

**EMPRESA DE DESARROLLO URBANO (EDU)-  
UNIVERSIDAD EAFIT**

Contrato AP 396 de 2017

Estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo de detalle para los circuitos Los Mangos, El Corazón y Santo Domingo, en el municipio de Medellín.

**INFORME  
POLÍGONO LAS INDEPENDENCIAS**

**CIRCUITO EL CORAZÓN**

**Julio de 2018**

**Versión 8**

CONTROL DE VERSIÓN			
Versión	Fecha	Capítulo Modificado	Descripción
0	07/12/2017	No Aplica	Revisión de información secundaria
1	29/12/2017	No Aplica	Localización área de estudio, definición de las UMI's y ubicación de sondeos exploratorios del polígono Las Independencias.
2	15/01/2018	Numeral 6.1 Definición de la UMI	Geología y geomorfología regional y análisis de fotointerpretación del polígono Las Independencias.
3	07/02/2018	Numeral 6.1 Definición de la UMI	Correcciones interventoría
4	15/03/2018	Varios	Condiciones geológicas locales.
5	11/04/2018	Varios	Correcciones interventoría
6	18/05/2018	Varios	Evaluación geotécnica

			Aspectos hidrogeológicos  Zonificación de amenazas, vulnerabilidad y riesgo.  Aptitud geológica.  Recomendaciones
7	22/06/2018	Varios	Correcciones amenaza, vulnerabilidad, riesgo y geotecnia.
8	06/07/2018	Tabla de Contenido	Corrección subtítulos en la tabla de contenido.

## TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN .....	1
2. LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	2
3. METODOLOGÍA .....	4
3.1. CARTOGRAFÍA ESCALA DE TRABAJO .....	4
3.2. AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA.....	4
3.2.1. Recopilación de información secundaria y productos base .....	4
3.2.2. Visitas de reconocimiento.....	4
3.2.3. Generación de mapas temáticos .....	5
3.2.4. Exploración del subsuelo y ensayos de laboratorio .....	6
3.2.5. Estratigrafía y definición de parámetros geomecánicos .....	7
3.2.6. Definición de los modelos geológico – geotécnicos.....	8
3.2.7. Evaluación de la estabilidad. ....	8
3.2.8. Análisis de la distancia de viaje .....	9
3.2.9. Zonificación de la amenaza por movimientos en masa .....	10
3.3. ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD .....	10
3.3.1. Fichas de levantamiento de la información.....	11
3.3.2. Trabajo de campo.....	11
3.3.3. Análisis de la información .....	12
3.4. VULNERABILIDAD EN LAS CONSTRUCCIONES.....	12
3.4.1. Cálculo de la fragilidad .....	12



3.4.2.	Intensidad de los movimientos en masa lentos en edificaciones.....	13
3.4.3.	Intensidad de los movimientos en masa rápidos en edificaciones.....	13
3.5.	VULNERABILIDAD EN LAS LÍNEAS VITALES .....	14
3.5.1.	Fragilidad en líneas vitales .....	14
3.5.2.	Intensidad en líneas vitales para movimientos en masa lentos .....	15
3.5.3.	Intensidad en líneas vitales para movimientos en masa rápidos .....	16
3.6.	VULNERABILIDAD EN LAS PERSONAS.....	16
3.7.	CÁLCULO Y ZONIFICACIÓN DE LA VULNERABILIDAD .....	17
3.8.	EVALUACIÓN DEL RIESGO .....	18
3.8.1.	Riesgo por Elementos Expuestos.....	18
3.8.2.	Riesgo por Polígono. ....	19
4.	REVISIÓN DE INFORMACIÓN SECUNDARIA .....	21
5.	CARACTERÍSTICAS GENERALES.....	25
5.1.	GEOLOGÍA REGIONAL.....	25
5.1.1.	Estratigrafía .....	27
5.2.	GEOMORFOLOGIA REGIONAL .....	29
5.2.1.	Valle de Aburrá Medio (VM) .....	30
5.3.	TECTÓNICA REGIONAL.....	35
5.3.1.	Sistema de Fallas .....	35
6.	CONDICIONES GEOLÓGICAS LOCALES DEL POLÍGONO LAS INDEPENDENCIAS .....	36
6.1	DEFINICIÓN DE LA UMI.....	36

6.2	FOTOINTERPRETACIÓN.....	40
6.3	UNIDADES GEOLÓGICAS PARA INGENIERÍA .....	46
6.3.1	Derivados de roca in situ .....	48
6.3.2	Depósitos antrópicos .....	53
6.4	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL LOCAL .....	55
6.4.1	Orientación y buzamiento .....	56
6.4.2	Espaciamiento .....	59
6.4.3	Persistencia .....	60
6.4.4	Apertura.....	61
6.4.5	Rugosidad .....	62
6.4.6	Relleno .....	64
6.4.7	Meteorización .....	65
6.4.8	Agua – Filtraciones.....	66
6.4.9	Resistencia de las paredes.....	67
6.5	MORFOMETRÍA .....	69
6.6	GEOMORFOLOGÍA LOCAL .....	76
6.6.1	Bloque Itagüí – San Cristóbal .....	79
6.7	PROCESOS MORFODINÁMICOS .....	84
6.7.1	Reporte histórico de eventos .....	85
6.7.2	Identificación de procesos morfodinámicos .....	87
6.8	SUELOS DE PROTECCIÓN Y USO GENERAL DEL SUELO.....	92
7.	EVALUACIÓN GEOTÉCNICA .....	96

