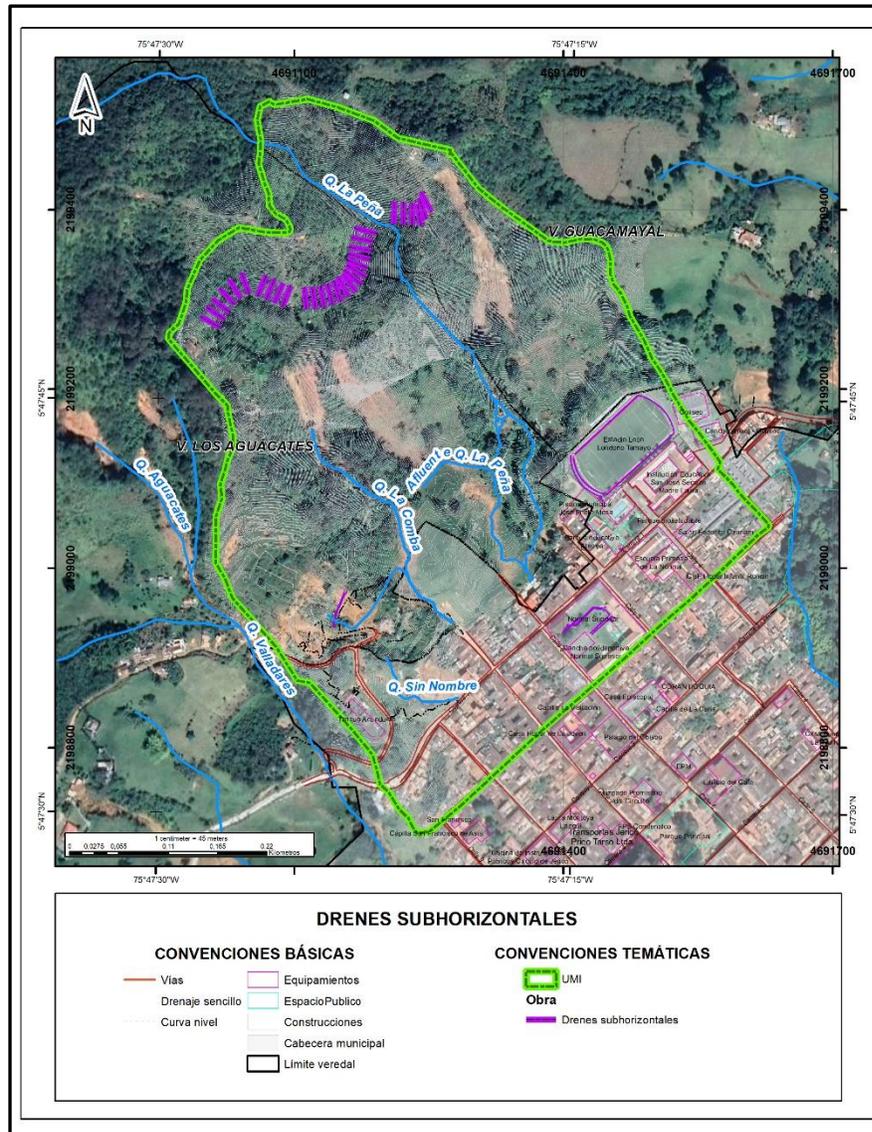


Figura 365. Localización de drenes subhorizontales sector parte alta Cerro las Nubes

Estos elementos se construirán mediante perforaciones que permitan introducir una tubería p.v.c ranurada o perforada de 2 pulgadas de diámetro, envuelta en geotextil NT 2000 o equivalente, con una inclinación entre 3° y 5° en favor de la pendiente, para garantizar el escurrimiento de las aguas recogidas en estos elementos de subdrenaje se deberán disponer en cunetas o conducirlos directamente a la red de drenaje de la zona.

Considerando la implantación de las obras de drenaje y subdrenaje se analizó la estabilidad de los perfiles 4 y 5 donde se obtuvieron los siguientes resultados.

Para el caso del perfil No 4 el factor de seguridad determinístico obtenido es de 1.126, un factor de seguridad medio de 1.189 y una probabilidad de falla de 16.20% (Figura 366), con lo cual se determina que, a pesar de las medidas de control del drenaje y subdrenaje, la

amenaza por movimientos en masa se mantiene en la categoría ALTA, pues el factor de seguridad en condición estática es inferior a 1.2. Lo anterior refleja que a pesar del abatimiento y control de las aguas superficiales y subsuperficiales las condiciones de alta pendiente de la zona, condicionan la estabilidad de estos terrenos.

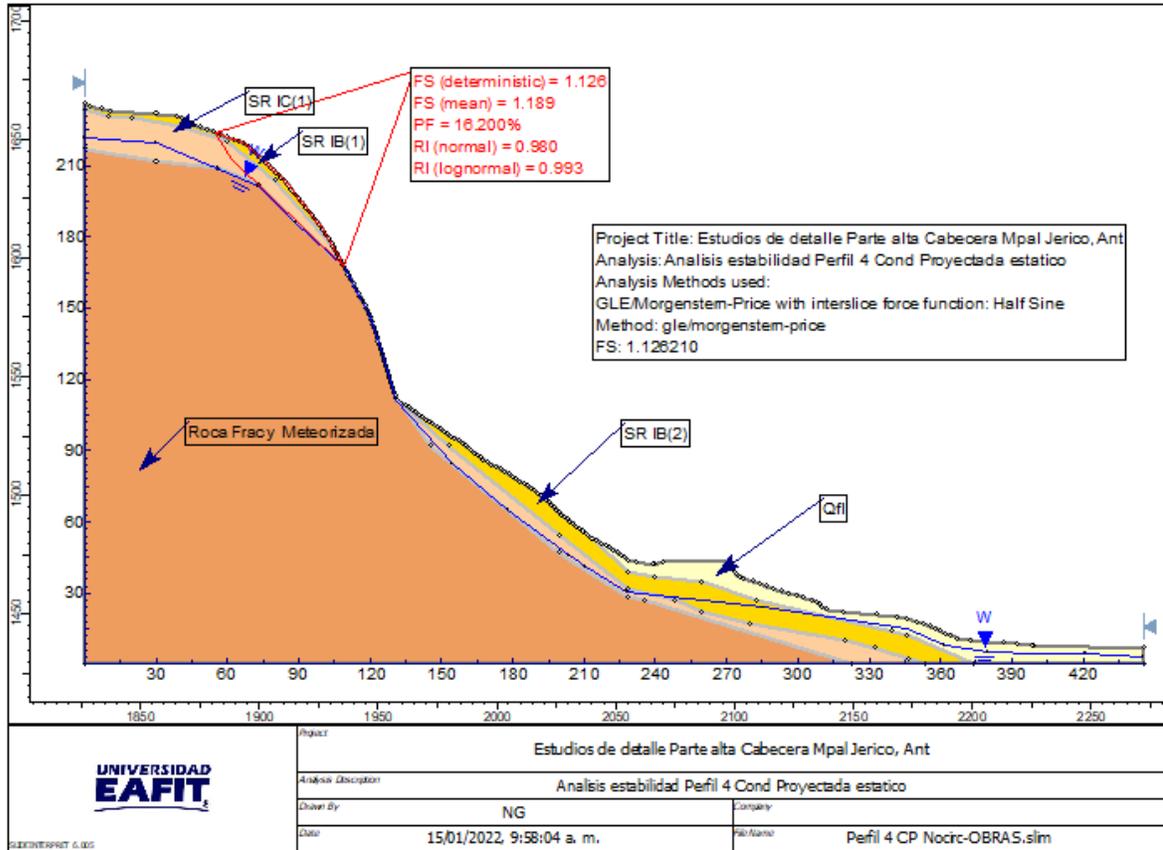


Figura 366. Análisis estabilidad perfil 4. Alternativa final condición estática.

En la zona inferior del escarpe (zona centro oriental), se tenían condiciones de amenaza media con probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa profundos, afectando los materiales coluviales que allí afloran. Con la propuesta de instalar drenes subhorizontales aunado al manejo de aguas superficiales mediante rondas y cunetas, se logra mejorar las condiciones de estabilidad alcanzando factores por encima de 1.5, lo cual determinaría una amenaza baja por deslizamientos para este sector. Sin embargo, dado que se mantiene la amenaza alta en el escarpe, la zona centro oriental puede verse afectada por la ocurrencia de potenciales inestabilidades que ocurran en la zona del escarpe.

Para la condición seudoestática, se obtuvo un factor de seguridad de 0.85 con una probabilidad de falla de 78.3% con lo cual se clasifica la amenaza como media (Figura 367).

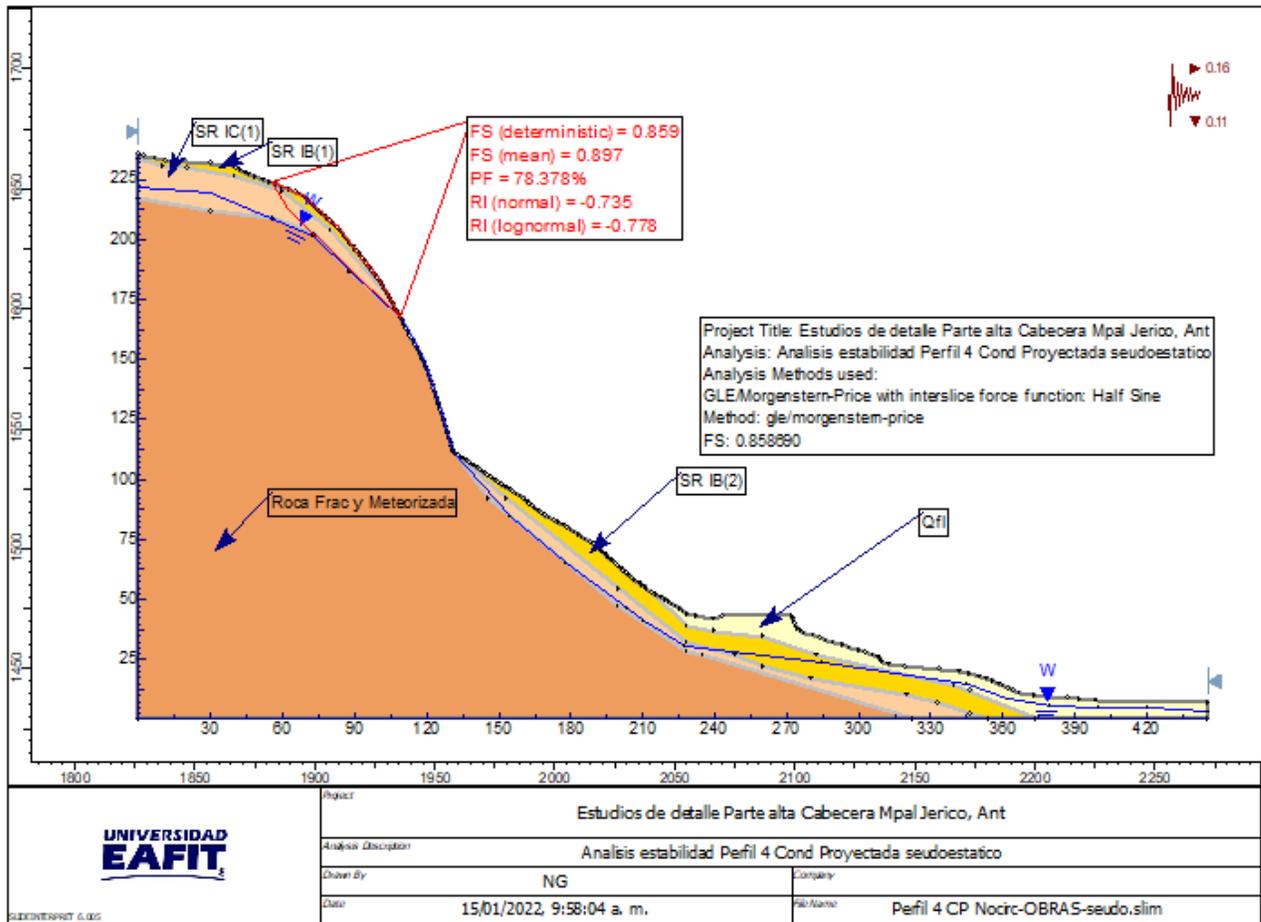


Figura 367. Análisis estabilidad perfil 4. Alternativa final, condición pseudoestática.

Para el caso del perfil 5 localizado hacia el nororiente de la zona de estudio, se evaluó la estabilidad de dicho perfil, considerando la inclusión de drenaje y subdrenaje mediante la construcción de sistemas de cunetas y drenes subhorizontales. Bajo esta consideración se obtuvo un factor de seguridad de 1.334 con una probabilidad de falla de 0.10%, lo cual permite clasificar el sector como de amenaza media (Figura 368). La instalación de sistemas de drenaje mejora las condiciones de estabilidad comparativamente con la condición actual, donde el sector fue clasificado con amenaza alta.

Para la condición pseudoestática, el factor de seguridad obtenido para el perfil No 5 corresponde a 1.02 con una probabilidad de falla de 24.20% (Figura 369).

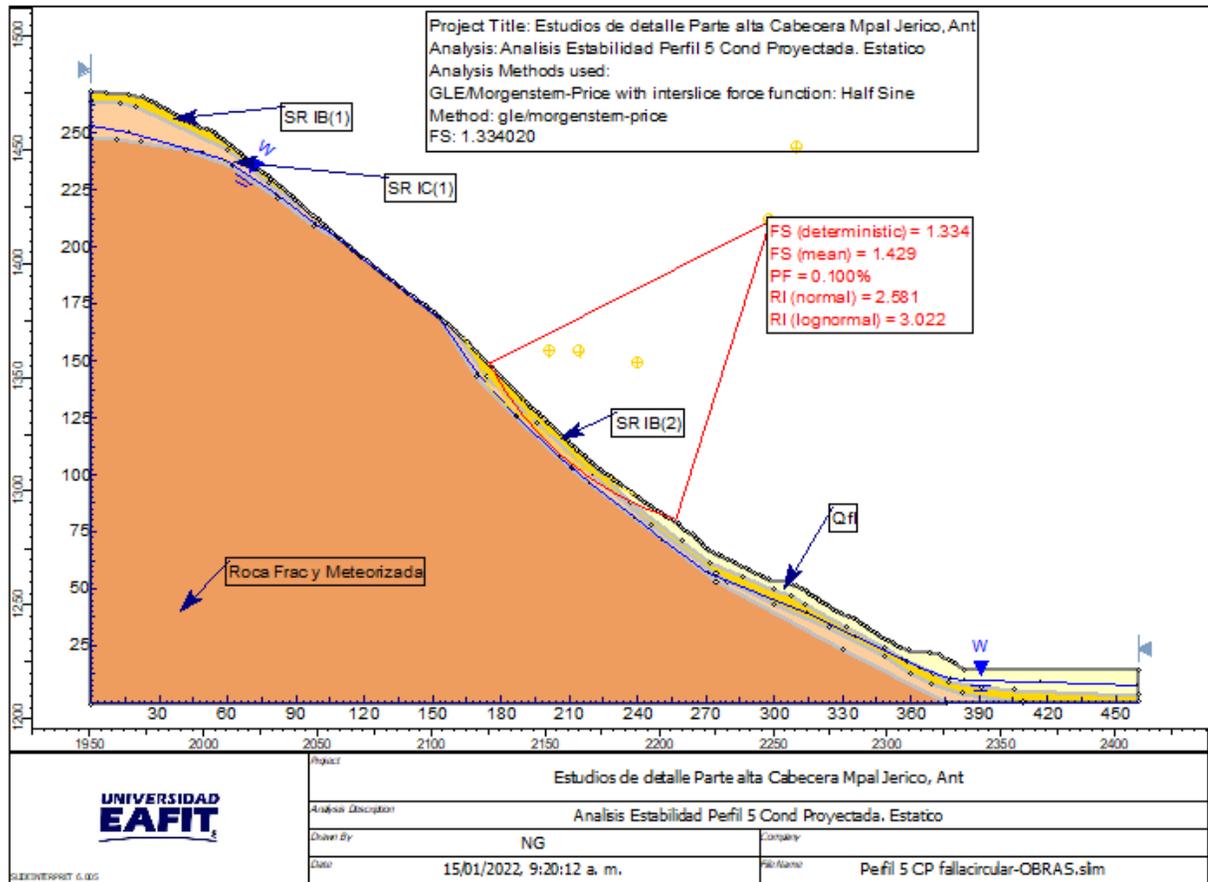


Figura 368. Analisis estabilidad perfil 5. Alternativa final condición estática.

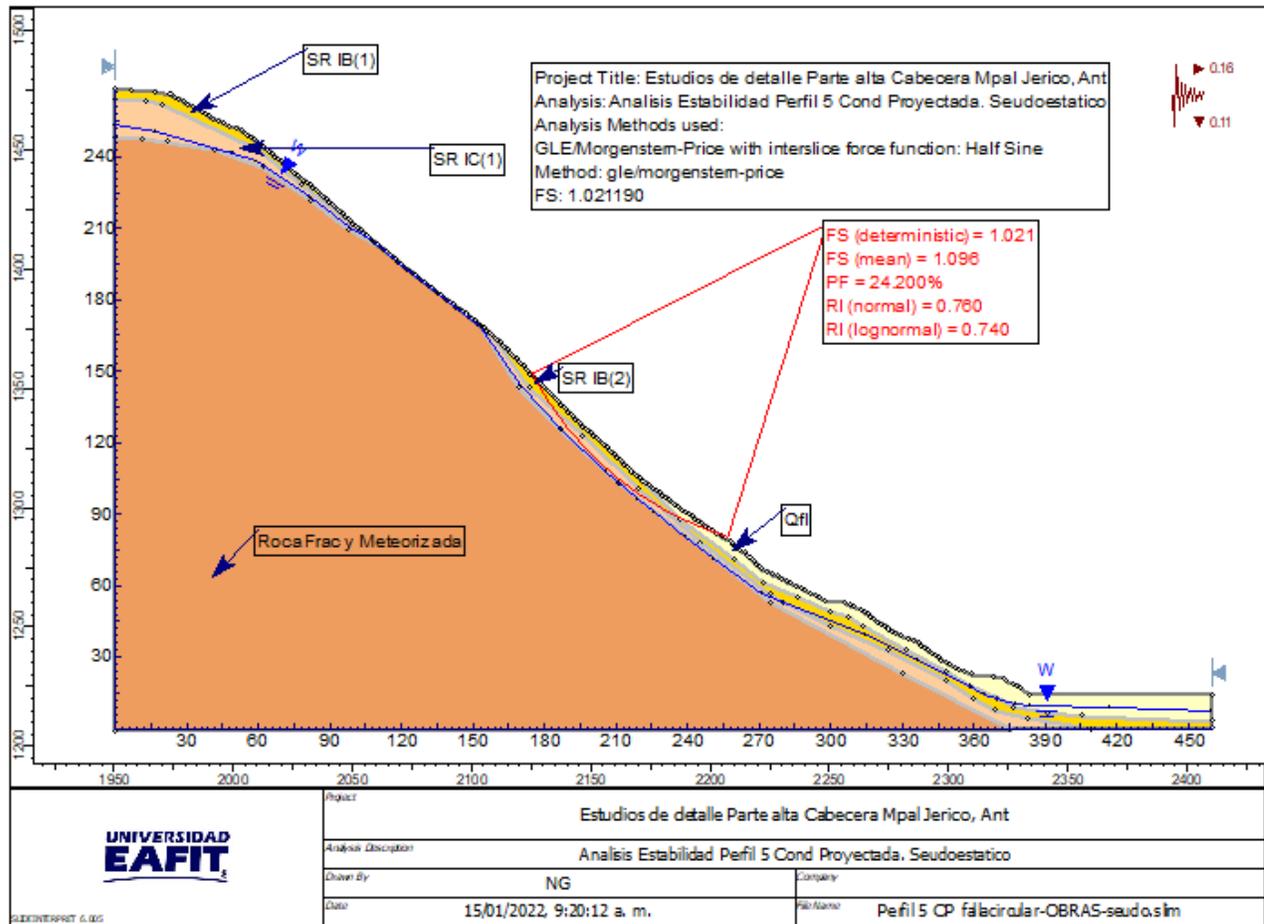


Figura 369. Análisis estabilidad perfil 5. Alternativa final condición seudoestática.

A continuación, se presenta el compendio de los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad considerando la implementación de las obras esbozadas en el presente informe. Es evidente que la construcción de las obras recomendadas mejora ostensiblemente las condiciones de estabilidad de las zonas evaluadas, especialmente en lo que respecta a los perfiles 1, 2 y 3 donde se logran obtener factores de seguridad por encima de 1.5 en la condición estática y por encima de 1.05 en la condición seudoestática. Estos análisis garantizan teóricamente que una vez se ejecuten todas las obras propuestas en el presente estudio, la condición de amenaza alta determinada para la situación actual, cambia a zona de amenaza baja.

Para los perfiles 4 y 5 dadas las condiciones particulares de altas pendientes, se observa que a pesar de la implementación de las obras de drenaje y subdrenaje se obtienen factores de seguridad que para el caso específico del perfil 4 mantienen este sector con amenaza alta, en tanto que para el perfil No 5 se obtiene un leve incremento del factor de seguridad, superando el valor de 1.2 lo que permite definir la zona aferente a dicho perfil como de amenaza media.

Tabla 138. Factores de seguridad y amenaza condiciones proyectadas

Condiciones Proyectadas (Construcción de obras)							
SECCIÓN	Estático			Seudoestático			
	F.S.	Probabilidad de falla (%)	Amenaza	F.S.	Probabilidad de falla (%)	PF/año	Amenaza
Perfil 1	1.700	0.00	Baja	1.180	4.60	0.00010	Baja
Perfil 2	1.850	0.00	Baja	1.200	1.60	0.00003	Baja
Perfil 3	2.280	0.00	Baja	1.470	0.00	0.00000	Baja
Perfil 4	1.120	16.20	Alta	0.860	78.30	0.00165	Media
Perfil 5	1.330	0.10	Media	1.020	24.20	0.00051	Media

Basado en los resultados de los análisis de estabilidad para los perfiles 4 y 5 en los cuales a pesar de la implementación de las obras de drenaje y subdrenaje recomendadas, no es posible obtener factores de seguridad que permitan modificar sustancialmente la clasificación de amenaza por movimientos en masa, se hace necesario entonces, proponer medidas de mitigación complementarias a las ya propuestas, que ayuden a atenuar los efectos de potenciales eventos morfodinámicos asociados a desprendimientos de suelo y vegetación que pueden ocurrir en la zona del escarpe del Cerro Las Nubes. Para lo anterior, se recomienda gestionar e implementar un programa de reforestación en la zona centro oriental del Cerro, mediante la siembra de especies arbóreas de rápido crecimiento y de porte considerable que sirvan como barrera de retención de sedimentos y bloques de roca que eventualmente puedan desprenderse de la zona alta del escarpe. Para lo anterior, es necesario que el ente Municipal adquiera los predios de la zona centro oriental y desarrolle el programa propuesto o en su defecto solicite la colaboración de los propietarios para llevar a cabo dicho programa, que repercutirá en el beneficio para la comunidad, mitigando el riesgo ocasionado por probables flujos de lodos que puedan afectar los predios circunvecinos como ocurrió en noviembre de 2019.

16.2.3 PROPUESTA OBRAS DE ESTABILIZACION

Realizados los diferentes análisis de estabilidad a lo largo de los perfiles de estudio, se concluye en que es necesario llevar a cabo una serie de obras y acciones tendientes a mejorar las condiciones de estabilidad y en otros casos a mitigar los riesgos que generan potenciales movimientos en masa de difícil control, como los que pueden ocurrir en el escarpe del Cerro Las Nubes. Las obras de estabilización y/o de mitigación han sido esbozadas a lo largo del

informe, por lo que se procederá a realizar un compendio de las mismas, que permita dar mayor claridad a las recomendaciones planteadas.

Para la zona aferente a los perfiles 1, 2 y 3 que involucran la zona inestable activa que se presenta en el sector suroccidental de la zona de estudio, específicamente en la vecindad del barrio La Comba, se propone como medida de corrección de la inestabilidad, la construcción de un sistema de contención mediante pantallas ancladas que generen una fuerza estabilizadora para contrarrestar las fuerzas que favorecen el movimiento en masa. Considerando las condiciones geotécnicas e hidrogeológicas del sector evaluado, se recomendó como alternativa seleccionada, la alternativa No 1 que se compone de pantallas ancladas, las cuales se distribuirán en tres sectores de la ladera inestable. La pantalla anclada inferior consta de 8 líneas de anclajes activos de 35 metros de longitud, inclinados 25° con respecto a la horizontal, la segunda zona de anclajes (sector intermedio) se compone de 8 líneas de anclajes de 40 metros de longitud, inclinados 25° con respecto a la horizontal y una zona superior que se compone de 14 líneas de anclajes activos de 30 m de longitud, inclinados 15° con respecto a la horizontal (Ver Anexo 9 – Planos EST_Alternativa_1)

Todos los anclajes tendrán como componente 3 torones de ½ pulgada, que se tensionarán cada uno a 10 Toneladas para obtener una fuerza de tesado de 30 toneladas en cada anclaje. Para generar el bulbo de cada sistema de anclajes, se utilizará una lechada de agua: cemento en proporción de 0.5 en peso y ésta se inyectará a presiones que pueden oscilar entre 120 y 140 p.s.i, utilizando el sistema IRS (inyección repetitiva y selectiva).

Como medida complementaria se construirán drenes subhorizontales en cada zona de anclajes, los cuales se distribuirán entre los anclajes, cada 5 metros horizontalmente, es decir cada dos anclajes y cada 5 metros y verticalmente. Estos elementos tendrán una longitud no inferior a 25 metros y consisten en tubería de p.v.c ranurada o perforada de 2”, envuelta en geotextil no tejido NT 2000 o similar. Los drenes se construirán mediante una perforación levemente inclinada en la dirección de la pendiente del talud (3° a 5°). La tubería de p.v.c del dren se deberá prolongar al menos 0.20 m por fuera de la cara del terreno para facilitar la disposición de las aguas captadas, ya sea en las cunetas proyectadas o en un drenaje natural. Considerando el espaciamiento mencionado anteriormente, se requiere 4 baterías de drenes subhorizontales, en la primera batería de anclajes (batería inferior), iniciando entre las filas 1 y 2 de anclajes (considerando la fila No 1 como la inferior). En la batería intermedia de anclajes, donde se propone la construcción de 8 líneas de anclajes activos, se requiere la construcción de 4 líneas de subdrenes, colocando la primera línea o línea inferior, entre los anclajes de las filas 1 y 2. Finalmente en la batería de anclajes superior los subdrenes se espaciarán cada 2 anclajes por lo que se requerirán 7 líneas de drenes subhorizontales.

El subdrenaje de la zona se complementará con un sistema de drenaje superficial para captar, conducir y disponer las aguas lluvias y servidas de la zona, mediante una red de cunetas, rondas y canales distribuidos en la zona afectada. Finalmente, todas las áreas intervenidas deberán ser revegetalizadas con la siembra de pastos propios de esta zona de vida, que desarrollen una cobertura protectora para evitar procesos erosivos que puedan afectar la

estabilidad general de la zona.

Previo a las labores de construcción de los anclajes será necesario reconformar el talud que actualmente muestra evidencias claras de afectaciones por procesos erosivos y pequeños desprendimientos que están afectando la estabilidad global del mismo y pueden repercutir negativamente en la estabilidad de las obras realizadas en la parte alta del talud. Para esta reconformación se ha definido construir una serie de bermas y taludes, estos últimos con una inclinación de 45° y con alturas de 5.0 metros entre bermas. Las bermas tendrán un ancho mínimo de 2.0 y máximo de 3.0 metros y se conformarán de tal manera que las aguas de escorrentía drenen hacia la parte interna de la berma, donde se construirá una cuneta para captar las aguas del talud y de la propia berma.

Una vez se realice el terraceo propuesto, será necesario proceder a proporcionar la cobertura vegetal protectora, mediante la siembra de especies de pastos propios de esta región que garanticen un adecuado prendimiento y desarrollo para prevenir potenciales procesos erosivos y pequeños desprendimientos.

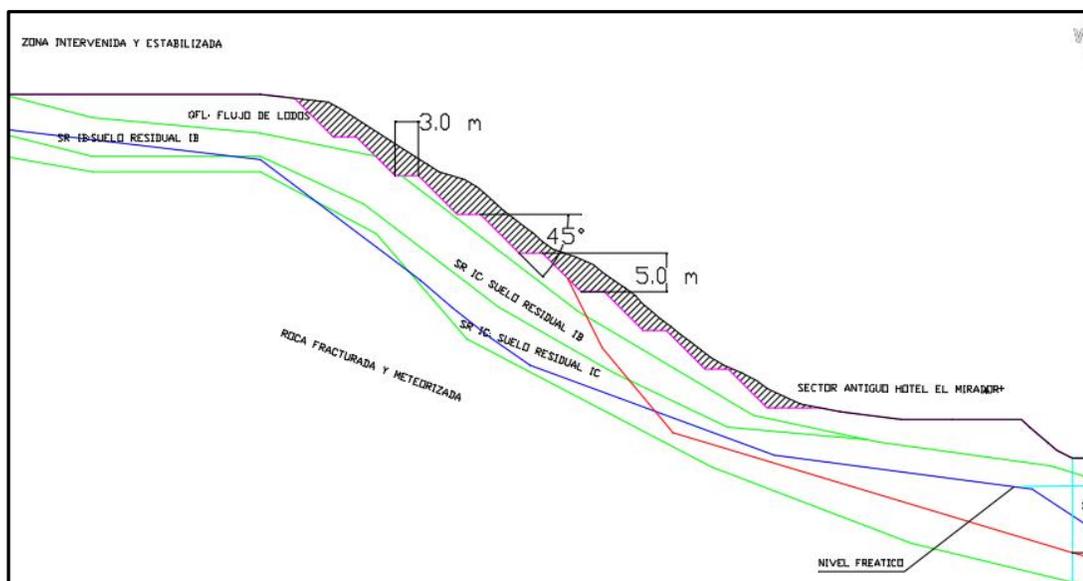


Figura 370. Propuesta de intervención talud superior.

Para favorecer la estabilidad de la zona y como medida obligatoria, pues se demostró en los diferentes análisis de estabilidad, se requiere la instalación de un sistema de subdrenaje compuesto por drenes subhorizontales de 25 metros de longitud, entre los anclajes propuestos, cuyas especificaciones se detallaron en párrafos anteriores. Estos elementos se instalarán en perforaciones de 3 pulgadas de diámetro, en las cuales se introducirá una tubería p.v.c ranurada o perforada de 2 pulgadas envuelta o forrada con geotextil NT 2000 o equivalente. La inclinación de los drenes deberá oscilar entre 3° a 5° para facilitar el escurrimiento de las aguas captadas, las cuales deben conducirse hacia cunetas o rondas o hacia un drenaje natural.

Como se ha reiterado en los diferentes análisis de estabilidad, donde se ha concluido sobre la necesidad fundamental de mantener un adecuado drenaje y subdrenaje en este sector, es prioritario la implementación de obras para el manejo de las aguas lluvias y de escorrentía, mediante un sistema de cunetas que permitan captar, conducir y descargar en sitios adecuados las escorrentías generadas. El planteamiento, localización y diseño de las mismas, se presentará en el capítulo de Hidrología e hidráulica del presente estudio.

Con miras a reforzar la recomendación anterior, será necesario que se incluya dentro de las medidas de mitigación, la revegetalización de las áreas expuestas o que se intervengan como producto de la implementación de las obras recomendadas anteriormente. Para esto se deberán sembrar especies de pastos propios de esta zona de vida, que garanticen una adecuada protección contra los efectos erosivos del agua y a la vez evite la infiltración de las aguas lluvias y escorrentías al subsuelo que genera un deterioro de las propiedades geotécnicas y pueden producir nuevas inestabilidades o acelerar los procesos existentes.

Para la zona aferente a los perfiles 4 y 5 es necesario como se comentó anteriormente, definir dos subsectores de comportamiento geotécnico disímiles: el primero corresponde a la parte alta del cerro Las Nubes, donde se generaron en noviembre del año 2019 varios movimientos en masa de poco espesor que descendieron en forma de flujos de lodo afectando algunos sectores del área urbana del municipio de Jericó. El otro subsector corresponde a la zona centro oriental cuyos terrenos se caracterizan por presentar algunos procesos morfodinámicos recientes como deslizamientos, flujos de lodo y procesos de reptación, así como zonas de empozamiento, alta humedad y niveles freáticos altos. Para cada uno de estos subsectores se presentan a continuación las obras y acciones tendientes a mitigar el riesgo por eventuales procesos o movimiento en masa.

Para la zona alta del cerro Las Nubes se propone la construcción de un sistema de subdrenaje compuesto por drenes sub-horizontales que se ubicarán como se muestra en la Figura 365.

Estos drenes tendrán longitud de 25 metros y se espaciarán cada 10 metros horizontalmente y tendrán especificaciones similares en relación con el diámetro de la tubería, tipo de geotextil de recubrimiento, inclinación, a los especificados anteriormente. Se reitera la necesidad de conducir las aguas captadas hacia los drenajes naturales o en su defecto a las cunetas diseñadas para el control de aguas lluvias y escorrentías.

En aquellos sectores afectados por los desprendimientos recientes, donde se observa un proceso lento de revegetación natural, es importante que se desarrolle un programa de revegetación de refuerzo que acelere el prendimiento de especies de pastos o especies arbustivas de pequeño porte que cubran las áreas expuestas y eviten la formación de procesos erosivos que pueden reactivar la inestabilidad que se presentó en años anteriores.

Para la zona centro oriental, en las áreas aferentes a los perfiles 4 y 5 se ha recomendado igualmente la instalación de drenes sub-horizontales distribuidos como se muestra en la

Figura 371. Estos elementos tendrán longitudes de 20 metros y el espaciamiento horizontal entre drenes será de 10 m aproximadamente. Las especificaciones de los drenes para esta zona, serán similares a las ya presentadas para las zonas anteriores.