7.1	EXPLORACIÓN DE CAMPO .....	96
7.1.1	Exploración directa .....	96
7.2	RESULTADOS Y ANALISIS DE LABORATORIO.....	100
7.3	ANALISIS GEOTECNICO .....	103
7.3.1	Estratigrafía y definición de parámetros geomecánicos .....	103
7.3.2	Definición de modelos geológico-geotécnicos.....	117
7.3.3	Análisis de estabilidad condición actual.....	125
8.	ASPECTOS HIDROGEOLOGÍCOS .....	148
8.1	MODELO HIDROGEOLOGÍCO REGIONAL.....	148
8.2	PERMEABILIDAD .....	151
8.3	EVALUACION DE DRENAJE SUPERFICIAL .....	152
9.	ZONIFICACIÓN DE AMENAZAS.....	153
9.1	AMENAZAS POR MOVIMIENTOS EN MASA .....	153
9.1.1	Amenaza por estabilidad .....	153
9.1.1.1	Amenaza en condiciones actuales estáticas.....	154
9.1.1.2	Amenaza en condiciones pseudo – estáticas.....	157
9.1.1.3	Amenaza en condiciones saturadas.....	160
9.1.2	Amenaza por Run-Out.....	162
9.1.3	Amenaza total.....	164
10.	VULNERABILIDAD.....	168
10.1	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES POR MOVIMIENTO EN MASA.....	168

10.1.1	Cálculo de la fragilidad sobre las construcciones.....	168
10.1.2	Cálculo de la intensidad sobre las construcciones.....	173
10.1.3	Cálculo de la vulnerabilidad de las construcciones .....	175
10.2	ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS LÍNEAS VITALES POR MOVIMIENTO EN MASA.....	177
10.2.1	Cálculo de la fragilidad de la línea vital – energía .....	177
10.2.2	Cálculo de la intensidad de la línea vital – energía .....	179
10.2.3	Cálculo de la vulnerabilidad de la línea vital – energía.....	181
10.2.4	Cálculo de la fragilidad de la línea vital – vías.....	183
10.2.5	Cálculo de la intensidad de la línea vital – vías .....	185
10.2.6	Cálculo de la vulnerabilidad de la línea vital – vías .....	187
10.2.7	Cálculo de la fragilidad del acueducto .....	189
10.2.8	Cálculo de la intensidad del acueducto .....	191
10.2.9	Cálculo de la vulnerabilidad del acueducto .....	193
10.2.10	Cálculo de la fragilidad del alcantarillado .....	195
10.2.11	Cálculo de la intensidad del alcantarillado.....	197
10.2.12	Cálculo de la vulnerabilidad del alcantarillado .....	199
10.3	VULNERABILIDAD DE PERSONAS POR MOVIMIENTOS EN MASA ....	201
10.3.1	Análisis de vulnerabilidad de personas. ....	201
10.4	DESCRIPCIÓN DE PROBLEMAS ENCONTRADOS EN LAS CONSTRUCCIONES.....	201
11.	ZONIFICACIÓN DE RIESGO .....	203

11.1	RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA.....	203
11.1.1	Riesgo de elementos expuestos. ....	203
11.1.2	Riesgo por polígono .....	214
12.	APTITUD GEOLÓGICA.....	219
13.	RECOMENDACIONES .....	222
13.1	RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS .....	222
13.1.1	Análisis de estabilidad condición proyectada .....	222
13.2	DIMENSIONAMIENTO GEOTÉCNICO DE OBRAS .....	237
13.2.1	Pantalla de pilas .....	239
13.2.1	Anclajes.....	244
13.3	PLAN DE SEGUIMIENTO Y MONITOREO .....	251
13.4	RECOMENDACIONES PARTICULARES EXCAVACION DE PILAS .	252
13.5	RECOMENDACIONES GENERALES .....	254
13.5.1	Modificaciones del terreno.....	255
13.5.2	Control de drenaje.....	258
13.5.3	Viviendas afectadas por obras propuestas.....	261
13.6	RECOMENDACIONES DE VULNERABILIDAD .....	263
13.6.1	Servicios públicos domiciliarios .....	263
13.6.2	Líneas vitales – energía y alumbrado público .....	263
13.6.3	Vías de acceso y obras de drenaje .....	263
13.6.4	Mejoramiento saludable .....	264
13.6.5	Mejoramiento locativo.....	264

13.7	OTRAS RECOMENDACIONES.....	265
14.	CONCLUSIONES.....	267
15.	LIMITACIONES .....	269
16.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	271

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Mapa de localización del polígono Las Independencias .....	3
Figura 2. Mapa geológico regional circuito Corazón (Tomado de AMVA (2007) y AMVA – Alcaldía de Medellín (2017)).....	26
Figura 3. Mapa regional de macrounidades de del circuito Corazón (Tomado de AMVA, 2007) .....	31
Figura 4. Mapa geomorfológico regional circuito Corazón (AMVA, 2007) .....	34
Figura 5. Localización de las UMIs del polígono Las Independencias .....	39
Figura 6. Fotografía aérea de 1943, polígono Las Independencias .....	41
Figura 7. Fotografía aérea de 1969, polígono Las Independencias .....	42
Figura 8. Fotografía aérea de 1989, polígono Las Independencias .....	43
Figura 9. Fotografía aérea de 1994, polígono Las Independencias .....	44
Figura 10. Fotografía aérea de 2012.....	45
Figura 11. Geología local del polígono Las Independencias .....	47
Figura 12. Perfil geológico del polígono Las Independencias .....	48
Figura 13. Suelo residual IB del Stock de Altavista, perforación P-8 y P-3 .....	49
Figura 14. Saprolito del Stock de Altavista a la altura de la cr114 con calle 35C. 50	
Figura 15. Saprolito del Stock de Altavista en las perforaciones P-2 y P-6.....	51
Figura 16. Transición suelo roca en la perforación P-2 .....	52
Figura 17. Roca parcialmente meteorizada IIB en la perforación P-9 .....	53