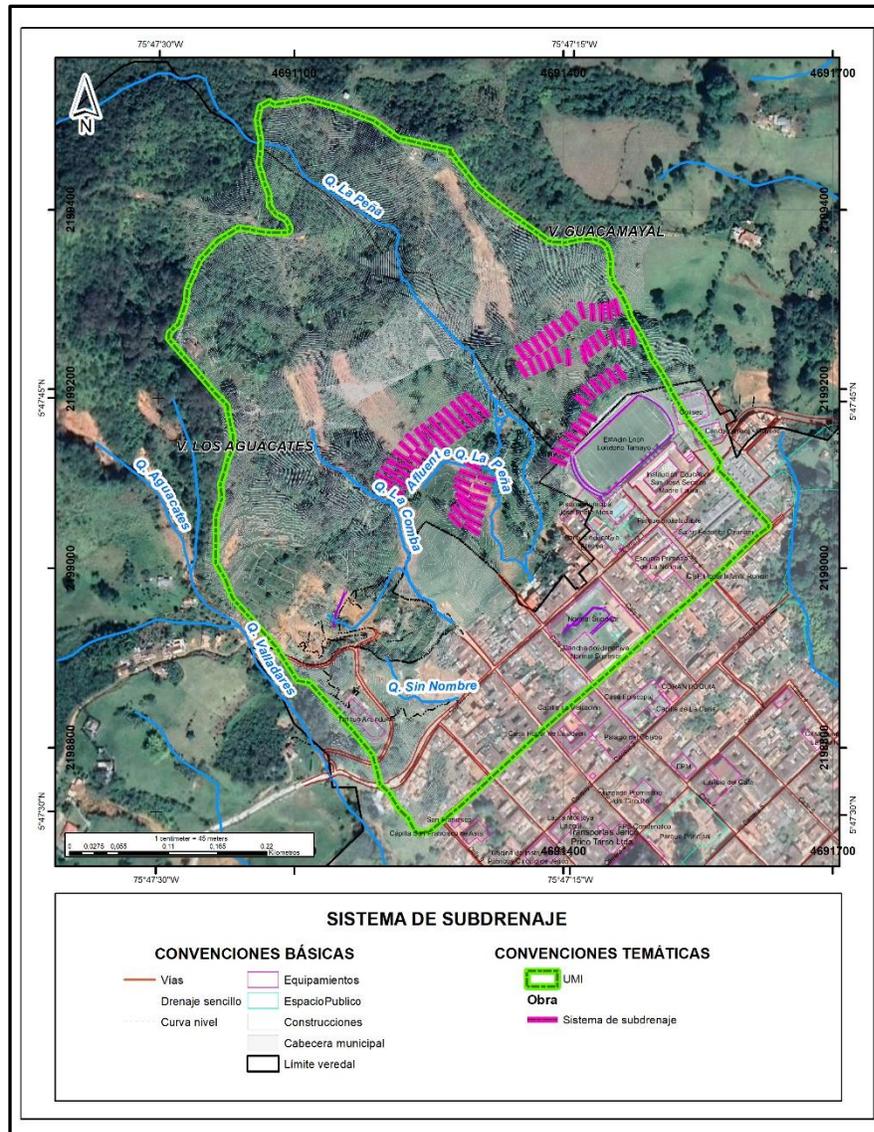


Figura 371. Localización de sistema de subdrenaje zona centro oriental.

Para este sector igualmente se han propuesto y diseñado un sistema de canales y cunetas que van a favorecer la escorrentía controlada y por ende lograrán disminuir los procesos de infiltración y de saturación evidentes en la actualidad, repercutiendo en mejores condiciones de estabilidad para el sector. Las propuestas y diseños del sistema de drenaje superficial se presentan en el capítulo de hidrología e hidráulica.

Dado que aun realizando las obras de manejo de aguas superficiales y subsuperficiales,

persiste la amenaza de potenciales deslizamientos a generarse en la zona del escarpe, es necesario complementar las medidas de mitigación antes expuestas, con una medida bioingenieril que incluya la siembra de especies arbóreas en la zona centro oriental y en la zona baja de la ladera, que permita conformar barreras naturales que interrumpan o disminuyan la velocidad de potenciales flujos de lodos y escombros que pudiesen desprenderse de la zona del escarpe. Para el desarrollo de esta propuesta, el Municipio de Jericó, deberá adquirir estos predios o en su defecto conciliar con los propietarios sobre la necesidad de establecer una zona de protección que no solo ayude en el control de potenciales flujos como los ocurridos recientemente, si no que sirva además para fomentar actividades ambientales de protección de flora y fauna.

16.2.4 DIMENSIONAMIENTO GEOTÉCNICO DADOS DE REACCION

- Cálculo de capacidad portante suelo de cimentación Datos de reacción de anclajes

Es necesario determinar la capacidad de soporte del suelo que servirá de apoyo a las estructuras de reacción o dados de los anclajes, con el fin de evitar potenciales fallas por punzonamiento o deformaciones excesivas que alteren la tensión en los cables de tensado. Para esto se utilizará el software Load Cap de la casa Geostru, el cual permite además obtener los asentamientos elásticos que se pueden producir durante la vida útil del anclaje.

En el mencionado software se expone la siguiente teoría:

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

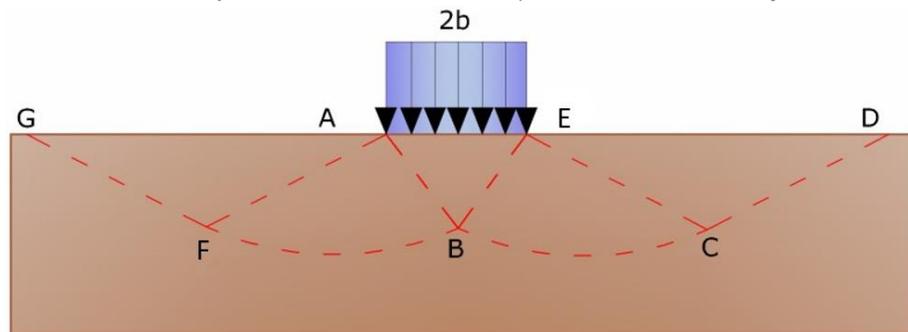


Figura 372. Mecanismo de rotura de Prandtl.

Se utilizará la formulación propuesta por Vesic (1975) para el cálculo de la capacidad de carga inclinada, dada la condición de trabajo sobre el talud de los dados de anclaje, la cual se expresa como:

$$q_{ul} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_{\gamma} \times i_{\gamma} \times d_{\gamma}$$

Para la estimación de asentamientos el software utilizado se basa en la teoría de elasticidad que especifica:

Los asentamientos de una cimentación rectangular de dimensiones B´L puesta en la superficie de un semiespacio elástico se pueden calcular con base en una ecuación basada en la teoría de la elasticidad (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

Donde:

q_0 = Intensidad de la presión de contacto;

B' = Mínima dimensión del área reactiva;

E m = Parámetros elásticos del terreno;

I_i = Coeficientes de influencia dependientes de: L'/B' , espesor del estrato H , coeficiente de Poisson m , profundidad del nivel de cimentación D ;

- **Estimación capacidad de soporte y asentamientos dados de reacción.**

Basado en las condiciones geotécnicas establecidas en los diferentes modelos geológico-geotécnicos, se estimó con base en el software Load Cap la capacidad de soporte del suelo de apoyo de los dados de reacción de los anclajes propuestos. De igual manera, el software estima los asentamientos elásticos que puedan ocurrir por la presión ejercida por el tensionamiento sobre el suelo de apoyo.

Los resultados obtenidos corresponden a una capacidad de soporte de 206.4 kN/m² y un asentamiento de 4.59 mm para una carga de trabajo de 206.4 kN/m². El módulo de balasto obtenido es de 18988 kN/m³

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, el diseño estructural dimensionará el dado de reacción verificando que no se sobrepasen los valores de capacidad portante y asentamientos permisibles.

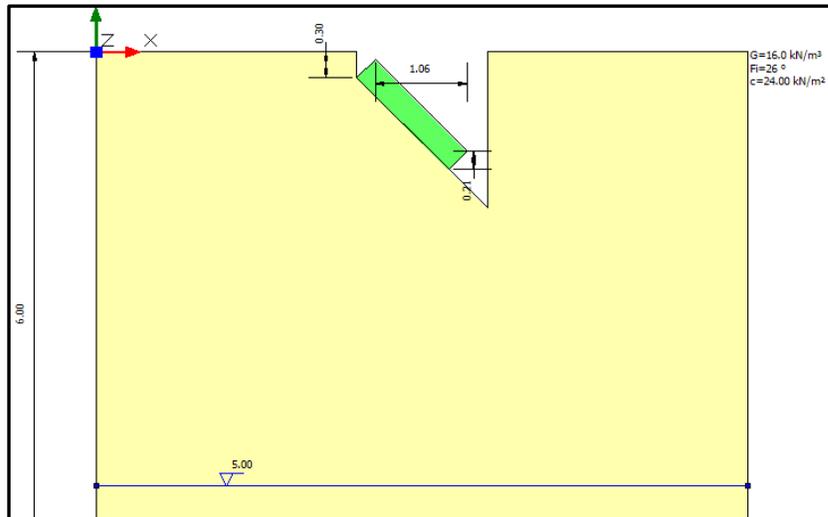


Figura 373. Modelo geotécnico establecido para el cálculo de la capacidad de soporte y asentamientos en dados de reacción.

16.2.5 PLAN DE SEGUIMIENTO Y MONITOREO

Para monitorear el comportamiento de taludes naturales o artificiales se hace necesario conocer los desplazamientos verticales y/o horizontales que experimentan estas geoformas en el sector de estudio. Los inclinómetros verticales permiten monitorear el desarrollo de los movimientos laterales, determinar su localización, magnitud y rangos, bajo la superficie del terreno con una buena precisión. Los inclinómetros se aplican principalmente para monitorear el comportamiento de desplazamientos del terreno, excavaciones, etc. Un sistema de inclinometría incluye una tubería para inclinómetros (con 4 canales o estrías, distribuidas en dos ejes ortogonales entre sí), una sonda de monitoreo con cable de control y una unidad de lectura.

La tubería para el inclinómetro se instala de forma que uno de los ejes de canales (estrías) quede alineado en la dirección esperada del movimiento. Las medidas se hacen pasando las ruedas de la sonda a través de las estrías de este eje. Inicialmente, se introduce la sonda con las ruedas superiores en la dirección A0 y posteriormente en la dirección A180.

En relación con los piezómetros, estos elementos permiten de manera sencilla monitorear y realizar seguimiento de las variaciones del nivel freático y eventualmente la toma de muestras de agua para análisis, en caso de requerirse. Los piezómetros que se han instalado y se instalarán en este proyecto corresponden a tuberías de p.v.c ranurada envuelta en geotextil no tejido. Este elemento se introduce en el orificio del sondeo y el espacio anular se rellena con arena para permitir el flujo hacia la tubería ranurada. La ranuración se realiza en el sector de interés, para lo cual se cuenta con la asesoría de personal especialista en el área de Hidrogeología

La instrumentación instalada se realizó en 12 de los sondeos ejecutados, en los cuales se colocaron 6 piezómetros y 6 inclinómetros. Los piezómetros fueron instalados en los sondeos P1, P5, P6, P10, P11 y P13, en tanto que los inclinómetros se colocaron en los sondeos P2, P3, P4, P8, P9 y P12.

16.2.6 MONITOREO POTENCIALES MOVIMIENTOS EN MASA.

Como parte de los alcances del estudio de amenaza, se instalaron 6 inclinómetros en diferentes perforaciones tratando de cubrir la mayor parte de la zona de estudio y haciendo énfasis en monitorear la zona inestable previamente definida. Para lo anterior, se instalaron 4 inclinómetros en la zona inestable y dos inclinómetros adicionales se distribuyeron en la zona restante. Para la instalación de los inclinómetros se introdujo la tubería comúnmente utilizada para este propósito en el sondeo seleccionado. Una vez la tubería se encuentre en el pozo, se rellena el espacio anular entre el tubo y el terreno con una lechada de agucemento lo suficientemente fluida para que llene este espacio de manera adecuada. El tubo se debe alinear de tal manera que un par de ranuras se encuentren alineadas en la dirección anticipada del movimiento. La ranura que se encuentra, en dirección ladera abajo, se marca como A0 y la ranura opuesta, se marca como A180. Las otras dos ranuras se marcan como B0 y B180.

A partir del 24 de enero de 2022 se dio inicio al programa de monitoreo de los inclinómetros instalados, para lo cual se utilizó una sonda compuesta por dos sensores biaxiales que miden las inclinaciones en dos ejes A0-A180 y B0-B180 como se observa en la Figura siguiente.

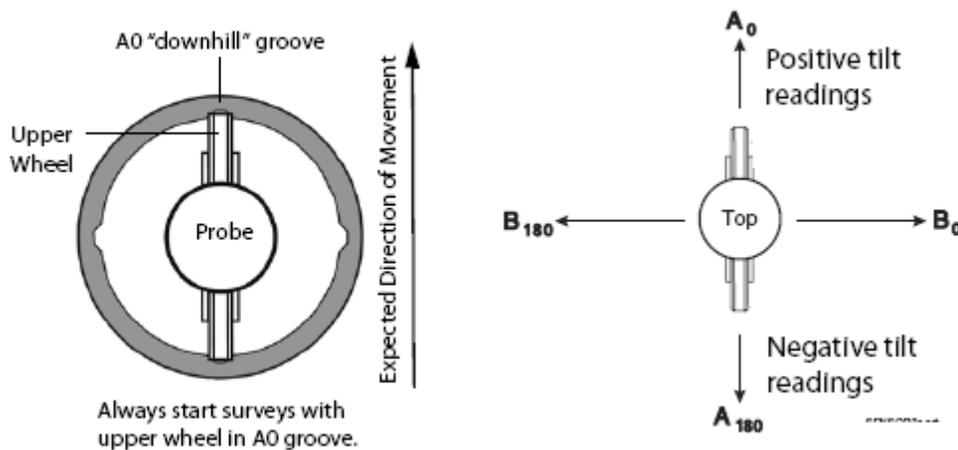


Figura 374. Características de instrumentación instalada

En el proceso, se introduce la sonda (Slope Indicator) dentro de la tubería y se deja deslizar hasta el fondo del tubo, verificando que se establezcan la temperatura y la humedad; una vez logrado esto se comienzan a tomar los registros.

El sistema de lectura está constituido por una sonda (torpedo), cable, tubería, lector (consola) y operador. Generalmente el sistema cuenta con una precisión de $\pm 7,0$ mm por cada 30,0 m. Sin embargo, si el operador tiene buena experiencia, el tubo utilizado es de buena calidad e instalado correctamente, y el equipo de lectura está en buenas condiciones, la precisión del sistema puede llegar hasta $\pm 2,0$ mm por cada 30,0 m.

En la imagen siguiente se muestra la localización geográfica de los instrumentos instalados, así como la profundidad que alcanzó cada instrumento.

Tabla 139. Tabla de localización de instrumentación instalada

ELEMENTO	COORDENADAS				PROF INSTALACION (m) (**)
	WGS84		MAGNA Colombia Bogotá		
	NORTE	OESTE	X	Y	
INCL-1	5°47'35.42"N	75°47'21.45"W	810384.09	1132651.23	17.0
INCL-2	5°47'34.28"N	75°47'19.53"W	810443.08	1132616.05	16.0
INCL-3	5°47'36.97"N	75°47'21.40"W	810385.83	1132698.70	17.5
INCL-4	5°47'38.70"N	75°47'19.35"W	810448.90	1132751.74	10.0
INCL-5	5°47'42.31"N	75°47'19.24"W	810452.69	1132862.77	15.5
INCL-6	5°47'47.96"N	75°47'16.40"W	810540.49	1133036.22	15.0

*Las coordenadas de los instrumentos fueron obtenidas mediante un GPS portátil, por lo tanto, pueden llegar a presentar una pequeña desviación o desfase.

El programa de monitoreo como se comentó anteriormente, se inició el día 24 de enero de 2022 con la lectura base y se programaron 3 lecturas de control que se realizaron los días 07 de febrero, 21 de febrero y 14 de marzo de 2022. Los resultados para cada uno de los instrumentos monitoreados se presentan a continuación:

Inclinómetro 1.

Este instrumento muestra un desplazamiento acumulado de 0.29 cm en el eje A0 (eje orientado en el sentido del movimiento) y de -0.12 cm en el eje B0. Estos valores son inferiores al margen de error para la precisión del equipo de lectura.

Inclinómetro 2.

Se presentan desplazamientos acumulados hasta el 14 de marzo de 2022 de -0.55 cm en el eje A0, valor superior al margen de error para la precisión del sistema, que de acuerdo a la profundidad del inclinómetro corresponde a ± 0.37 cm (Precisión: ± 0.70 cm cada 30m). En el eje B0 se presentan desplazamientos máximos de 0.35 cm, valor inferior al margen de error para la precisión del equipo, que de acuerdo a la profundidad del inclinómetro corresponde a ± 0.37 cm (Precisión: ± 0.70 cm cada 30m).

Inclinómetro 3.

Se presentan desplazamientos acumulados máximos de 0.20 en el eje A0 y de 0.22 en el eje B0. Estos valores se encuentran dentro del margen de error para la precisión del sistema.

Inclinómetro 4.

En este instrumento se presentan desplazamientos máximos de 1.12 cm en el eje A0, valor que es superior al margen de error del equipo de lectura, que denotaría un posible movimiento a profundidad aproximada de 5 metros. En el eje B0 el desplazamiento acumulado a la fecha es de 0.12 cm, valor que se encuentra en el rango de precisión del equipo de lectura.

Inclinómetro 5.

En el sentido A0 se presentan desplazamientos máximos acumulados de -0.17 cm, valor inferior al margen de error para la precisión del sistema, que de acuerdo a la profundidad del inclinómetro corresponde a ± 0.36 cm (Precisión: ± 0.70 cm cada 30m). Por otro lado, en el sentido B0, se presentan desplazamientos máximos de 0.18 cm, valor inferior al margen de error para la precisión del equipo, que de acuerdo a la profundidad del inclinómetro corresponde a ± 0.36 cm (Precisión: ± 0.70 cm cada 30m).

Inclinómetro 6.

En este instrumento se tiene desplazamientos máximos de -0.23 cm en el eje A0 y de 0.06 cm en el eje B0. Estos valores se encuentran en el rango de precisión del equipo de lectura utilizado.

En conclusión, Para la última lectura (14 de marzo de 2022), puntualmente sobre los instrumentos INCL-2 e INCL-4 se evidenciaron desplazamientos acumulados que excedieron ligeramente el margen de precisión del equipo, por lo cual se debe continuar con el monitoreo. Para el caso de los instrumentos INCL-1, INCL-3, INCL-5, INCL-6, hasta el momento no se presentan desplazamientos significativos en ninguno de los ejes, de acuerdo a esto se mantienen dentro del margen de error para la precisión del equipo de lectura y se recomienda continuar con el monitoreo con la periodicidad que se recomienda a continuación.

En relación con la periodicidad del monitoreo en los inclinómetros, se establece que el factor a evaluar corresponde a la velocidad del movimiento, que determinará la necesidad de generar alertas para la prevención de potenciales daños en infraestructura y pérdida de vidas humanas. Para lo anterior, se tomará como base la clasificación de movimientos en masa propuesta por el Transportation Research Board de los Estados Unidos, presentada en el texto “Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales” del ingeniero Jaime Suarez, que se muestra a continuación

Tabla 140. Velocidad de movimientos en masa. Tomado de Suarez, 1998

Tabla 1.2 Velocidad de los movimientos (Adaptado de Cruden, Varnes - 1996)

Clase	Descripción	Velocidad (mm/sg)	Desplazamiento	Poder destructor
7	Extremadamente rápido			Catástrofe de violencia mayor; edificios destruidos por el impacto o el material desplazado, muchas muertes; escape improbable.
		5×10^3	5 m/seg	
6	Muy rápida			Alguna pérdida de vidas; velocidad demasiado alta para permitir a todas las personas escapar.
		5×10^1	3 m/min	
5	Rápida			Escape posible; estructuras, propiedades y equipos destruidos.
		5×10^{-1}	1.8 m/hora	
4	Moderada			Algunas estructuras temporales y poco sensitivas pueden mantenerse temporalmente.
		5×10^{-3}	13 m/mes	
3	Lenta			Construcciones remediales pueden llevarse a cabo durante el movimiento. Algunas estructuras insensitivas pueden mantenerse con mantenimiento frecuente.
		5×10^{-5}	1.6 m/año	
2	Muy lenta			Algunas estructuras permanentes no son dañadas por el movimiento.
		5×10^{-7}	16 mm/año	
1	Extremadamente lenta			Imperceptibles sin instrumentos; construcción posible pero deben tenerse precauciones.

A partir de la tabla anterior, se propone el siguiente programa de monitoreo:

Tabla 141. Programa de monitoreo y recomendaciones a implementar

Descripción	Velocidad	Recomendación
Lento	Hasta 0.18 mm/hora	Realizar monitoreo cada 15 días
Moderado	Hasta 18 mm/hora	Realizar monitoreo diariamente e inspeccionar la zona para identificar grietas, asentamientos y desplazamientos del terreno
Rapido	A partir de 1.80 m/hora	Declarar alerta roja y evacuar personas en zona declarada como de alto riesgo.

Se recomienda continuar con el programa de monitoreo de acuerdo con los parámetros propuestos en la tabla anterior hasta tanto se construyan las obras de manera integral. Una vez se hayan construido las obras, será necesario continuar el monitoreo con lecturas quincenales durante al menos dos años, para evaluar la efectividad de la solución o para realizar los ajustes a las mismas en caso de requerirse.

En relación con la instrumentación existente y teniendo en cuenta que el inclinómetro No 3 instalado en la perforación 4 experimentó obstrucción a una profundidad de 12 metros, que

impide el monitoreo a mayores profundidades, es conveniente reemplazar este instrumento por otro que alcance una profundidad no inferior a 20 metros, para determinar con precisión la profundidad de la falla que afecta el sector. Este inclinómetro se podrá instalar en un nuevo sondeo que se podrá ubicar contiguo al sitio de la perforación 4

- **Monitoreo de niveles freáticos**

Teniendo en cuenta el papel determinante del agua en la generación de inestabilidades, es prioritario que se realice periódicamente el monitoreo de los niveles freáticos, para detectar incrementos o elevaciones del mismo, que puedan ser el detonante de deslizamientos. Durante el desarrollo del estudio se instalaron 6 piezómetros de tubo abierto que fueron ubicados en 6 de los 13 sondeos exploratorios realizados. Los piezómetros se instalaron en una perforación con diámetro NQ y consisten en una tubería de p.v.c ranurada de 1 ½" envuelta en geotextil no tejido tipo NT 2000 o equivalente. El espacio entre el tubo y la pared de la perforación se rellena con arena gruesa o gravilla limpia. En el fondo de la tubería se coloca un tapón que evite el ingreso de sedimento a la tubería. De igual manera en la parte superior, se construyó una caja o protector metálico para su preservación.

Los piezómetros permitirán monitorear las variaciones del nivel freático en la zona y advertir sobre elevaciones del mismo para evaluar la eficiencia de las obras de drenaje proyectadas.

El nivel freático se podrá medir con un indicador de nivel acústico y se llevará el registro de las mediciones, anotando, además, la ocurrencia o no de lluvias en horas previas a la medición. Se propone realizar las mediciones de control y seguimiento con periodicidad de 15 días, en un período no inferior a 24 meses inicialmente. Este periodo podrá prolongarse con el fin de acopiar suficiente información que permita definir sobre la necesidad de reforzar las obras de drenaje o subdrenaje o realizar el mantenimiento de las mismas.

16.3 PRIORIZACION OBRAS DE ESTABILIZACIÓN

Ante las dificultades que pueden presentarse para la consecución de los recursos económicos que permitan llevar a cabo la totalidad del proyecto de estabilización presentado en este documento, se propone llevar a cabo la ejecución de las obras en diferentes etapas, para lo cual se propone la siguiente prioridad:

1. Dado que la zona del antiguo hotel El Mirador es la que presenta evidencias manifiestas de inestabilidad que se aceleran en los periodos de invierno, se recomienda realizar la intervención inicial en este sector, donde será necesario la construcción de anclajes activos, drenes subhorizontales y la red de manejo de aguas superficiales y de escorrentía. Se incluye en esta etapa la conformación de taludes para la correcta instalación de los sistemas de anclajes.

2. En una segunda etapa se podrán construir las obras de drenaje y subdrenaje que se han establecido para la zona alta del cerro Las Nubes, consistentes en subdrenes de penetración y canales, así como la instalación de subdrenes y sistemas de captación y conducción de aguas lluvias y de escorrentía de la zona centro oriental del cerro Las Nubes. En esta segunda etapa, se incluye los programas de revegetalización de áreas expuestas y las zonas de reforestación propuestas en el presente estudio.

Ahora bien, es probable que los recursos obtenidos para la ejecución de las obras, no permitan llevar a cabo la propuesta de priorización anterior de la manera establecida allí. En este caso se podrán realizar medidas de mitigación enfocadas a disminuir la potencialidad de que el movimiento en masa de la zona del antiguo hotel El Mirador puede reactivarse y causar graves afectaciones a la comunidad ubicada en la zona de influencia de este proceso. Estas medidas de mitigación están orientadas a controlar el agua tanto superficial como subsuperficial mediante la construcción del sistema de subdrenaje compuesto por drenes horizontales como del sistema de drenaje superficial compuesto por canales, cunetas y rondas que permitan captar y conducir las aguas lluvias y de escorrentía en el sector antes mencionado.

16.4 HIDROLÓGIA E HIDRÁULICO

16.4.1 CANALES

Para mejorar la condición hidráulica del polígono de estudio y mitigar las posibles afectaciones por los procesos erosivos y de socavación evidenciado en la quebrada La Comba y en algunas zonas por la ausencia de obras de manejo de aguas lluvias, se recomienda la implementación de las siguientes obras:

- Sobre la quebrada La Comba se recomienda la construcción de un canal rectangular escalonado en concreto de 1.0 m de alto por 1.0 m de ancho, en una longitud de 163m. En la Figura 375 se muestra la vista en planta del alineamiento del canal propuesto (Ver Anexo 9 – planos HID4_JERICO_4 DE 8 y HID4_JERICO_5 DE 8).
- Se realizó la verificación hidráulica de esta canal mediante el uso del programa HCanal, el cual es de acceso libre. Este programa permite resolver ecuaciones de flujo gradual y rápidamente, variado en canales abiertos con el fin de proveer un diseño hidráulico, el cual fue desarrollado por El Instituto Tecnológico de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Agrícola. Entre sus herramientas, se encuentran diseños de perfiles de flujo en estado estacionario de los canales abiertos, que ayuda a visualizar alternativas de diseño y permite exportar a hojas de cálculo los informes del perfil de superficie e impresiones gráficas. El software permite el manejo de dos tipos de flujo subcrítico y supercrítico. Calcula rápidamente las propiedades de flujo y el canal, tales como la profundidad crítica, pendiente, radio hidráulico, perímetro mojado, profundidad normal, rugosidad del canal, etc. Utiliza la ecuación de Manning y la integración numérica para la exactitud del estado del canal. Los resultados son mostrados en la Figura 376,

donde se considera que el canal teniendo un borde libre de 0.20 m, presenta una capacidad hidráulica de 3.96 m³/s, caudal que es mayor al caudal estimado de los 100 años de periodo de retorno de la quebrada (2.99 m³/s).

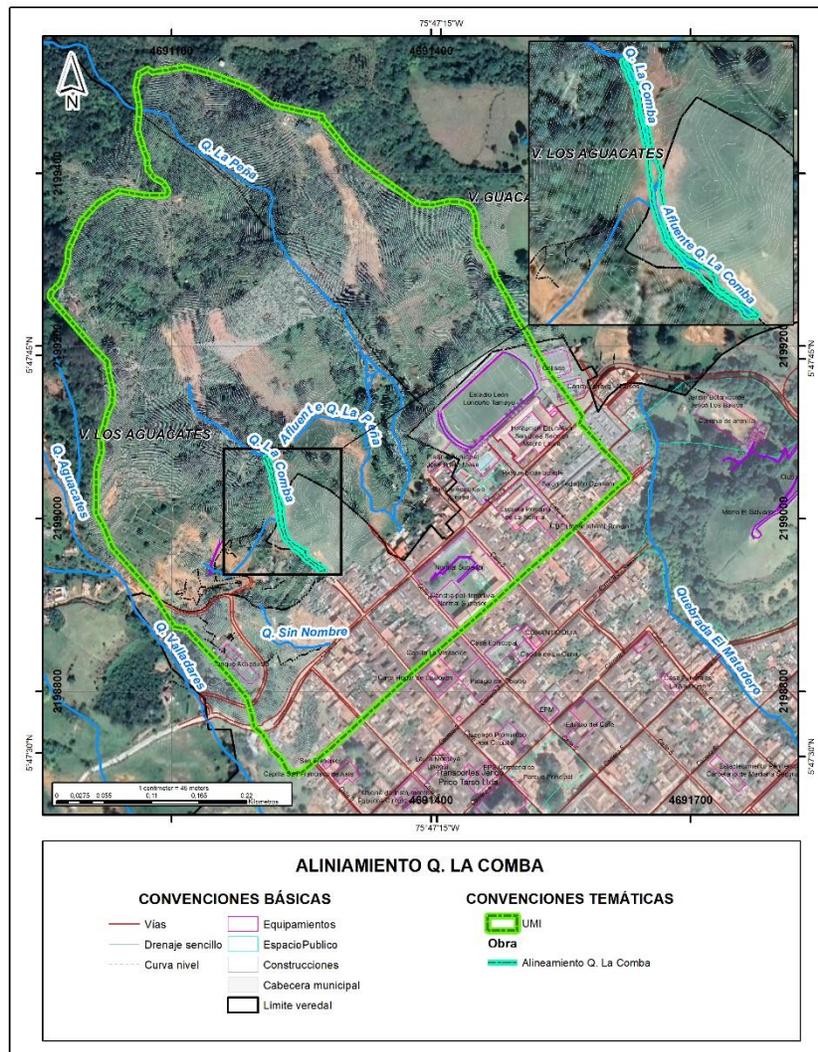


Figura 375. Vista en planta alineamiento Q. La Comba

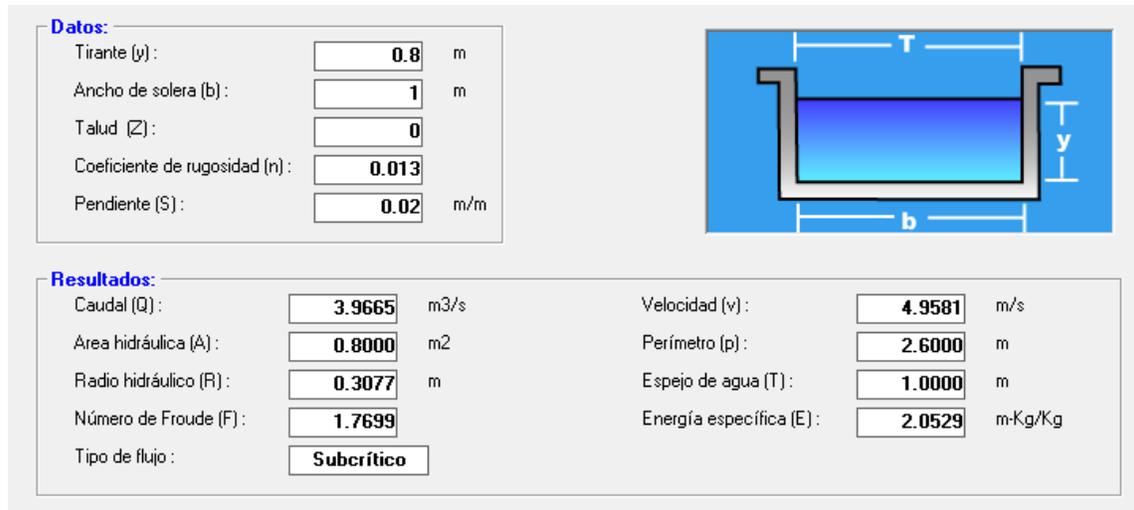


Figura 376. Verificación capacidad hidráulica de la obra – Q. La Comba

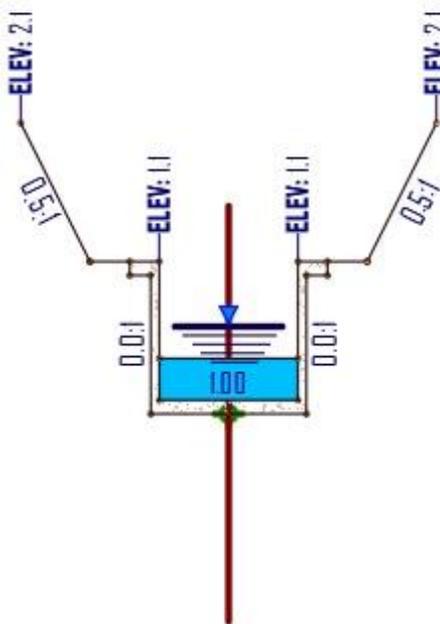


Figura 377. Sección típica canal – Q. La Comba

16.4.2 VERIFICACIÓN DE LOS ESCALONES DE DISIPACIÓN Q. LA COMBA

Conocida la geometría del canal, y a pesar de que con el uso del software Hcanales se valida la capacidad de la obra, se construyó nuevamente un modelo para validar la capacidad de disipación. Por lo tanto, es necesario una revisión del tipo de flujo tipo Nappa (no hay flujo tipo Skimmig), para detallar la capacidad de disipación.

Para el tránsito de caudales en el escalón se parte de la propuesta de geometría aprobada, esto con el fin de poder definir parte del sistema hidráulico y a partir de las ecuaciones de la hidráulica tradicional construir el perfil de flujo a lo largo del mismo. Se buscan dos objetivos, el primero es validar la capacidad hidráulica del canal para el tránsito del caudal de diseño de la quebrada, y el segundo es el de verificar el tiro parabólico. Se identifican los siguientes parámetros: Huella, contrahuella, pendiente canal, ancho de canal y si se presenta una curva hacia derecha o izquierda (en el sentido del flujo). En el Anexo 6 – Memorias de calculo estructura escalonada Q. La Comba se valido la hidráulica de los escalones propuestos.