Figura 18. Características de los materiales que conforman el lleno antrópico, a la altura de la calle 34CC con carrera 111C.....	54
Figura 19. Material de lleno en las perforaciones P-4 y P-5.....	55
Figura 20. Mapa de localización de la estación con información de las discontinuidades.....	57
Figura 21. Diagrama de polos con todos los datos obtenidos en el levantamiento de discontinuidades. Realizado en Stereo32 ®.....	58
Figura 22. Diagrama de rosas con todos los datos obtenidos en el levantamiento de discontinuidades. Realizado en Dips.5 ®. ....	59
Figura 23. Análisis de la característica de espaciamiento de las discontinuidades. ....	60
Figura 24. Análisis de la característica de continuidad de las discontinuidades. ..	61
Figura 25. Análisis de la característica de abertura de las discontinuidades. ....	62
Figura 26. Esquema para calificar la rugosidad de una discontinuidad (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).....	63
Figura 27. Análisis de la característica de la rugosidad de las discontinuidades. .	64
Figura 28. Análisis de la característica Relleno.....	65
Figura 29. Análisis de la característica meteorización de las discontinuidades. ...	66
Figura 30. Análisis de la característica filtraciones de agua en las discontinuidades. ....	67
Figura 31. Análisis de la característica de resistencia de las paredes de las discontinuidades.....	68
Figura 32. Mapa de pendientes de la UMI Las Independencias.....	70
Figura 33. Unidad con pendientes en el rango entre 0 -10%, Escuela El Refugio del niño.....	71
Figura 34. Zonas con pendientes en el rango entre 10% – 25%.....	72



Figura 35. Sectores con pendientes en el rango entre 25% - 40% .....	73
Figura 36. Áreas con pendientes en el rango entre 40% - 60% parte alta del polígono Las Independencias .....	74
Figura 37. Áreas con pendientes en el rango >60% parte alta del polígono Las Independencias .....	75
Figura 38. Áreas con pendientes en el rango >60% parte alta del polígono Las Independencias, en inmediaciones de la calle 34 D con 112F .....	76
Figura 39. Mapa geomorfológico local del polígono Las Independencias. ....	78
Figura 40. Ladera recta, muy corta e inclinada, parte baja del viaducto de media ladera en proximidades de la calle 34Cc con carrera 111 C. ....	79
Figura 41. Ladera recta, moderada y abrupta, la línea amarilla señala el tope del lomo.....	80
Figura 42. Ladera cóncava, muy larga y abrupta en la vertiente alta, a la altura aproximada de la carrera 112 entre las calles 34CC y 34DD.....	81
Figura 43. Ladera cóncava, moderada y abrupta, vertiente suroriental de la escuela El Refugio del Niño.....	82
Figura 44. Lomo bajo de ladera muy corta, convexas, abruptas y topes redondeados, en línea punteada se muestra el tope del lomo. Línea amarilla señala el tope del lomo. ....	83
Figura 45. Lomo bajo de ladera cortas, convexas, abruptas y topes redondeados. Línea amarilla señala tope del lomo. ....	84
Figura 46. Eventos reportados por el DAGRD (octubre de 2016) .....	86
Figura 47. Reporte eventos DAGRD para el polígono Las Independencias.....	87
Figura 48. Procesos morfodinámicos en el polígono Las Independencias .....	88
Figura 49. Zona de procesos activos, relacionados a manejo de aguas de escorrentía y domésticas.....	89

Figura 50. Zona de procesos activos, relacionados a los taludes que fallan a causa de inadecuado manejo de aguas de escorrentía.....	90
Figura 51. Zona de procesos activos, relacionados a la saturación de suelos. ....	91
Figura 52. Clasificación del suelo en el polígono Las Independencias. Tomado de Acuerdo 48 de 2014. ....	93
Figura 53. Mapa de usos del suelo del polígono Las Independencias. Tomado de Acuerdo 48 de 2014. ....	95
Figura 54. Localización sondeos exploratorios polígono Las Independencias.	98
Figura 55. Muestreador estándar para el ensayo SPT .....	100
Figura 56. Muestreador de pared delgada .....	100
Figura 57. Variación cohesión y fricción del lleno antrópico perfil 2.....	108
Figura 58 Variación cohesión y ángulo de fricción lleno antrópico perfil 3. ....	109
Figura 59 Variación cohesión y ángulo de fricción perfil 4. ....	110
Figura 60. Variación cohesión y ángulo de fricción del horizonte IB perfil 1 (Stock de Altavista).....	111
Figura 61 Variación de cohesión y ángulo de fricción perfil 5 (Stock de Altavista) .....	113
Figura 62 Variación de cohesión y fricción perfil 6. (Stock de Altavista) .....	114
Figura 63. Variación cohesión y ángulo de fricción del horizonte IC (Stock de Altavista).....	115
Figura 64 parámetros del perfil IIB roca meteorizada.....	117
Figura 65. Localización perfiles y sondeos Polígono Las Independencias.....	119
Figura 66. Modelo geológico- geotécnico perfil 1 Las Independencias. ....	120
Figura 67. Modelo geológico-geotécnico perfil 2 Las Independencias. ....	121

Figura 68. Modelo geológico geotécnico perfil 3 Las Independencias. ....	122
Figura 69. Modelo geológico geotécnico perfil 4 Las Independencias. ....	123
Figura 70. Modelo geológico geotécnico perfil 5 Las Independencias. ....	124
Figura 71. Modelo geológico geotécnico perfil 6 Las Independencias. ....	125
Figura 72. Análisis de estabilidad perfil 1 condición actual estático. ....	130
Figura 73. Análisis estabilidad perfil 1 condición actual pseudoestática. ....	131
Figura 74. Análisis estabilidad perfil 1 condición actual saturada.....	132
Figura 75. Análisis de estabilidad perfil 2 actual estático. ....	133
Figura 76. Análisis de estabilidad perfil 2 actual pseudoestático.....	134
Figura 77. Análisis estabilidad perfil 2 condición saturada. ....	135
Figura 78. Análisis de estabilidad perfil 3 actual estático. ....	136
Figura 79. Análisis de estabilidad perfil 3 actual pseudoestático.....	137
Figura 80. Análisis de estabilidad perfil 3 actual saturado.....	138
Figura 81 Análisis de estabilidad perfil 4 actual estático. ....	139
Figura 82 Análisis de estabilidad perfil 4 actual pseudoestático.....	140
Figura 83 Análisis de estabilidad perfil 4 actual saturado.....	141
Figura 84 Análisis de estabilidad perfil 5 actual estático. ....	142
Figura 85 Análisis de estabilidad perfil 5 actual pseudoestático.....	143
Figura 86 Análisis de estabilidad perfil 5 actual saturado.....	144
Figura 87 Análisis de estabilidad perfil 6 actual estático. ....	145
Figura 88 Análisis de estabilidad perfil 6 actual pseudoestático.....	146
Figura 89 Análisis de estabilidad perfil 6 actual pseudoestático.....	147