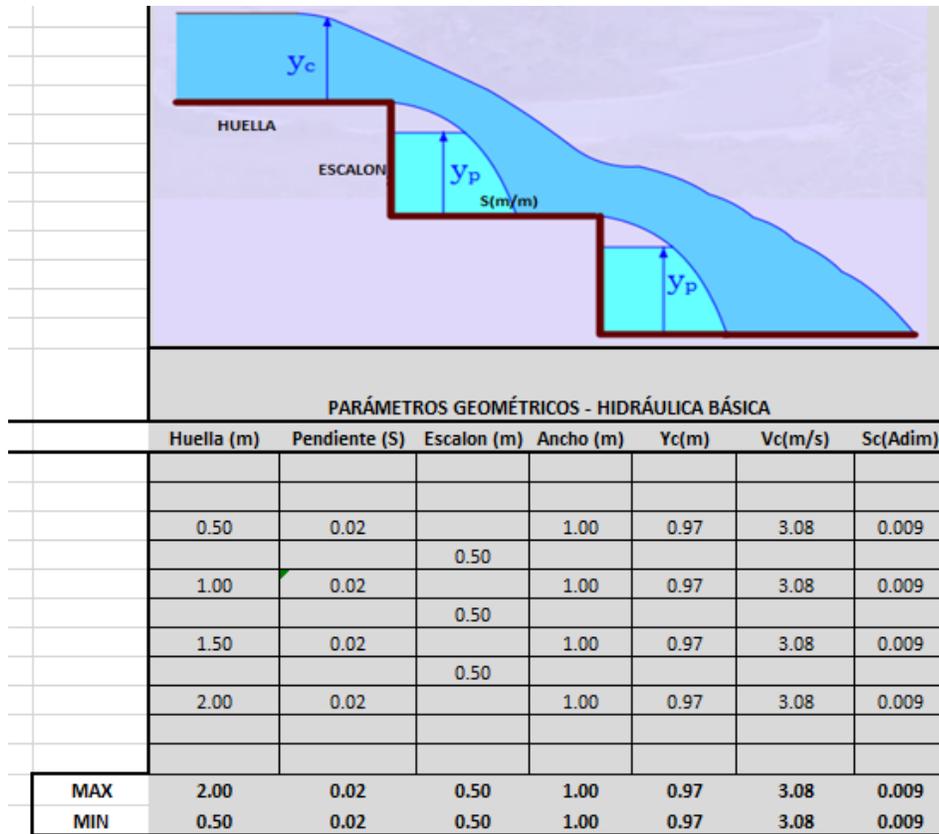


Figura 378. Esquema EXCEL para definir los parámetros básicos de la estructura escalonada.

A partir del uso del software Hcanales se calcula la pendiente crítica del canal del tramo de inicio, para lo cual se usa la ecuación de Manning y los siguientes datos de entrada (Caudal de diseño m^3/s , ancho en m y rugosidad de Manning de 0.013). Inicialmente se define la geometría básica de cada canal escalonado (último tramo) hasta el sitio de entrega, cuyo resumen se presenta en la Tabla 142.

En Tabla 142 se puede apreciar el valor de Y_c y V_c , que son calculados a partir de la ecuación de Manning usando la geometría real del escalón, para cada caudal de diseño y una rugosidad de $n=0.013$ asociada a concreto liso.

Tabla 142. Parámetros básicos para el cálculo de flujo por escalones.

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS – HIDRÁULICA							
	Huella (m)	Pendiente (S)	Escalón (m)	Ancho (m)	Yc(m)	Vc(m/s)	Sc(Adim)
MAX	2.00	0.02	0.50	1.00	0.97	3.08	0.009
MIN	0.50	0.02	0.50	1.00	0.97	3.08	0.009

El siguiente paso, en la hoja de escalones, consiste en calcular el tiro parabólico a partir de la metodología propuesta en notas de clase de Gary P. Merkley, en el cual se definen ecuaciones para estimar el máximo alcance del chorro bajo dos escenarios: caída libre y sumergencia.

De esta forma se define un valor medio a partir del cual se pueden verificar puntos críticos (si los hay). En el Anexo 6 se presenta el desarrollo teórico de la metodología y a continuación un resumen de las ecuaciones básicas para su aplicación (Figura 379).

Where the Nappe Hits the Floor

- Consider the following figure where flow goes from left to right (note that the coordinate origin is located at the brink of the overflow):

Como podrá observarse las ecuaciones dependen de la profundidad crítica (h_c) y de la altura del escalón. Debe recordarse que h_c se ubica a una distancia aguas arriba del borde del escalón, donde realmente la profundidad de flujo es aproximadamente $0.65 \cdot h_c$. h_c se calcula para cada uno de los escalones a partir de ecuaciones fundamentales de la hidráulica.

- This is the equation for the "free nappe" is:

$$\frac{X_f}{h_c} = -0.406 + \sqrt{3.195 - 4.386 \left(\frac{y_{drop}}{h_c} \right)} \quad (4)$$

where h_c is as defined in Eq. 3; and the other variables are defined in Fig. 3

 - Note that $y_{drop} < 0$, and $h_c > 0$, in all cases
 - This means that the ratio y_{drop}/h_c is always negative
 - Thus, x_f increases with increasing absolute magnitude of y_{drop}
 - Note also that x_f defines the upper nappe surface
 - Each of the terms in Eq. 4 are dimensionless
- This is the equation for the "submerged nappe":

$$\frac{X_s}{h_c} = \frac{0.691 + 0.228 \left(\frac{X_t}{h_c} \right)^2 - \frac{y_{drop}}{h_c}}{0.185 + 0.456 \left(\frac{X_t}{h_c} \right)} \quad (5)$$

again, where h_c is the critical depth, as defined in Eq. 3; x_i is defined by Eq. 6; and the other variables are defined in Fig. 3

 - The variable x_i is the distance to where the upper nappe surface plunges into the tail water
 - The nappe plunge location, x_i , is defined by an equation which is similar to Eq. 4 for the free nappe:

$$\frac{X_t}{h_c} = -0.406 + \sqrt{3.195 - 4.386 \left(\frac{h_t + y_{drop}}{h_c} \right)} \quad (6)$$

where h_t is the tail water depth in the stilling basin, as seen in Fig. 3, and is referenced to the stilling basin floor
- The average of the results from Eqs. 4 and 5 are used for drop structure design:

$$X_a = \frac{(X_f + X_s)}{2} \quad (8)$$

		TIRO PARABÓLICO Ecn. Analítica con Yc		Energy Dissipation Structures (ANEXO 6) Permite verificar máxima longitud de huella				
		Xtiropar. (m)	Xrestante (m)	Xf	Xt	Xs	Xa	(L-Xa)
BOX	MAX	2.66	0.81	1.87	0.79	2.36	2.12	-0.12
	MIN	1.19	-1.66	1.87	0.79	2.36	2.12	-1.12

Figura 379. Resultados del cálculo del alcance máximo del chorro

Estas ecuaciones son más conservadoras que la ecuación teórica y permiten identificar tramos en los cuales el flujo pueda sobrepasar un escalón. Obsérvese que el parámetro X_t , que corresponde al máximo alcance para descarga libre es más conservador que el parámetro $X_{tiropar}$ y por tanto se recomienda el procedimiento descrito en la figura anterior. Para definir el perfil de flujo se aplican las ecuaciones propuestas por N. Rajaratnam y M.R. Chamani en el tema de disipadores en escalón y que son discutidas el Dr. Hubert Chanson. En esta discusión (Anexo 6) se presenta un esquema simple para el cálculo del perfil de flujo a través de los escalones, el cual como se menciona anteriormente, es la referencia para definir no solo la capacidad hidráulica del canal, sino también ratificar la necesidad o no de modificar la geometría de los escalones. Para efectos de conocer la metodología se presenta en la Figura 380 un resumen de las ecuaciones comparadas en dicha formulación; además de los resultados más sobresalientes para cada canal.

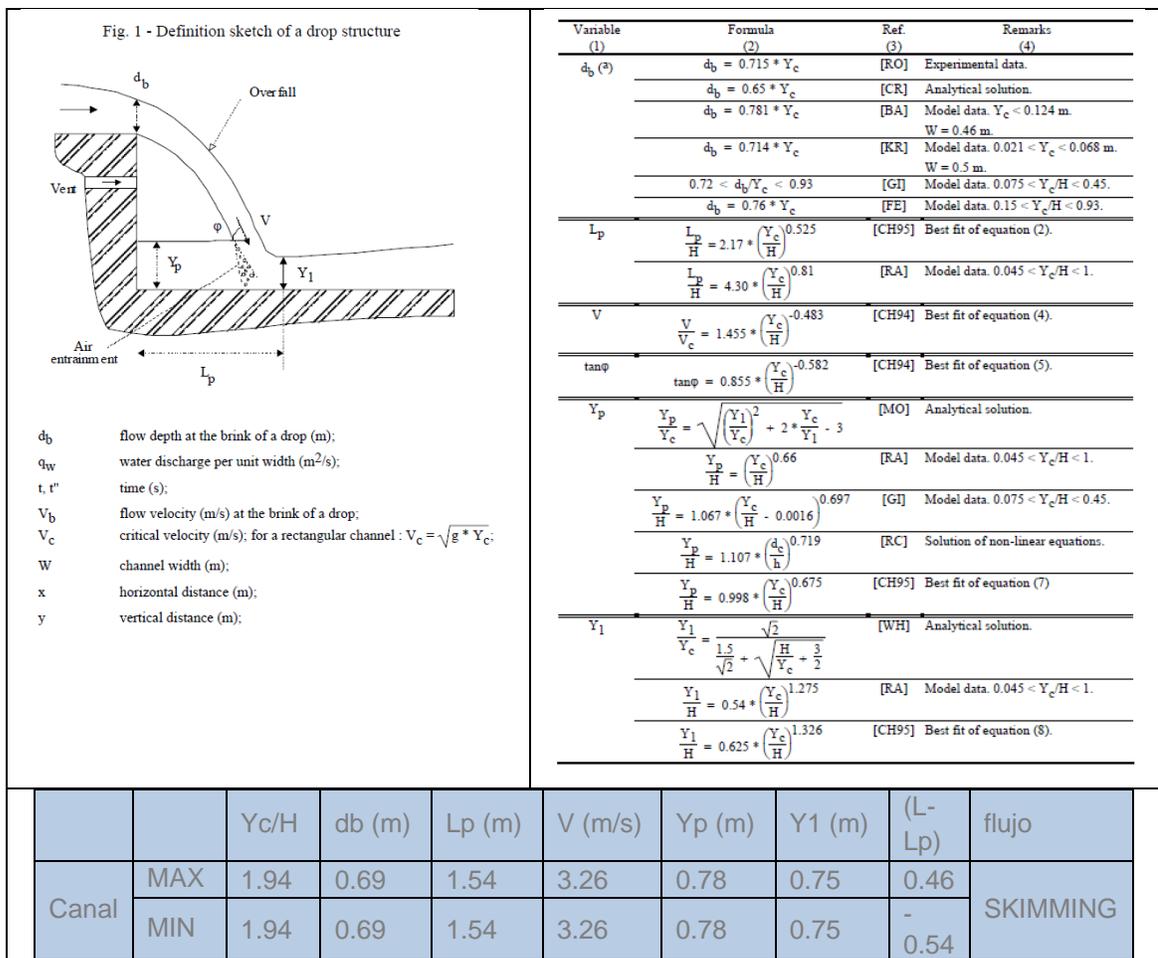


Figura 380. Umbral de resultados del cálculo del perfil de flujo para cada escalón.

Obsérvese que en el caso de las ecuaciones de Rajaratnam et al. no hay sobrepaso del chorro para el canal propuesto, enfatizando que estamos usando un período de retorno de T_r 100

años. Nuevamente queda demostrado que la estructura tipo canal permite una adecuada disipación de energía y por ende permite obtener velocidades de flujo a la salida ($V < 4.0$ m/s), menores a las obtenidas con el modelo hidráulico en condiciones existentes ($V = 4.52$ m/s).

- Respecto a la quebrada Sin Nombre se propone una reconfiguración trapezoidal, recubierta por manto permanente y sobre este siembra o cultivo con pasto vetiver el cual sirve de amarre para evitar procesos erosivos al interior del cauce. En la Figura 381 se muestra la vista en planta del alineamiento del canal propuesto. Al igual que la quebrada la Comba, la verificación de la capacidad hidráulica del canal propuesto se realizó usando el programa Hcanales; en la Figura 382 se muestra la verificación hidráulica de la obra, donde se considera que el canal teniendo un borde libre de 0.20 m, presenta una capacidad hidráulica de 0.64 m³/s, caudal que es mayor al caudal estimado de los 100 años de periodo de retorno de la quebrada (0.39 m³/s) (Ver Anexo 9 – planos HID4_JERICO_6 DE 8, HID4_JERICO_7 DE 8 y HID4_JERICO_8 DE 8).

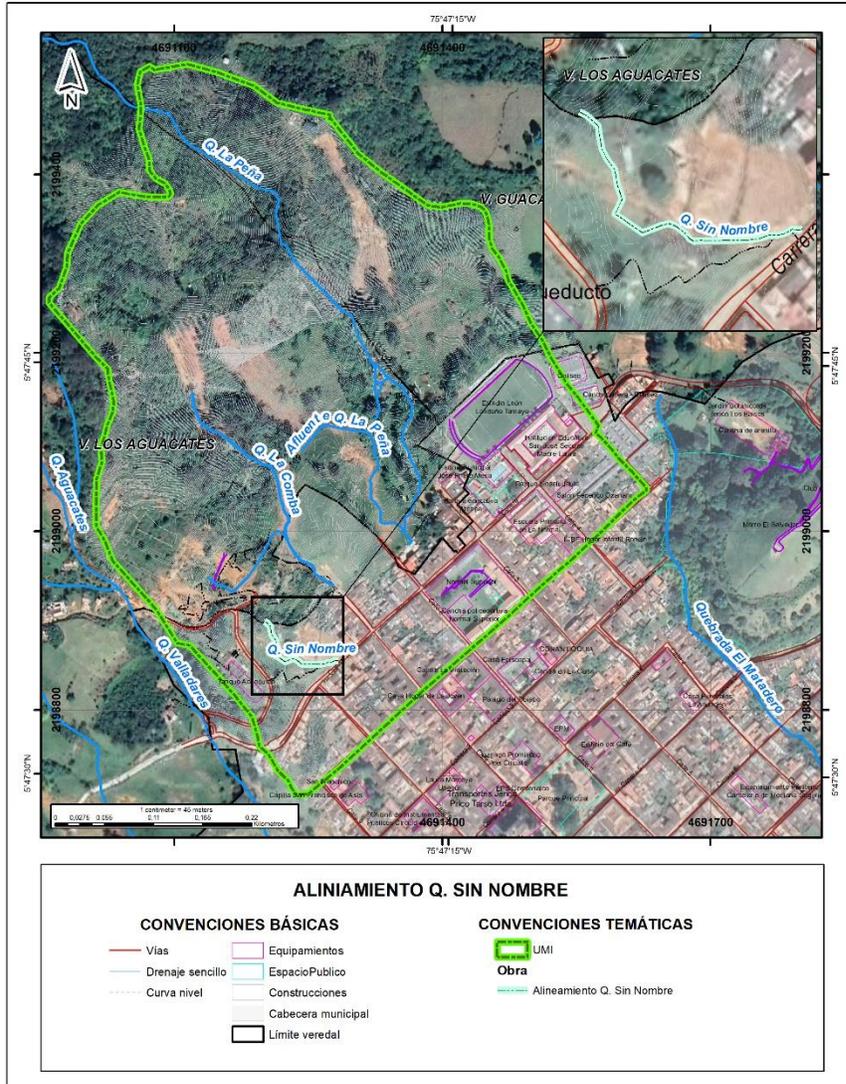


Figura 381. Vista en planta alineamiento Q. Sin Nombre

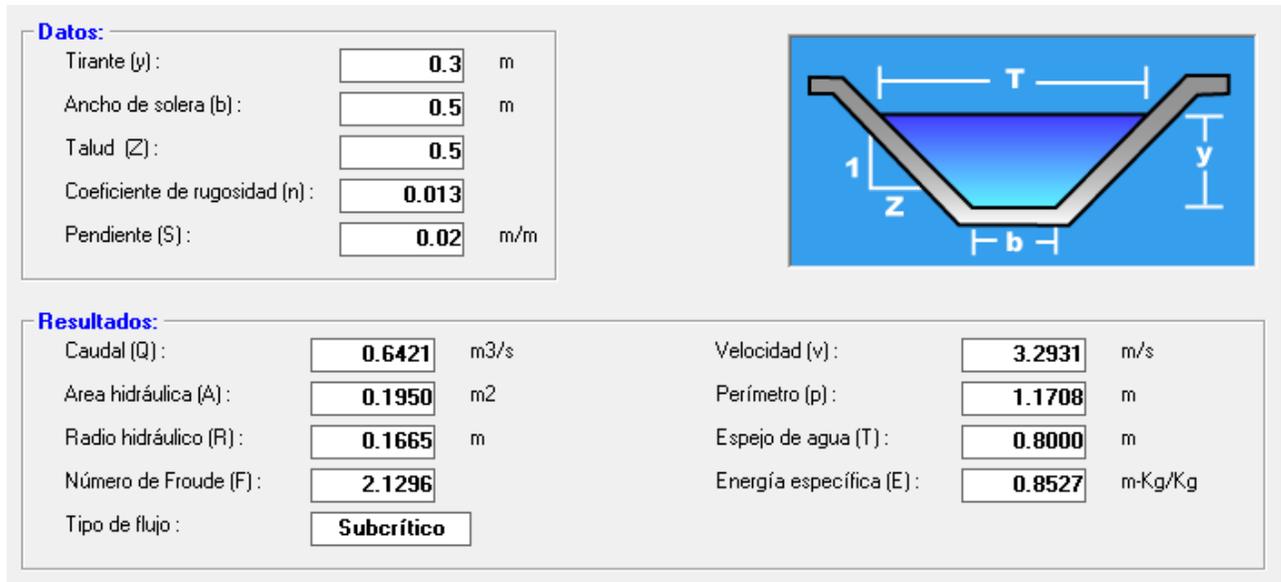


Figura 382. Verificación capacidad hidráulica de la obra – Q. Sin Nombre

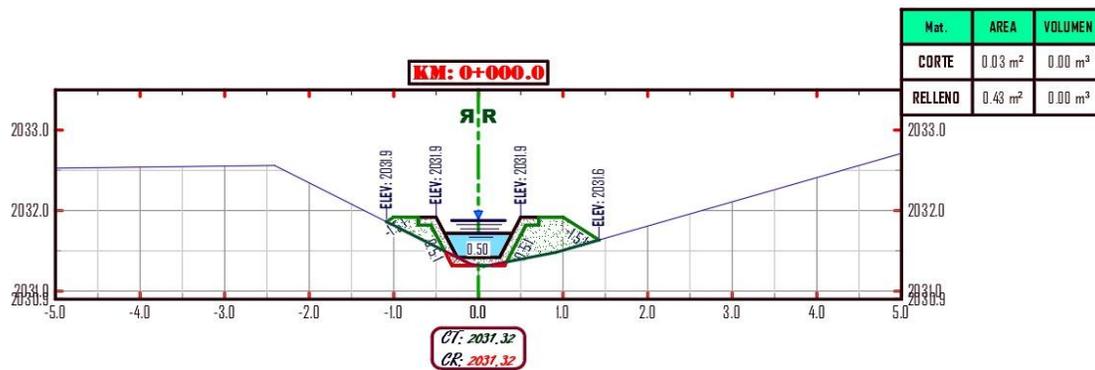


Figura 383. Sección típica canal – Q. Sin Nombre

16.4.3 CUNETAS

Las cunetas son estructuras de drenaje que captan las aguas de escorrentía superficial proveniente de la plataforma de la vía y de los taludes de corte, conduciéndolas longitudinalmente hasta asegurar su adecuada disposición. Las cunetas construidas en zonas en terraplén protegen también los bordes de la berma y los taludes del terraplén de la erosión causada por el agua lluvia, además de servir, en muchas ocasiones, para continuar las cunetas de corte hasta una corriente natural, en la cual entregar (INVIAS, 2009).