Figura 90. Unidades hidrogeológicas para el Valle de Aburrá, modificado de AMVA 2013. ....	150
Figura 91. Mapa de amenaza por estabilidad del polígono Las Independencias. ....	155
Figura 92. Mapa de amenaza por estabilidad en condición seudoestática del polígono Las Independencias. ....	159
Figura 93. Mapa de amenaza por estabilidad en condición saturada del polígono Las Independencias. ....	161
Figura 94. Mapa amenaza Runout del polígono Las Independencias. ....	163
Figura 95. Mapa de amenaza total del polígono de Las independencias. ....	166
Figura 96. Distribución espacial de la fragilidad de las construcciones por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias. ....	170
Figura 97. Tipología estructuras ligeras (E). Construcción ubicada en el polígono Las Independencias ....	171
Figura 98. Tipología construcciones simples (F). Estructura ubicada en el polígono Las Independencias. ....	172
Figura 99. Tipología estructuras con confinamiento deficiente e híbridas (D). Estructura ubicada en el polígono Las Independencias. ....	172
Figura 100. Distribución espacial de la intensidad de las construcciones por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias. ....	174
Figura 101. Distribución espacial de la vulnerabilidad de las construcciones por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias. ....	176
Figura 102. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias. ....	178

Figura 103. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias. ....	180
Figura 104. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias. ....	182
Figura 105. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias. ....	184
Figura 106. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias. ....	186
Figura 107. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias. ....	188
Figura 108. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias. ....	190
Figura 109. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias. ....	192
Figura 110. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias. ....	194
Figura 111. Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias. ....	196
Figura 112. Distribución espacial de la intensidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias. ....	198

Figura 113. Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias. ....	200
Figura 114. Distribución espacial del riesgo de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono Las Independencias. ....	205
Figura 115. Distribución espacial del riesgo de la línea vital energía por movimiento en masa, identificada en el polígono Las Independencias. ....	207
Figura 116. Distribución espacial del riesgo de la línea vital vía por movimiento en masa, identificada en el polígono Las Independencias. ....	209
Figura 117. Distribución espacial del riesgo de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono Las Independencias. ....	211
Figura 118. Distribución espacial del riesgo de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono Las Independencias. ....	213
Figura 119. Mapa de riesgo por polígono del polígono Las Independencias .....	217
Figura 120. Mapa de Aptitud geológica para el polígono Las Independencias ...	221
Figura 121. Análisis estabilidad perfil 1 Alternativa anclajes activos, condición estática. ....	224
Figura 122. Análisis estabilidad perfil 1 con obra en condición pseudoestática. ...	225
Figura 123 Análisis de estabilidad perfil 2 obra propuesta estático. ....	226
Figura 124 Análisis de estabilidad perfil 2 obra propuesta pseudoestático. ....	227
Figura 125 Análisis de estabilidad perfil 3 obra propuesta estático. ....	229
Figura 126. Análisis de estabilidad perfil 3 obra propuesta pseudoestático. ....	230
Figura 127. Análisis de estabilidad perfil 4 obra propuesta estático. ....	231
Figura 128. Análisis de estabilidad perfil 4 obra propuesta pseudoestático. ....	232



Figura 129. Análisis de estabilidad perfil 5 obra propuesta estático.....	233
Figura 130. Análisis de estabilidad perfil 5 obra propuesta pseudoestático. ....	234
Figura 131. Análisis de estabilidad perfil 6 obra propuesta estático.....	236
Figura 132. Análisis de estabilidad perfil 6 obra propuesta pseudoestático. ....	237
Figura 133. Localización de las obras proyectadas polígono Las Independencias .....	238
Figura 134. Capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento Pantalla de pilas Perfil 3.....	240
Figura 135. Asentamientos estimados pilas perfil 3 .....	241
Figura 136. Análisis lateral de las pilas Muro 1 Perfil 3. ....	243
Figura 137. Detalle de inclinómetro.....	252
Figura 138. Construcción de una pila in-situ. ....	254
Figura 139. Recomendaciones para modificaciones del talud e implantación de viviendas. ....	256
Figura 140. Esquema de recomendaciones para taludes .....	257
Figura 141. Características de las cunetas .....	258
Figura 142. Forma de construcción de las cunetas propuestas .....	259
Figura 143. Esquema de bajantes.....	259
Figura 144. Características de los filtros propuestos.....	261

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Regla de decisión para el riesgo individual. Modificado de Phoon (2008) citado por Alcaldía de Medellín (2015). .....	18
Tabla 2. Regla de decisión para el riesgo por polígono para movimientos en masa. ....	20
Tabla 3. Clasificación geomorfológica regional. ....	30
Tabla 4. Fotografías aéreas empleadas para el proceso de fotointerpretación.....	40
Tabla 5. Reporte del horizonte IB en las perforaciones.....	49
Tabla 6. Reporte del horizonte IC en las perforaciones .....	51
Tabla 7. Reporte del horizonte IIA en las perforaciones.....	52
Tabla 8. Reporte de llenos en las perforaciones .....	54
Tabla 9. Distribución de los datos tomados en las estaciones de campo. ....	56
Tabla 10. Descripción del espaciamiento de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).....	59
Tabla 11. Descripción de la continuidad de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).....	60
Tabla 12. Descripción de la abertura de las discontinuidades.....	61
Tabla 13. Descripción de la meteorización de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).....	65
Tabla 14. Descripción de las filtraciones de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).....	66
Tabla 15. Descripción de la resistencia de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).....	67
Tabla 16. Distribución de la variable pendientes .....	69



Tabla 17. Unidades de relieve y macrounidades del polígono Las Independencias .....	77
Tabla 18. Localización geográfica de los sondeos.....	97
Tabla 19. Numero de sondeos exploratorios, longitud alcanzada y profundidad del nivel freático. ....	99
Tabla 20. Tipos de ensayos y cantidad de muestras analizadas. ....	101
Tabla 21. Resultados de laboratorio Polígono Las Independencias.....	101
Tabla 22. Correlaciones utilizadas para la definición de parámetros geomecánicos. ....	107
Tabla 23. Parámetros geomecánicos del lleno antrópico .....	109
Tabla 24. Parámetros geomecánicos del lleno antrópico .....	110
Tabla 25. Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del horizonte IB perfil 1 Stock de Altavista. ....	111
Tabla 26. Parámetros geomecánicos del horizonte IB perfil 1. ....	112
Tabla 27. Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del horizonte IB perfil 3 Stock de Altavista. ....	112
Tabla 28. Parámetros geomecánicos del horizonte IB .....	113
Tabla 29. Parámetros geomecánicos del horizonte IB perfil 6. ....	114
Tabla 30 Parámetros geomecánicos de laboratorio horizonte 1C perfil 3. ....	115
Tabla 31. Parámetros geomecánicos estadísticos horizonte 1C perfil 4. ....	116
Tabla 32. Factores de seguridad para el análisis de estabilidad (Tomado de Tabla H.2.4-1. NSR-10 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos). 126	
Tabla 33. Coeficientes espectrales para los sismos de control de daños y de diseño (Tomado Microzonificación sísmica Medellín, 2006) .....	127
Tabla 34. Valores de Kst/amax (Tomado NSR-10) .....	127

Tabla 35. Unidades hidrogeológicas en la zona de estudio (Modificado de AMVA, 2013) .....	148
Tabla 36. Valores relativos de permeabilidad. (Fuente: Terzaghi K y Peck R, 1980) .....	152
Tabla 37. Factores de seguridad y probabilidad de falla en condiciones pseudo-estáticas .....	157
Tabla 38. Factores de seguridad y probabilidad de falla en condición saturada .	160
Tabla 39. Regla de decisión para el riesgo individual. Modificado de Phoon (2008) citado por Alcaldía de Medellín (2015). .....	203
Tabla 40. Regla de decisión para el riesgo por polígono para movimientos en masa. ....	214
Tabla 41 Capacidad de carga vertical, resistencia al levantamiento y asentamientos. ....	240
Tabla 42. Cargas estimadas para los diferentes casos analizados .....	242
Tabla 43. Resultados Obtenidos Interacción suelo-estructura .....	243
Tabla 44. Memorias de cálculo anclajes perfil 1 .....	244
Tabla 45. Memorias de cálculo anclajes perfil 2 .....	245
Tabla 46. Memorias de cálculo anclajes perfil 3 .....	246
Tabla 47. Memorias de cálculo anclajes perfil 4 .....	247
Tabla 48. Memorias de cálculo anclajes superiores perfil 5. ....	248
Tabla 49. Memorias de cálculo anclajes inferiores perfil 5. ....	249
Tabla 50. Memorias de cálculo anclajes superiores perfil 6. ....	250
Tabla 51. Memorias de cálculo anclajes inferiores perfil 6. ....	251

## LISTA DE ANEXOS

Anexo 1. Metodología

Anexo 2. Registros de perforación

Anexo 3. Resultados de laboratorio

Anexo 4. Memorias de cálculo geotécnico

Anexo 5. Fichas de vulnerabilidad

Anexo 6. Memorias de cálculo y diseños estructurales

## 1. INTRODUCCIÓN

El presente estudio hace parte de las acciones del programa de Empresas Públicas de Medellín denominado “Unidos por el Agua”, el cual busca mejorar la calidad de vida de un número importante de familias, ubicadas algunas de ellas, en asentamientos informales, a partir del acceso a los servicios de acueducto y alcantarillado y la mitigación del riesgo geológico e hidrológico.

Este informe, corresponde a los estudios de detalle requeridos para las zonas de condición de riesgo por el Decreto Nacional 1077 de 2015 y por el Decreto Municipal 1626 de 2015, e igualmente recoge el Decreto Metropolitano 09 del 25 de mayo de 2012. Las áreas objeto de este análisis, se localizan en los denominados circuitos Los Mangos, Santo Domingo y El Corazón, ubicados en la zona Centro Oriental, Nororiental y centro Occidental del municipio de Medellín.

Los tipos de amenaza evaluada en las áreas de interés, corresponden a movimientos en masa, inundaciones y avenidas torrenciales. Para el polígono denominado Las Independencias, la amenaza que define la condición de riesgo en el Acuerdo 48 de 2014 – POT, corresponde a movimientos en masa, amenaza que fue evaluada en detalle en el presente estudio.

Además de la amenaza, se evaluó la vulnerabilidad física de acuerdo a las características de los elementos expuestos, (construcciones y líneas vitales), a partir de la definición de la fragilidad y la intensidad de los fenómenos que los podrían afectar.

Igualmente, se evaluó el riesgo, integrando la información de la amenaza y la vulnerabilidad. Este riesgo se determinó a nivel de cada elemento expuesto y a nivel de polígono, determinando de esta manera los polígonos de riesgo alto no mitigable, riesgo alto mitigable, riesgo medio y riesgo bajo.

Finalmente, de acuerdo a las condiciones encontradas en cada polígono, se definieron las acciones estructurales y no estructurales necesarias para la mitigación del riesgo y que una vez ejecutadas y monitoreadas permitirán reducir la amenaza o la vulnerabilidad y cambiar el nivel de riesgo.