- Respecto al manejo de las aguas lluvias del proyecto, se definen en diferentes puntos de confluencia de las mismas cunetas perimetrales, que canalizarán y conducirán de forma adecuada las aguas de escorrentía (ver Anexo 9 – planos HID4_JERICO_1 DE 8, HID4_JERICO_2 DE 8 y HID4_JERICO_3 DE 8).

- Para las cunetas se propone la sección típica, cuya capacidad máxima es de 300 l/s, y en los análisis de estas obras, se estima que estas tengan capacidad de evacuar un caudal entre 180 a 200 l/s (Figura 384).

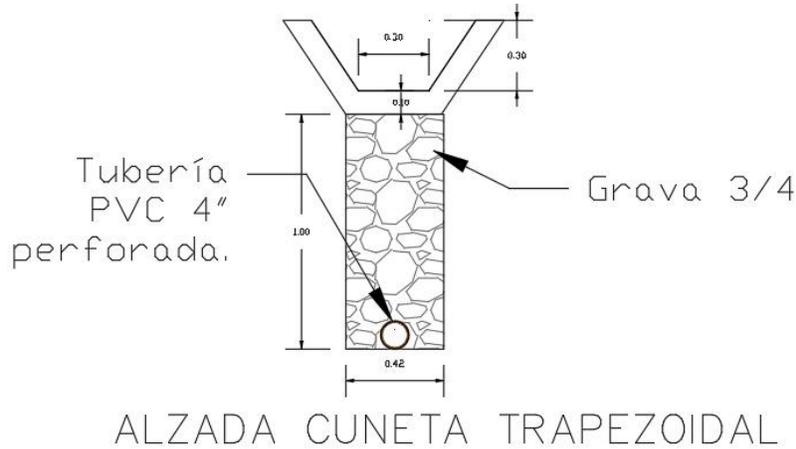


Figura 384. Sección típica cunetas.

Al igual que la quebrada la Comba y quebrada Sin Nombre, la verificación de la capacidad hidráulica de las cunetas se realizó usando el programa Hcanales; en la Figura 385 se muestra la verificación hidráulica de la obra, donde se considera que el canal teniendo un borde libre de 0.05 m, presenta una capacidad hidráulica de 440 l/s, caudal que es mayor al caudal estimado de 200 l/s.

Flowrate, m ³ /s:	0.44	Depth, m:	0.149
Width, m:	0.3	Velocity, m/s:	9.726
Manning's N:	0.013	Area, m ² :	0.045
Bottom slope:	0.5	Wetted perimeter, m:	0.599
Side slope:	0.02	Hydraulic radius, m:	0.076

Figura 385. Verificación capacidad hidráulica de las cunetas

16.4.4 CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN

La socavación es un fenómeno natural, asociado principalmente a corrientes aluviales. El término socavación del lecho significa la disminución en el nivel del lecho, por debajo del nivel natural o de un nivel de referencia asumido. La profundidad de socavación se refiere a la profundidad del lecho donde se ha removido material por debajo del nivel establecido (Posada, 1994).

Para el presente análisis se implementará los métodos propuestos por Lischtvan-Lebediev, teniendo como información base los diámetros característicos determinados en el análisis granulométrico de la quebrada Valladares.

- *Método de LISCHTVAN-LEBEDIEV*

Este método ha sido simplificado por Maza Álvarez (1987) a partir de fórmulas que permiten no recurrir al uso excesivo de tablas, además de considerar la presencia de estructuras hidráulicas como pilas y estribos de puentes en la sección de análisis.

El criterio propuesto por Lischtvan y Lebediev para la determinación de la profundidad de socavación general establece que el mecanismo de erosión se detendrá cuando la velocidad del escurrimiento (V_r) se reduzca hasta un punto tal en que iguale a la velocidad mínima o de equilibrio (U_e).

La hipótesis fundamental sobre la cual se basa el método establece que la distribución transversal de caudales de una sección se mantiene invariable durante todo el desarrollo del proceso erosivo. La variación de la velocidad media de la corriente (V_r) en función de la profundidad y para cada punto de la sección, puede ser obtenida analizando una franja de la sección transversal. De esta manera, la velocidad media de la corriente para cada punto de la sección es considerada por esta teoría a partir de la ecuación de Manning, del siguiente modo:

$$V_{ri} = \alpha * \frac{h_{oi}^{5/3}}{h_{si}}$$
$$\alpha = \frac{Q_d}{h_m^{5/3} * B_e}$$

Dónde:

V_{ri} = Velocidad media luego de la erosión en la vertical i de la sección (m/s).

h_{oi} = Profundidad antes de la erosión en la vertical i de la sección (m).

h_{si} = Profundidad luego de la erosión en la vertical i de la sección (m).

h_m = Profundidad media de la sección antes de la erosión (m).

Q_d = Caudal de diseño total (m³/s).

B_e = Ancho superficial efectivo asociado con Q_d (m).

Cuando la sección en estudio corresponde al cruce de un puente, el flujo forma vértices cerca de las pilas o estribos, por lo que se hace necesario afectar el valor de Q_d de un coeficiente de contracción (μ). Este coeficiente es función de la velocidad media del flujo (V_{ri}) y del claro entre las pilas (L), el cual puede calcularse según Maza Álvarez a partir de la siguiente expresión:

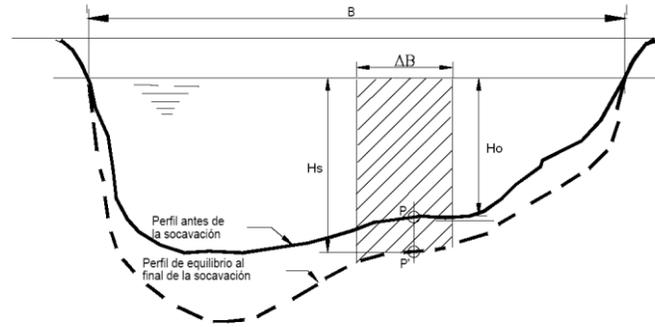


Figura 386. Perfiles del flujo para las condiciones futuras

$$\mu = 1 - \frac{0.387V}{L}$$

Donde L es la longitud del claro entre los dos estribos en metros, y V es la velocidad media del flujo en la sección del puente en m/s, dada por la relación:

$$V = \frac{Q_d}{A_e}$$

Donde A_e es el área hidráulica efectiva, en m².

De esta manera, el coeficiente α , el cual representa la conductancia de la sección del cauce, consecuencia de la pendiente de energía y el coeficiente de rugosidad asociados con la misma, quedaría expresado de la siguiente forma:

$$\alpha = \frac{Q_d}{\mu B_e h_m^{5/3}}$$

Si se considera que la ecuación anterior, se obtiene de igualar el caudal en una sub área perteneciente a una sección transversal, con ancho δB_i , altura inicial H_{oi} y final h_{si} , mediante el empleo de las ecuaciones de cantidad de movimiento y de continuidad, la velocidad V_{ri} puede expresarse entonces de modo más general:

$$V_{ri} = \frac{q_i}{h_{si}}$$

Donde q_i es el caudal por unidad de ancho asociado con la franja de ancho δB_i .

Para evaluar la velocidad mínima o de equilibrio, esta teoría propone una ecuación que depende fundamentalmente del diámetro de las partículas que componen el fondo, y la cual fue propuesta por Maza Álvarez (1987) de la siguiente forma para suelos no cohesivos:

Si $0.028m \leq d \leq 0.182m$, se utiliza:

$$U_e = 4.7 \beta D_{84}^{0.28} d_s^{0.223} / D_{84}^{0.092}$$

Donde:

d = Diámetro característico de las partículas que componen el fondo (m).

β = Coeficiente en función del periodo de retorno (T_r), asociado con el caudal de diseño, cuya expresión fue propuesta para T_r entre 15 y 1500 años como:

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln(T_r)$$

De igualar V_{ri} de la ecuación con la U_e de la ecuación, se tiene h_{si} de la siguiente forma:

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{4.7 \beta \psi D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.092}}{0.223 + D_{84}^{0.092}}}$$

La ecuación anterior es aplicada a varias líneas verticales de la sección. La profundidad de cada uno de estos puntos está en función de la profundidad inicial h_{oi} ; de esta manera, al unir

todas las profundidades h_{si} se obtiene el perfil de la sección teórica socavada.

Con el método descrito se obtiene la profundidad de socavación general en cualquier tramo de la quebrada, incluso en aquellos en los que el ancho se reduce en forma natural o artificial debido a la presencia de estructuras hidráulicas, así como en cualquier sección localizada en una curva, protegida o no.

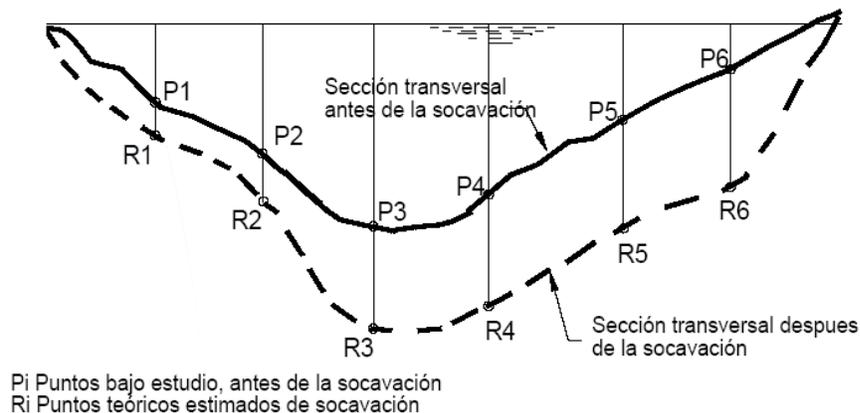


Figura 387. Perfil del terreno y de socavación teórica estimando por el método

- **Resultados**

En la Tabla 143 se presentan los resultados de socavación estimados de cada una de las secciones hidráulicas analizadas por el método de Lischtvan y Lebediev, obteniéndose un valor promedio de socavación de 0.38 m.

Tabla 143. Resultados del cálculo de la socavación en el tramo de interés (método de Lischtvan y Lebediev)

Abscisa	Sección	Socavación (m)
0+025	45	0.12
0+030	40	0.08
0+035	35	0.08
0+040	30	0.06
0+045	25	0.06
0+050	20	0.10
0+055	15	0.38
0+060	9	0.31
0+065	5	0.16

A partir del método indicado previamente, se determina una máxima profundidad de socavación para la quebrada Valladares de 0,38 m, por lo cual se recomienda asumir una profundidad máxima de socavación de 1,0 m.

Acorde a lo anterior, donde se tiene previsto como obra de intervención de cauce una obra de descarga de aguas lluvias, se recomienda implementar una llave antisocavación con una profundidad de 1.0 m para proteger tanto la obra de descarga como la margen de la quebrada.

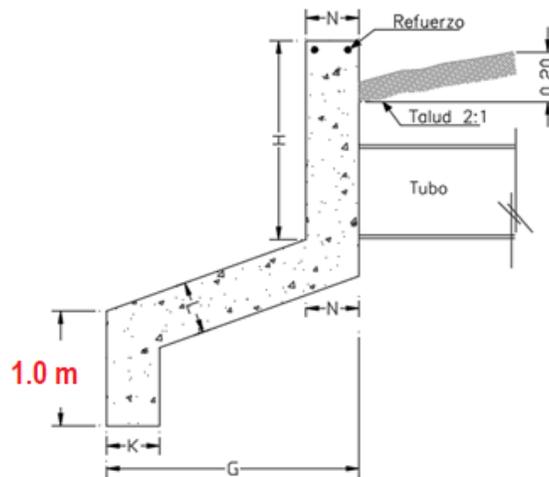


Figura 388. Llave antisocavación requerida para la obra de descarga del canal cuneta sobre la quebrada Valladares

16.5 VULNERABILIDAD

16.5.1 SERVICIOS PÚBLICOS DOMICILIARIOS

En el polígono se localizan 207 construcciones que no cuentan con sistema de recolección de aguas lluvia, arrojando libremente dichas aguas al terreno, lo que puede ocasionar la erosión, infiltración y humedades de las estructuras y taludes colindantes, por ende, se sugiere la adecuación de cubiertas y bajantes para la captación y conducción a la red del acueducto del municipio de Jericó.

16.5.2 LÍNEAS VITALES – ENERGÍA Y ALUMBRADO PÚBLICO

En el polígono de los 13 postes de energía con lo que cuenta la zona de estudio, se encontraron 5 postes que presentaron algún tipo de deficiencia, sea inclinación o fisuras, por lo tanto, se recomienda el reemplazo de estos, en especial a los que se les identifica madera como material de composición.

16.5.3 MEJORAMIENTO SALUDABLE

Este tipo de mejoramiento consiste en implementar obras menores, que tienen como finalidad mantener el inmueble en las debidas condiciones de higiene y ornato sin afectar su estructura portante, su distribución interior, sus características funcionales, formales y/o volumétrica, para las cuales no se requerirán licencias de construcción en los términos del artículo 10 del decreto Nacional 1469 de 2010 o a las normas que lo adicionen, modifiquen o sustituyan. Se otorga para corregir: habilitación o instalación de baños, lavadero, cocinas, redes hidráulicas y sanitarias, cubiertas parciales, pisos, enchapes, instalaciones eléctricas etc.

En el polígono se identificaron 27 construcciones que representan las estructuras con tipologías (D), (C) y (B) que aplican a este tipo de mejoramiento.

16.5.4 MEJORAMIENTO LOCATIVO

Mejoramiento estructural que se aplica, cuando supera una o varias deficiencias básicas perteneciente a un desarrollo legal o en proceso de legalización, para los cuales es necesario la consecución de permisos o licencias previas ante las autoridades competentes, dichas mejoras pueden consistir en: defectos de la cimentación, vigas, columnas, losas, muros, reforzamiento estructural para actualizarse a la Norma Sismo Resistente NSR-10.

La solución a las deficiencias constructivas que este tipo de mejoramiento pueden aportar

serían:

- Tratamiento de grietas.
- Consolidación de ladrillos con proceso degradatorio incipiente.
- Cambio de chapas en los ladrillos con procesos degradatorios avanzados, en los cuales se haya presentado pérdida de volumen.
- Recuperación de morteros de pega.
- Mantenimiento y reposición de cubiertas, impermeabilización con productos epóxicos.
- Construcción de filtros perimetrales para recolección de aguas subterráneas
- Construcción de Sistemas de fundación y sistemas estructurales que brinden un confinamiento y otorgue estabilidad a las edificaciones, haciendo una rehabilitación sísmica o actualización a la Norma vigente, mediante un reforzamiento estructural.
- Reemplazo de muros en tapia o bahareque por muros en mampostería confinada o reforzada, con sus respectivas vigas de amarre de techo.

Dicho tipo de mejoramiento es aplicable a 177 construcciones encontradas con tipología E, es decir, estructuras ligeras que son todas aquellas edificaciones construidas con materiales tradicionales o de baja calidad, con un sistema estructural de muros cargueros.

Adicionalmente en el polígono se encontraron 2 construcciones con tipología estructural “Construcciones Simples (F)”, es decir, aquellas edificaciones que no poseen una estructura definida y que generalmente son de carácter improvisado y construidas con materiales precarios o de recuperación, a las cuales se les recomienda realizar una intervención integral, dentro de los cuales se considera la reposición.