## 2. LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El polígono denominado Las Independencias se ubica en la vertiente occidental del valle medio del Río Aburrá, hace parte de la Comuna 13 del municipio de Medellín, y está conformado por cinco polígonos en condición de riesgo de acuerdo al POT, dentro de la zona denominada Circuito Corazón.

El polígono, el 1314-1 corresponde a una zona de forma rectangular ubicada entre las calles 111B y 111C, 30 m al norte de la carrera 34 CC, con un área aproximada de 0,07 hectáreas. El 1314-2 presenta una forma irregular localizada sobre la margen oriental de la carrera 110, aproximadamente 30 m al norte de la calle 34CC, con un área de 0,13 hectáreas. El polígono 1314-3 se ubica entre las calles 111B y 111C, 8m al norte del polígono 1314-1; con un área de 0,098 hectáreas. El polígono 1314-4 tiene una forma irregular alargada, ubicado aproximadamente entre las carreras 112B y 112 C y la calle 34CC y servidumbre 34CC 95, con un área de 0,38 hectáreas. El polígono 1314-5 corresponde a una zona de forma irregular definida al occidente por referentes viales entre los que se identifican Calle 39 A y su prolongación y las servidumbres 112-81, 112F-142; al sur está definida por una línea irregular a media ladera paralela a la calle 34CC; al oriente está definida al igual que la anterior por una línea irregular, en los que se tienen como referencia las servidumbres 34CC-71, 112F-20, calle 36 C y servidumbre 112B-24; al norte corresponde a una línea irregular con dirección preferencial E-W ubicada entre la calle 39A entre las servidumbres 26C-67 y 36C-98 hasta la calle 36C con la servidumbre 128B-24; este polígono tiene un área aproximada de 2,96 hectáreas (Figura 1) e incluye las áreas con condición de riesgos denominadas en el POT con los códigos 1314-5, 1314-4, 1513-1, 1314-3, 1314-1 y 1314-2 incluidos dentro del denominado Circuito El Corazón.



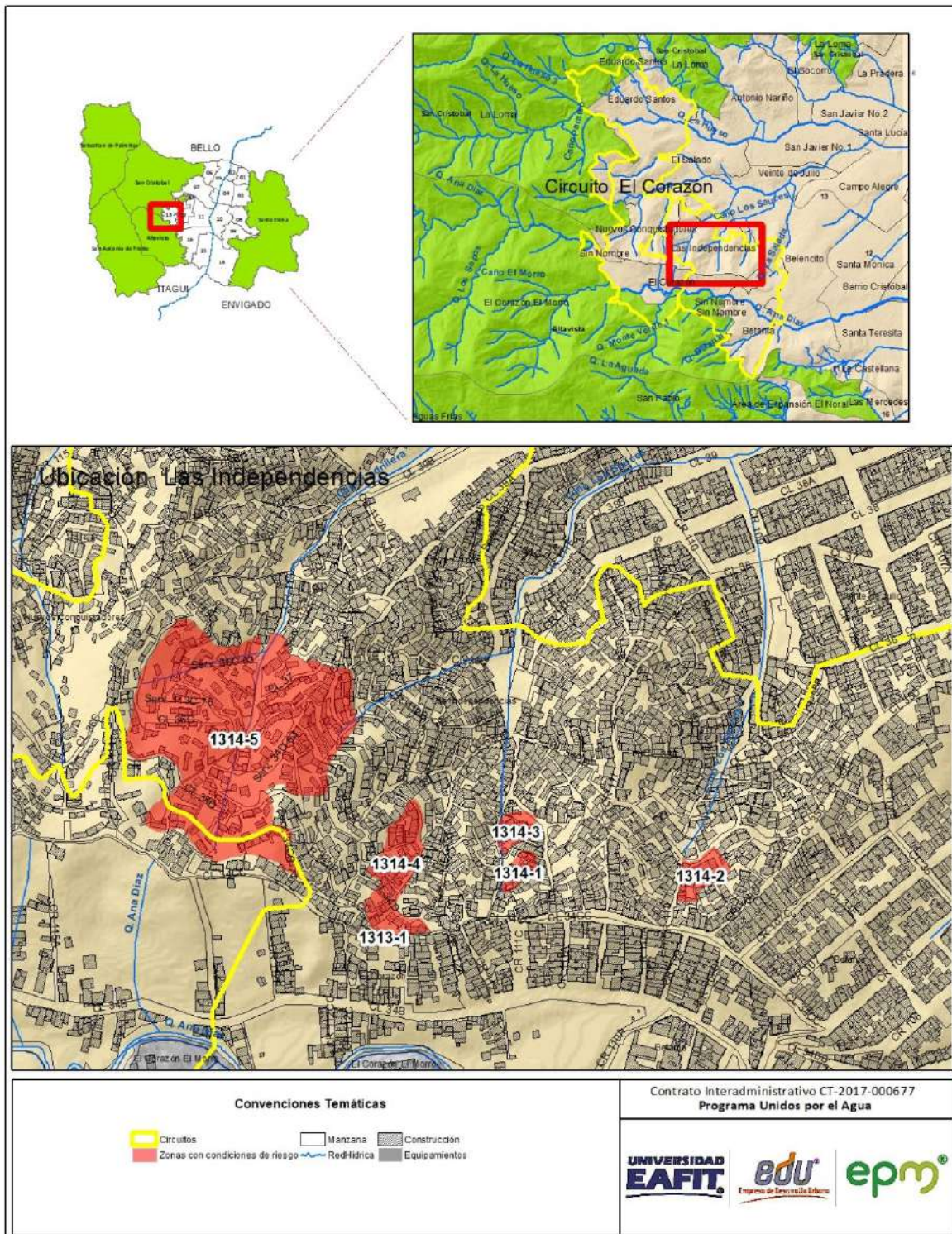


Figura 1. Mapa de localización del polígono Las Independencias

## 3. METODOLOGÍA

Los procedimientos seguidos para realizar los estudios de riesgo de detalle por movimientos en masa, con sus respectivas medidas de intervención, se describen con detalle en el Anexo 1 “Documento metodológico”.

Cada componente tiene su propia metodología, la cual se describe brevemente a continuación.

### 3.1. CARTOGRAFÍA ESCALA DE TRABAJO

De acuerdo al decreto nacional 1077 de 2015 y al decreto municipal 1626 de 2015, para la evaluación de la amenaza por movimientos en masa se utilizó la escala 1:2.000, específicamente se tuvo en cuenta la información de la restitución de la EDU, la información del POT de Medellín y levantamientos puntuales donde no se contó con esta.

### 3.2. AMENAZA POR MOVIMIENTOS EN MASA

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 y evaluación de la amenaza. A continuación se explican cada uno de estos procesos:

#### 3.2.1. Recopilación de información secundaria y productos base

En esta fase inicial se acopió y revisó la información disponible para la caracterización geológica y geomorfológica del área de interés. Los estudios de Microzonificación sísmica detallada realizados para Medellín y su área metropolitana, son la base para los análisis geológicos locales, además de otros informes realizados por diferentes entidades como se sintetiza en el capítulo 4.

#### 3.2.2. Visitas de reconocimiento.

Con el objeto de realizar un reconocimiento de los sectores o polígonos con “condición de riesgo” a estudiar, se realizó una visita de reconocimiento con funcionarios del Departamento Administrativo de Planeación Municipal, la EDU, la Interventoría y profesionales de la Universidad. En estas visitas se discutió la



delimitación de las unidades morfológicas independientes UMI con base en los criterios definidos por el Acuerdo Metropolitano 009 de 2012 y la ubicación de las perforaciones y sus cantidades, se dieron las recomendaciones sobre cada uno de los polígonos en función de sus características particulares y se plantearon acciones generales a ejecutarse por parte de la Universidad.

### 3.2.3. Generación de mapas temáticos

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

Las UMI fueron delimitadas por el grupo de profesionales del proyecto de las áreas de geología, geomorfología, geotecnia, hidrología e hidráulica a la escala de trabajo, de acuerdo a los lineamientos establecidos en el Acuerdo Metropolitano 009 de 2012.

Geología y formaciones superficiales: para el desarrollo de esta variable fue necesaria la realización de un mapa preliminar, para el cual se utilizó como insumo base la cartografía geológica existente a escala 1:10.000 del Área Metropolitana del Valle de Aburrá (AMVA), la cual fue actualizada y redelimitada con base en la información obtenida del análisis de sensores remotos y la interpretación fotografías aéreas donde fue 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 realizó la caracterización y mapeo de las unidades geológicas y formaciones superficiales a escala 1: 2.000 a partir del mapa preliminar, de acuerdo a la disponibilidad de afloramientos y los sondeos exploratorios. La clasificación de las unidades de suelo y definición del grado de meteorización de la roca se basó en el perfil de meteorización de Deere & Patton (1971).

Geomorfología: la construcción de los mapas geomorfológicos primero correspondió a la generación de un mapa preliminar donde se delimitaron 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).



La caracterización y jerarquización geomorfológica se basó en la definición presentada en el estudio “Microzonificación sísmica detalladas del Valle de Aburrá, a escala 1:10.000” (AMVA, 2007). Para la caracterización de la morfología de los elementos geomorfológicos, se utilizaron los atributos de inclinación, longitud y forma de la ladera.

Morfometría: para este estudio de amenaza por movimientos en masa a escala detallada se utilizó la pendiente como variable morfométrica. La definición del mapa de pendientes se realizó en porcentajes, que representa la tangente del ángulo de inclinación del terreno.

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 fue igualmente necesaria la realización de un mapa preliminar, en donde se incluyeron los procesos morfodinámicos identificados a partir del análisis de fuentes secundarias como bases de datos del DAGRD, SIMMA, Desinventar, Planeación Municipal y demás estudios que se han realizado en la zona. Adicionalmente, se incluyeron los procesos identificados durante la etapa de análisis de sensores remotos.

Este mapa preliminar fue verificado, ajustado y redefinido de acuerdo con las condiciones actuales vistas durante el trabajo de campo. El producto final es la distribución espacial de los movimientos, representados por áreas afectadas o polígonos.

#### 3.2.4. Exploración del subsuelo y ensayos de laboratorio

La exploración del subsuelo se realizó a partir de métodos directos e indirectos. Exploración directa: el programa de exploración del subsuelo para conocer las condiciones geotécnicas se realizó de acuerdo a la extensión de cada sector y a las problemáticas detectadas, las cuales alcanzaban profundidades que permitían generar el modelo geológico – geotécnico para la evaluación de la estabilidad y determinación de la amenaza por movimientos en masa.

La metodología de exploración consistió en la ejecución de perforaciones de pequeño diámetro (entre 65 y 100 mm). En los sondeos exploratorios se ejecutó el ensayo de penetración estándar (SPT) a intervalos de 1.0 m en los materiales de

suelo, donde esto fuera posible y se recuperaron muestras remoldeadas tomadas con muestreador estándar “Split Spoon”; adicionalmente se obtuvieron muestras inalteradas con tubo de pared delgada “Shelby”. Los materiales encontrados fueron debidamente caracterizados para elaborar columnas estratigráficas utilizadas posteriormente para correlacionar la distribución espacial de los materiales.

Exploración indirecta: las técnicas de geofísica aplicadas estaban orientadas a distinguir o reconocer formaciones geológicas que se encontraban en profundidad mediante la medición de un parámetro físico asociado a ellas: la densidad, la velocidad de las ondas elásticas, la resistividad eléctrica, etc. La prueba utilizada en algunos de los polígonos de estudio fue la conocida como MASW 2D (Análisis multicanal de onda superficial) la cual sirvió para determinar el perfil de velocidad de las ondas de corte Vs.