16.6 AMENAZAS Y RIESGOS

Se recomienda que los resultados de este estudio sean incluidos dentro de los instrumentos de planificación territorial del Municipio, con el fin de incluir las restricciones que desde el uso y ocupación del suelo que de este se generan.

Para la zona de amenaza alta por movimientos en masa, correspondiente a la zona de escarpe, es necesario que permanezca libre de intervenciones antrópicas y se favorezcan la implementación y la restauración de usos de tipo forestal.

Se recomienda restringir la realización de escombreras y botaderos de basuras en las zonas denominadas como de amenaza alta y media por movimientos en masa.

Las zonas definidas como de riesgo alto no mitigable se recomiendan que permanezcan libres de construcciones, por lo que se requiere emprender procesos de reasentamiento de las viviendas que actualmente allí se localizan.

En las zonas definidas como de riesgo alto mitigable, la mitigabilidad de las mismas estará en función de las obras aquí proyectadas. Teniendo en cuenta lo anterior, el cambio en las restricciones de uso del suelo para esta, están sujetas a la ejecución de las obras planteadas y su monitoreo, hasta que se garantice la estabilidad de la misma.

En un escenario del riesgo por polígono con las obras proyectadas, el riesgo alto mitigable por movimientos en masa se convierte en riesgo bajo, mientras que los riesgos alto no mitigable por movimientos en masa y alto no mitigable por avenidas torrenciales mantiene su condición, como se observa en la Figura 389.

El plan de monitoreo para hacer seguimiento al comportamiento de las obras de mitigación en el tiempo, deberá desarrollarse conforme se plantea en las recomendaciones de este estudio, en relación a la localización y profundidad de la instrumentación, la duración total del proceso y la periodicidad de las lecturas

Si para la ejecución de las obras geotécnicas se requiere la intervención de los árboles, se recomienda realizar un inventario forestal y tramitar los permisos ambientales ante la autoridad ambiental competente (Corantioquía).

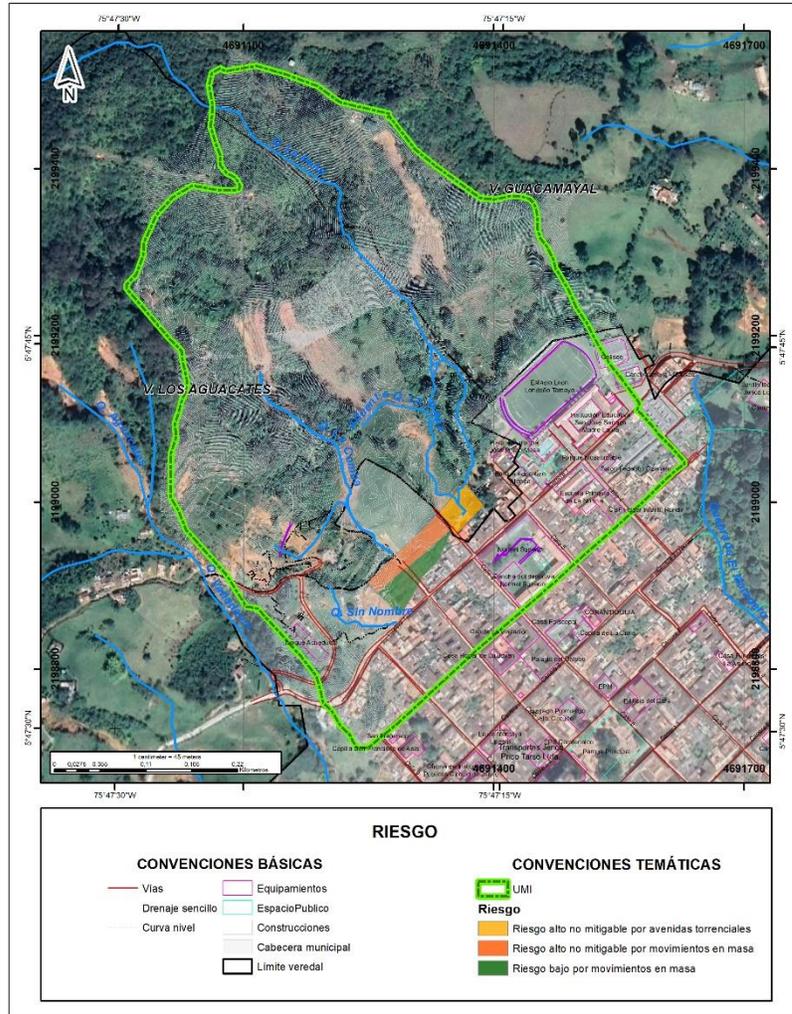


Figura 389. Escenario de riesgo con las obras proyectadas.

16.7 PRESUPUESTO DE OBRAS

El presupuesto de las obras se presenta en el Anexo 10, sin embargo, a continuación, en la siguiente tabla se encuentra el resumen de estos (es importante aclarar que estos valores no incluyen administración y utilidades, los cuales son definidos por la entidad contratante).

Tabla 144. Resumen de presupuesto de obras.

PRESUPUESTO DE CONSTRUCCION PARA POLIGONO JERICO CONSOLIDADO
1) PRESUPUESTO ZONA DE ANCLAJES

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 15.109.035.876
2) PRESUPUESTO ZONA CENTRAL	
TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 916.609.981
3) PRESUPUESTO ZONA ESCARPE	
TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 668.174.519
4) PRESUPUESTO CANAL Y BOX CULVERT	
TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 133.928.301
5) PRESUPUESTO CUNETAS	
TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 499.662.541
TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 17.327.411.218
ADMINISTRACION Y UTILIDADES (0.00%)	
TOTAL	

17. CONCLUSIONES

17.1 GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

Desde el punto de vista geológico se identifican principalmente suelos residuales y rocas moderadamente meteorizadas de la Formación Combia, la cual corresponde al basamento geológico de la mayor parte de la ladera estudiada. Hacia la parte media y baja, esta unidad se encuentra cubierta por depósitos de vertiente de edad Cuaternaria asociados a antiguos movimientos en masa que se han desprendido de la parte alta de la ladera y se han depositado conformando áreas de menor pendiente y aspecto irregular. Así mismo, y asociado a los procesos propios de intervención antrópica y de la estabilización del costado occidental se identifica la conformación de zonas de llenos de tipo antrópicas.

Las condiciones geomorfológicas corresponden a una ladera predominantemente recta de pendientes escarpadas y que corresponde a la unidad más afectada por los procesos ocurridos en el año 2019. Hacia la base de zona escarpada se presentan zonas de aspecto irregular, asociadas a la acumulación de depósitos de vertiente, al igual que a modificaciones de tipo antrópico, que exhibe pendientes entre suaves a muy inclinadas. Finalmente, hacia el sur, la zona ha sido intervenida antrópicamente para el establecimiento de equipamientos deportivos y viviendas, lo que genera zonas de pendientes bajas que contrastan con las zonas vecinas.

Los movimientos en masa identificados corresponden a dos tipos: los primeros de ellos con características planares sobre las unidades geomorfológicas de mayor pendiente localizadas hacia el costado norte. Los segundos corresponden a deslizamientos más profundos, de tipo rotacional, que se localizan hacia el costado occidental, algunos de ellos activos y otros estabilizados.

Para el polígono se construyeron cinco perfiles topográficos típicos que representan las condiciones morfométricas del sector, en los cuales se plasmó la información estratigráfica y geotécnica, y a partir de los cuales se obtienen la zonificación de amenaza por estabilidad. En el siguiente cuadro se presentan los factores de seguridad obtenidos para cada caso:

Tabla 145. Factores de seguridad y amenaza condición actual

Condiciones actuales							
SECCIÓN	Estático			Seudoestático			
	F.S.	Probabilidad de falla (%)	Amenaza	F.S.	Probabilidad de falla (%)	PF/año	Amenaza
Perfil 1	1.070	21.73	Alta	0.621	98.58	0.00208	Media
Perfil 2	1.106	26.80	Alta	0.642	93.37	0.00197	Media

Condiciones actuales							
SECCIÓN	Estático			Seudoestático			
	F.S.	Probabilidad de falla (%)	Amenaza	F.S.	Probabilidad de falla (%)	PF/año	Amenaza
Perfil 3	1.076	22.70	Alta	0.693	80.40	0.00169	Media
Perfil 4	1.073	26.10	Alta	0.710	98.37	0.00207	Media
Perfil 5	1.173	2.90	Alta	0.785	90.40	0.00190	Media

Tabla 146. Factores de seguridad y amenaza condición proyectada

Condiciones Proyectadas (Construcción de obras)							
SECCIÓN	Estático			Seudoestático			
	F.S.	Probabilidad de falla (%)	Amenaza	F.S.	Probabilidad de falla (%)	PF/año	Amenaza
Perfil 1	1.700	0.00	Baja	1.180	4.60	0.00010	Baja
Perfil 2	1.850	0.00	Baja	1.200	1.60	0.00003	Baja
Perfil 3	2.280	0.00	Baja	1.470	0.00	0.00000	Baja
Perfil 4	1.120	16.20	Alta	0.860	78.30	0.00165	Media
Perfil 5	1.330	0.10	Media	1.020	24.20	0.00051	Media

17.2 HIDROGEOLOGÍA

Dentro del área de influencia hidrogeológica se delimitaron zonas potenciales de recarga de acuerdo con las geformas y las pendientes, obteniendo que las zonas con mayor potencial se ubican al norte en la zona de nacimiento de la quebrada La Peña y también en la parte sur del polígono, pero en este caso la recarga es limitada por las zonas impermeables del área urbana.

En los nueve (9) puntos de agua identificados, se tomaron parámetros fisicoquímicos in situ y se midieron los niveles estáticos de los piezómetros. A partir de los valores registrados para los parámetros es posible concluir que, los valores bajos de conductividad eléctrica y altos de oxígeno disuelto en los piezómetros de la parte alta indican condiciones de poco tránsito que se asocian a zonas de recarga. Mientras que, los nacimientos y piezómetros de la parte baja, ubicados en el pie del escarpe, corresponden a zonas de descarga. Se infiere que los nacimientos corresponden a flujos locales subsuperficiales de agua lluvia que se recarga en la parte alta y aflora en superficie (parte baja) después de tiempos de residencia cortos, mientras que el agua de los piezómetros de la parte baja posiblemente se relacione con flujos de agua subterránea de mayor profundidad, con un mayor tránsito e interacción con el medio subterráneo donde ha habido un mayor consumo del oxígeno disuelto.

Con los resultados obtenidos en los ensayos Slug Test se tienen valores de permeabilidad para los flujos de lodos de $1,3 \times 10^{-1}$ a $9,02 \times 10^{-1}$ m/día y para el suelo residual y saprolito del miembro volcánico de la Formación Combia, los valores oscilan entre $1,50 \times 10^{-3}$ y $2,91$ m/día. El parámetro de Transmisividad fue estimado considerando un espesor promedio del acuífero de 15 m y se obtuvieron valores entre $4,89 \times 10^{-2}$ y $2,66 \times 10^{-2}$ m²/día.

El Modelo Hidrogeológico Conceptual (MHC) se definió con dos unidades hidrogeológicas (UH), la primera (UH-I) compuesta por depósitos coluviales, flujos de lodos, suelo residual y saprolito del miembro volcánico de la Formación Combia, se asignó un espesor entre 3,5 y 20,45 m que es mayor en la parte alta del área de influencia y disminuye hacia la parte baja. En esta unidad el flujo es intergranular, caracterizada por granulometría fina en ocasiones fragmentos de roca meteorizada en matriz limo-arcillosa y según los ensayos slug test, la conductividad hidráulica se encuentra entre $1,5 \times 10^{-3}$ y $2,91$ m/d. La segunda unidad hidrogeológica (UH-II) corresponde a las rocas volcánicas de la Formación Combia con meteorización parcial a débil y fracturamiento moderado a bajo, de acuerdo con las descripciones de los sondeos. En la UH-II el flujo se da a través de fracturas interconectadas y se asignan valores de permeabilidad teóricos con un orden de magnitud entre 10^{-3} y 10^{-1} m/d, con un espesor medio de 40 m según los alcances del proyecto.

Para la modelación numérica se usó el código MODFLOW, desarrollado y publicado por el Servicio Geológico de los Estados Unidos compilado en la adaptación comercial Visual MODFLOW FLEX, usando la técnica de solución de Diferencias Finitas. Se definió una malla de modelación de 52 filas, 52 columnas y 6 capas, con un tamaño de celda de 20 m, para un total de 16.224 celdas (activas e inactivas). Esta configuración geométrica permitió asignar un espesor variable a la UH-I de 20 m en la parte alta, 16 m en el centro y 12 m en la parte baja. Para medir la bondad del ajuste de los resultados del modelo se usaron los niveles observados en ocho (8) puntos de observación que incluyen dos (2) nacimientos y seis (6) piezómetros registrados en la zona.

La modelación numérica se realizó en dos etapas, en la primera se ejecuta la calibración del modelo en estado estacionario obteniendo los niveles simulados para las condiciones actuales del área de influencia. Los valores de conductividad hidráulica que mejor representan las condiciones actuales son de $0,13$ ($1,3 \times 10^{-1}$) m/d para la UH-I y $0,01$ (1×10^{-2}) m/d para la UH-II. En el extremo norte y noreste del polígono los niveles de agua simulados tienen profundidades alrededor de 40 m alcanzando la UH-II (roca); hacia el centro-norte en el cambio de pendiente, la profundidad de los niveles es principalmente de 11 a 8 m; en la zona centro-sur y sur del área de influencia, los niveles simulados son cercanos a la superficie desde 0,3 m hasta 6 m. Se obtuvo también que las direcciones de flujo se dan principalmente hacia la quebrada La Peña y hacia el sur, sureste del polígono.

En la segunda etapa, se simularon tres escenarios de recarga en estado transitorio variando los porcentajes de lluvia que corresponden a recarga, así: 10% (periodo normal), 5% (periodo seco) y 15% (periodo húmedo). Partiendo de un valor de 2875.97 mm de precipitación media anual. En el año de menor recarga (periodo seco), los niveles de agua se profundizan con

cambios más acentuados en la parte alta y en el año de mayor recarga (periodo húmedo), los niveles ascienden a niveles similares a los de condiciones normales. Las principales variaciones en los niveles simulados se dan en la parte centro y norte del polígono, en los puntos PZ6 y PZ11 se presentan variaciones de 10,1 m y 17,5 m, respectivamente; mientras que en los nacimientos y piezómetros de la parte baja, las variaciones son inferiores a un metro, entre 0 m y 0,7 m.

En la construcción del modelo hidrogeológico conceptual, se obtuvo que el área de estudio corresponde a una zona de descarga y tránsito de agua subterránea. Estos flujos ocurren a través de la unidad de depósitos de vertiente y suelo residual, con conductividades hidráulicas moderadas a bajas y niveles freáticos oscilantes entre 0 y 6 m de profundidad (hacia la parte media-baja del área de estudio). La dirección preferencial del flujo de agua subterránea se da en sentido noroeste – sureste, hacia el casco urbano, y es controlado por el gradiente hidráulico impuesto por las condiciones de pendiente y presión atmosférica.

17.3 AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA

A partir de los análisis de los resultados de los análisis de estabilidad, y de runout para el área de estudio se identifican zonas de amenaza alta en una franja alargada asociada al escarpe del cerro Las Nubes, y al costado suroccidental, en una zona comprendida entre la carrera 1ª, la vía de acceso a la Planta de tratamiento de agua potable del municipio, la zona del antiguo hotel El Mirador y la quebrada La Peña.

Las zonas de amenaza media se distribuyen hacia la parte intervenida del talud de Los Mangos y la zona donde se localiza la planta de tratamiento; una zona de pendientes baja localizada sobre la margen occidental del afluente de la quebrada La Peña; una zona localizada sobre la margen oriental de la corriente principal de la quebrada La Peña; y finalmente parte del lomo que marca el límite oriental de la zona de estudio.

17.4 HIDROLÓGÍA E HIDRÁULICO

Acorde a los análisis y resultados presentados desde el componente hidrológico e hidráulico, donde se evaluaron los caudales máximos de creciente de los drenajes existentes y se hicieron las valoraciones hidráulicas de los mismos para identificar su condición hidráulica actual. Se pueden concluir los siguientes aspectos:

Los caudales de diseño corresponden a los caudales estimados por el método Racional, método que aplica para el tamaño de las cuencas analizadas.

Los drenajes que fueron objeto de estudio corresponden a cauces de alta montaña, con una alta capacidad de transporte, los cuales ante un posible escenario de creciente manejan altas velocidades de flujo y arrastre capaz de movilizar el material de arrastre de la quebrada y generar procesos de erosión en lecho y en márgenes de las quebradas.

Las quebradas analizadas presentan secciones hidráulicas irregulares, con capacidad hidráulica adecuada para evacuar los caudales de creciente, sin embargo, en algunas zonas dadas las irregularidades de las mismas, se generan caminos de flujo preferencial, y ante eventos de creciente el flujo tiende a direccionarse en otros caminos de flujo saliéndose de su cauce y generando zonas de inundación nuevas.

Es de aclarar que en el escenario en condiciones actuales, a pesar de contar con obras hidráulicas que son suficientes hidráulicamente (obras de transición entre los cauces naturales y el sistema de alcantarillado), se encontró que el agua de estas corrientes hídricas ante eventos de inundación tienden a inundar las vías y zonas aledañas, razón que se debe a que el agua que tiende a discurrir tanto de las quebradas en algunas zonas no presenta un direccionamiento o encauzamiento adecuado, generándose otros caminos de flujo preferencial, donde no toda el agua tiende a confluir hacia la red o sistema de alcantarillado, sino que busca otros caminos.

La evaluación de las condiciones actuales implica entonces un planteamiento de obras civiles tendientes a garantizar la capacidad para las crecientes de diseño, y, además, mejorar la conectividad actual para evitar desbordamientos o incluso efectos de presurización sobre el sistema.

Es importante la adecuación de las obras de transición aguas abajo en la zona de empalme de las quebradas con el sistema de alcantarillado, ya que a partir del planteamiento de obras se minimizan riesgos al generar un perfil de flujo más suave al interior del sistema; el cual, antes de conectar a la red pluvial del municipio, evidentemente requiere de obras de manejo de aguas lluvias, de encauzamiento, de disipación y alivio.

A partir de los resultados de los análisis hidrológicos e hidráulicos para un periodo de retorno de 100 años se define la zona de amenaza alta por inundación, donde para la quebrada La Comba, la amenaza se extiende sobre ambos márgenes de la quebrada, destacándose que hacia el cruce de ésta con el sendero peatonal de acceso a la gruta, se presenta un desbordamiento sobre la margen oriental que discurre a lo largo de una depresión topográfica hasta llegar a la calle 6, mientras que de la quebrada La Peña, la amenaza se presenta de forma continua a lo largo de canal, hasta la parte media, donde se ha generado una bifurcación del cauce y donde la mancha de inundación se amplía, en un área comprendida entre las calles 5 y 6.

Para el caso de la amenaza por avenidas torrenciales, la distribución de la amenaza es similar a la descrita para la inundación, sin embargo, se destaca que asociado a la insuficiencia hidráulica de las obras de cruce para este tipo de eventos, esto genera afectaciones sobre las vías de la zona, como ha ocurrido en eventos anteriores.

18. BIBLIOGRAFÍA

- ALCALDÍA DE MEDELLÍN. 7 de octubre de 2015. Decreto Municipal 1626 de 2015.
Gaceta oficial No. 4347
- ACUERDO METROPOLITANO 009/2012. Directrices y lineamientos para la elaboración de estudios geológicos, geomorfológicos, hidrológicos, hidráulicos, hidrogeológicos y geotécnicos para intervenciones en zonas de ladera. Universidad Nacional de Colombia, Universidad EAFIT y Universidad de Medellín, Medellín.
- ANDERSON, M. P., WOESSNER, W., & HUNT, R. J. (1992). Applied Ground Water Modeling: Simulation of Flow and Advective Transport. Academic Press.
- ÁREA METROPOLITANA DEL VALLE DE ABURRÁ – AMVA. 2007. Microzonificación Sísmica Detallada de los Municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA AIS. 2010. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10.
- ASTM D6429-99. 2011. Standard Guide for Selecting Surface Geophysical Methods.
- BALEK, J. (1988). Groundwater Recharge Concepts. In Estimation of Natural Groundwater Recharge (pp. 3–9). Springer Netherlands. https://doi.org/10.1007/978-94-015-7780-9_1
- BARD, P. Y. VES. 1999. Microtremor Measurements: A Tool for Site Effect Estimation. En: The Effects of Surface Geology on Seismic Motion. Eds. Irikura, K., Kudo, K. Okada, H. Satasini, T. Balkema, Rotterdam, 3(9058090302), 1251–1279.
- BOWLES, J. E. 1998. Foundation Analysis and Design. 4ta. Ed., McGraw-Hill Science/Engineering/Math.
- BOUWER, H., & RICE, R. C. 1976. A slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells. Water Resources Research, 12(3), 423–428. <https://doi.org/10.1029/WR012I003P00423>
- BUTLER, J. . 1997. The design, performance, and analysis of slug tests (CRC Press (ed.); 1st Editio).

- CAMPO, J. M., MÚNERA, J. C. 1997. Determinación de Tiempos de Concentración y Coeficientes de Escorrentía para Algunas Cuencas de Antioquia. Tesis de Pregrado. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. 148p
- CARDINALI, M., REICHENBACH, P., GUZZETTI, F., ARDIZZONE, F., ANTONINI, G., GALLI, M., CACCIANO, M. 2002. A geomorphological approach to the estimation of landslide hazards and risks in Umbria, Central Italy. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 2(1/2), 57–72.
- CARVAJAL, J. 2012. Propuesta de estandarización de la cartografía geomorfológica en Colombia. Bogotá: Servicio Geológico Colombiano.
- CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R., MAYS, L. W. 1994. Hidrología aplicada. Bogotá, McGraw-Hill, 583 p.
- COOPER, H. H., BREDEHOEFT, J. D., & PAPADOPULOS, I. S. 1967. Response of a finite-diameter well to an instantaneous charge of water. *Water Resources Research*, 3(1), 263–269. <https://doi.org/10.1029/WR003I001P00263>.
- CRUDEN, D. M. 1991, A Simple definition of a landslide: *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, v. 43, p. 27–29.
- CRUDEN, D.M., VARNES, D.J. 1996, Landslide types and processes, en Turner, K., y Schuster, R.L., ed., *Landslides investigation and mitigation: Washington D. C, National Academy Press, Transportation Research Board Special Report 247*, p. 36–75
- CTA, & CORANTIOQUIA. (2016). Plan de Ordenamiento del Recurso Hídrico Río Piedras (p. 74).
- CUSTODIO, E., & LLAMAS, M. R. (1976). Hidrología subterránea.
- DEERE, D.U., PATTON F.D. 1971. Slope stability in residual soils. En Proc., Fourth Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Puerto Rico. Vol. 1, Pág. 87-170.
- DEGROOT-HEDLIN, C. & CONSTABLE, S., 1990. Occam's inversion to generate smooth, two-dimensional models from magnetotelluric data. *Geophysics*, 55(12), pp. 1613-1624.
- DEL TORO, N., 2013. Bases y criterios de diseño de canales con flujo escalonado y sujetos a aireación natural. Quito, Ecuador.
- DEPARTMENT OF DEFENSE USA. (2004). Unified Facilities Criteria (UFC) Dewatering and

- Groundwater Control. Technical Manual TM 5-818-5/AFM 88-5, Chap 6/NAVFAC P-418.
<http://dod.wbdg.org/>.
- DIKMEN, Ü. 2010. Reply to comment on “Statistical correlations of shear wave velocity and penetration resistance for soils.” *Journal of Geophysics and Engineering*, 7(1), 803–804.
doi:10.1088/1742-2132/7/1/N02
- DOMENICO, P., & SCHWARTZ, F. 1997. *Physical and Chemical Hydrogeology*. John Wiley & Sons.
- DU, J., YIN, K., LACASSE, S. Y NADIM, F. 2013. Quantitative vulnerability estimation of structures for individual landslide: application on the metropolitan area of San Salvador. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 19, 1251-1264.
- EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN - EPM. 2009. *Guía para el diseño Hidráulico de Redes de Alcantarillado*. Medellín
- FELL, R.; HARTFORD, D. 1997. Landslide risk management, in *Landslide Risk Assessment*, Cruden and Fell (eds.) Balkema, Rotterdam: 51- 109.
- FERRER, A. 2010. *Control de las aguas subterráneas en la ingeniería civil. Interacción entre la obra y el medio hidrogeológico, síntesis de métodos de control y aplicación de modelos matemáticos*. Universidad Politécnica de Valencia.
- FREEZE, R., & CHERRY, J. 1979. *Groundwater*. Prentice Hall.
- GUIMARÃES, M. 2015. *Avaliação Quantitativa da Vulnerabilidade de Edificações Associada a Processos de Deslizamentos de Encostas; Tese de Doutorado, Publicação G.TD - 113/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 105 p.*
- GUIMARAES-SILVA, M. 2015. *Avaliação Quantitativa Da Vulnerabilidade. Tese de Doutorado, Publicação G.TD - 113/15. Universidade de Brasília.*
- HEATH, R. (1983). *Basic ground-water hydrology*. U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2220 (p. 86).
- HERMELIN, M. 1987. *Bases de Geología Ambiental*. Universidad Nacional de Colombia (seccional Medellín). Medellín.
- HORTON, P., JABOYEDOFF, M., RUDAZ, B., & ZIMMERMAN, M. 2013. Flow-R, a model for susceptibility mapping of debris flows and other gravitational hazards at a regional scale. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 13, 869–885.
- HVORSLEV, M. J. 1951. Time lag and soil permeability in groundwater observations. U.S. Army

Corps of Engineers Waterways Experiment Station Bulletin, 36.

IGME. (1985). Calidad y Contaminación de las Aguas Subterráneas en España. <http://aguas.igme.es/igme/publica/libro43/lib43.htm>

INGEOMINAS. 1980. Geología de la Plancha 166 - Jericó. Escala 1:100.000.

INGEOMINAS. 1983. Reseña Explicativa del Mapa Geológico Preliminar Plancha 166 - Jericó. Escala 1:100.000.

INGEOMINAS, & UNAL. 2006. Cartografía geológica de las vulcanitas de la Formación Combia en un área de 200 km² entre los municipios de Jericó y Pueblorrico (departamento de Antioquia, Colombia).

INSTITUTO DE HIDROLOGÍA METEOROLOGÍA Y ESTUDIOS AMBIENTALES-

IDEAM. 2014. Modelación Hidrológica. Amenaza por inundaciones. Recuperado de <http://www.ideam.gov.co/web/agua/amenazas-inundacion>. Fecha consulta: 09/01/2018

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS (Invías) (octubre de 2006a). Estudio e investigación del estado actual de las obras de la red nacional de carreteras. Convenio interadministrativo 058703. Manual para la inspección visual de pavimentos flexibles. Bogotá: Invías-UNAL.

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS (Invías) (octubre de 2006b). Estudio e investigación del estado actual de las obras de la red nacional de carreteras. Convenio interadministrativo 058703. Manual para la inspección visual de pavimentos rígidos. Invías-UNAL.

INTEGRAL S.A, & MINERA DE COBRE QUEBRADONA S.A. 2021. Estudio de Impacto Ambiental Proyecto Minera de Cobre Quebradona.

JABOYEDOFF, M., CHOFFET, M., DERRON, M.-H., HORTON, P., ALEXANDRE, L., LONGCHAMP, C., PEDRAZZINI, A. 2012. Preliminary Slope Mass Movement Susceptibility Mapping Using DEM and LiDAR DEM. En B. Pradhan, & M. Buchroithner, Terrigenous Mass Movements (págs. 109 - 170).

KIRSCH, R., 2006. Groundwater geophysics, a tool for hydrogeology. United States: Springer.

KRISHNAMURTHY, N., CHANDRA, S. & KUMAR, D., 2004. Geophysical Characterization

of hard rocks aquifers. En: Groundwater dynamics in hard rock aquifers. s.l.:Springer.

KRUSEMAN, G. P., & RIDDER, N. A. 1990. Analysis and Evaluation of Pumping Test Data (Second Edi). International Institute for Land Reclamation and Improvement.

LEWIS, M. (1989). 'Water' in Earth Science Mapping for planning, development and conservation.

LI, Z., NADIM, F., HUANG, H., UZIELLI, M. Y LACASSE, S. 2010. Quantitative vulnerability estimation for scenario-based landslide hazards. *Landslides*, 7(2), 125-134.

LOUIE, J. N. 2001. Faster, Better: Shear-Wave Velocity to 100 Meters Depth From Refraction Microtremor Arrays. *Bulletin of the Seismological Society of America.*, vol. 91, n, 347–364. Retrieved from <http://www.seismo.unr.edu/>

MARTÍNEZ-CARVAJAL, H., GUIMARÃES-SILVA, M., GARCÍA-ARISTIZÁBAL, E., ARISTIZÁBAL-GIRALDO, E., & LARIOS-BENAVIDES, M. 2018. A mathematical approach for assessing landslide vulnerability. *EARTH SCIENCES RESEARCH JOURNAL*, 22(4), 251 - 273.

MAYNE, P. W. 2001. Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests. *Measurement*, 27–48.

MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL - MAVDT. 2010. NSR-10, Norma Sismo Resistente, R. C. D. C. S. 2010. Bogotá.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CIUDAD Y TERRITORIO. 26 de mayo de 2015. Decreto Único Reglamentario del Sector Vivienda, Ciudad y Territorio. Decreto Número 1077 de 2015.

PARK, C. B., MILLER, R. D., & XIA, J. 1999. Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics*, 64(3), 800. doi:10.1190/1.1444590

PÉREZ, I. 2012. Caracterización geotécnica de los suelos de madrid mediante la técnica ReMi (Refraction Microtremor). UNIVERSIDAD COMPLUTENSE DE MADRID.

POSADA, L. 1994. Transporte de Sedimentos. Posgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos. Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín.

PREENE, M. (2018). Dewatering. In P. T. Bobrowsky & B. Marker (Eds.), *Encyclopedia of Engineering Geology* (pp. 222–229). Springer International Publishing.

RAGOZIN, A. Y TIKHVINSKY, I. 2000. Landslide hazard, vulnerability and risk assessment. En E. Bromhead, N. Dixon, M. L. Ibsen (eds.). *Proceedings of the 8th International*

symposium on landslides. Cardiff, pp. 1257-1262.

REVIL, A., KARAOULIS, M., JOHNSON, T. & KEMNA, A., 2011. Review: Some low-frequency electrical methods for subsurface characterization and monitoring in hydrogeology.. Hydrogeology Journal.

SISMAN, H., 1995. An Investigation on Relationships between Shear Wave Velocity, and SPT and Pressuremeter Test Results. Master of Science Thesis, Ankara University, Turkey.

SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO - SGC, & UPTC. 2014. Mapa Geomorfológico Aplicado a Movimientos en Masa Plancha 166 - Jericó.

SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO - SGC. 2015. Guía metodológica para estudios de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por movimientos en masa, escala detallada. Colección Guías y Manuales. 179p.

SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO - SGC. 2021. Guía metodológica para zonificación de amenazas por avenidas torrenciales. Colección Guías y Manuales. 240p.

Schwarzenbach, G., & Meier, J. (1958). Formation and investigation of unstable protonation and deprotonation products of complexes in aqueous solution. *Journal of Inorganic and Nuclear Chemistry*, 8(C), 302–312. [https://doi.org/10.1016/0022-1902\(58\)80195-5](https://doi.org/10.1016/0022-1902(58)80195-5)

SINGHAL, B. B. ., & GUPTA, R. . (2010). *Applied Hydrogeology of Fractured Rocks (Second Edi)*. Springer. <https://doi.org/10.1007/978-90-481-8799-7>.

SNYDER, F. 1938. Synthetic unit hydrographs. *Trans Am Geophysics Union*, 19, 447–54

STRUCKMEIER, W., & MARGAT, J. (1995). *Hydrogeological Maps A Guide and a Standard Legend (International Association of Hydrogeologists (ed.))*.

SUÁREZ D, J. 2001. Control de erosión en zonas tropicales, Colombia. Universidad Industrial de Santander, pp. 168.

TAGA, N. 1993. Earthquake motion and ground conditions. *The Architectural Institute of Japan*, 315–325.

TÉMEZ, J. R. 1978. Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales. España: Dirección General de Carreteras-MOPU.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA, CORANTIOQUIA, INSTITUTO MÍ RÍO 2003. Metodología para la formulación de Planes Integrales de Ordenamiento y Manejo de Cuencas (PIOM)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA - UNALMED, AMVA, CORANTIOQUIA y CORNARE. 2007. Plan de Ordenación y Manejo de la Cuenca (POMCA) del Río Aburrá.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA, SEDE MEDELLÍN – UNALMED. 2010. HidroSIG 4.0. Manual de Usuario. Recuperado de <https://minas.medellin.unal.edu.co/departamentos/geocienciasymedioambiente/hidrosig/es/hidrosig-4-0.html>. Fecha consulta: 09/01/2018

VÉLEZ, M. V. 2004 Hidráulica de Aguas Subterráneas (Tercera Ed). Serie de Publicaciones del Posgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos Universidad Nacional de Colombia.

VÉLEZ, M. V. 2010. Guía metodológica para la formulación de planes de manejo ambiental de acuíferos. IDEAM.

VELEZ, M. V., ORTIZ, C., & VARGAS, M. C. 2011. Las Aguas Subterráneas Un Enfoque Práctico. Universidad Nacional de Colombia, INGEOMINAS.

U.S ARMY CORPS OF ENGINEERS – HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER. 2016. HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual.

WILCHES, S. 2001. Estudio de las Propiedades de Invarianza de las Precipitaciones Máximas Puntuales en el Departamento de Antioquia. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. 200p.

WOODS, R. 1968. Screening of elastic surface waves by trenches. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 94, 4 (July), 9514979.

ZABALA, M. E., WEINZETTEL, P., & VARNI, M. 2006. Utilización de ensayos de pulso para la estimación de la conductividad hidráulica en la cuenca del arroyo de Azul, provincia Buenos Aires, Argentina. VIII Congreso Latinoamericano de Hidrología Subterránea - Asunción, Paraguay.

UNIVERSIDAD
EAFIT[®]

The logo for Universidad EAFIT features the word "UNIVERSIDAD" in a smaller, bold, white sans-serif font above the word "EAFIT" in a larger, bold, white sans-serif font. A white curved line underlines the "EAFIT" text, and a registered trademark symbol (®) is positioned to the right of the underline.

www.eafit.edu.co/innovacion