Resultados y análisis de laboratorio: las muestras recuperadas en campo fueron clasificadas visualmente en el momento de ejecución de los sondeos para posteriormente ser enviadas al laboratorio, donde el geólogo responsable del proyecto las revisó, evaluó, caracterizó y correlacionó 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 practicaron 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 realizaron ensayos de límites de plasticidad, granulometría y humedad natural, con el fin de obtener su clasificación con base en el sistema USCS.

### 3.2.5. Estratigrafía y definición de parámetros geomecánicos

De acuerdo a la información de campo obtenida de la exploración geotécnica, los recorridos de los geólogos y los análisis de laboratorio, se levantó la estratigrafía del sector y a las unidades se les asignaron los parámetros geotécnicos.

Estratigrafía: concluida la etapa de exploración del subsuelo, la revisión y agrupación de muestras y los ensayos de laboratorio, se ajustaron y complementaron 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 a las observaciones en campo y el criterio de los profesionales involucrados.

Parámetros geomecánicos: la definición de estos parámetros se realizó a partir de la información recolectada de los sondeos exploratorios como la prueba SPT, del análisis de las muestras extraídas en cada uno de ellos, de las pruebas en laboratorio y los ensayos de caracterización como granulometrías, límites de Atterberg, humedad natural y corte directo, de acuerdo a los estratos identificados. Al analizar esta información en conjunto fue posible conocer las propiedades del suelo de manera aproximada.

Con la información anterior y con los resultados de los ensayos de laboratorio se procedió a la definición de los parámetros para cada estrato, ajustándose además con los resultados de la modelación de la problemática que se presentaron en campo y que se evidenciaron durante los recorridos del equipo técnico. En cada uno de los casos se obtuvo 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.

### 3.2.6. 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 plasmaron las condiciones geomecánicas de los diferentes estratos que componen cada uno de los polígonos, incluyendo en el mismo, los parámetros anteriormente definidos, al igual que las condiciones de nivel freático.

### 3.2.7. Evaluación de la estabilidad.

Para el análisis de estabilidad se utilizó 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 levantaron secciones topográficas, sobre las cuales se plasmaron las condiciones estratigráficas y geomecánicas de los diferentes estratos que componen cada uno de los sectores.

Para evaluar la estabilidad de cada sector se consideraron tres situaciones: inicialmente se analizó el modelo para el caso estático, seguidamente se realizó el análisis bajo consideraciones normales y extremas de lluvia y posterior a esto se evaluó el comportamiento del terreno bajo sollicitaciones sísmicas, obteniendo los

factores de seguridad de cada superficie de falla, verificando el cumplimiento de los valores mínimos planteados por el decreto municipal 1626 de 2015

La condición sísmica se simuló considerando la actuación de fuerzas sísmicas que dependen del coeficiente de aceleración pico efectiva ( $A_a$ ) dado para cada municipio por la NSR-10 y bajo las consideraciones además del estudio de microzonificación sísmica para el área urbana de Medellín (1999).

### 3.2.8. Análisis de la distancia de viaje

La distancia de viaje o Run-Out se determinó siguiendo la metodología propuesta por Guimarães (2015), donde se tomó 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:

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

Dónde:

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 ( $C_{Tmax}$ ) y cota mínima ( $C_{Tmin}$ ).

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

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

Los puntos críticos o zonas desde las cuáles se pudo generar un desprendimiento de materiales en la parte alta de las laderas analizadas, se determinaron 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 MDE, se aplicó 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 tomó 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.

### 3.2.9. Zonificación de la amenaza por movimientos en masa

Para el correcto desarrollo de la zonificación de amenaza por movimientos en masa se tuvo 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 requirieron 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 tomó de acuerdo a 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 consideró 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 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. Se descartó la utilización de metodologías de superposición de mapas, puesto que en estudios anteriores los técnicos de Planeación Municipal consideraron este tipo de mapas, menos precisos.

### 3.3. ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD

Para la evaluación de la vulnerabilidad por movimientos en masa se partió de la metodología planteada por el SGC (2015), con la cual se caracterizaron los elementos expuestos y se evaluó la fragilidad de los mismos. Finalmente se estimó la intensidad para los escenarios de movimientos en masa lentos y rápidos, de acuerdo a las características de cada una de las zonas en estudio. Es de anotar que de acuerdo a la normatividad nacional y municipal, la vulnerabilidad evaluada fue únicamente la de tipo físico.

Para la definición de la vulnerabilidad física en los polígonos que comprendieron el área de estudio se realizó un análisis para las construcciones y para las líneas vitales.



### 3.3.1. Fichas de levantamiento de la información.

Esta etapa comprendió la revisión de la información secundaria, la generación de mapas que integraron 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 los polígonos.

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

### 3.3.2. Trabajo de campo

El trabajo de campo incluyó dos etapas, la primera de ellas relacionada con la validación y construcción de las fichas de levantamiento de información y la segunda, que comprendió el mayor porcentaje de las actividades de campo, estuvo asociada al diligenciamiento de las fichas en cada uno de los polígonos que incluyó un registro fotográfico de cada uno de los elementos. La identificación de las construcciones se realizó por medio del código catastral CBML (Comuna – Barrio – Manzana – Lote), cuando se presentaron viviendas nuevas en los polígonos, 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 realizó el levantamiento de la totalidad de ellas en el caso de las redes viales; mientras que para las de acueducto y alcantarillado su levantamiento estuvo supeditado a su visualización. Finalmente, las fichas de las estructuras relacionadas con las redes de energía se diligenciaron para aquellas que presentaron daños o algún tipo de deterioro.

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

### 3.3.3. Análisis de la información

Una vez concluido el trabajo de campo, se realizó el procesamiento de la información, los distintos parámetros obtenidos permitieron 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.

## 3.4. VULNERABILIDAD EN LAS CONSTRUCCIONES

Para la evaluación de la vulnerabilidad por construcción como se mencionó anteriormente, se partió 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 el contexto de la ciudad de Medellín 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

### 3.4.1. Cálculo de la fragilidad

Para el caso de los elementos a evaluar (construcciones y líneas vitales) dependió 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 consideraron 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 ubicadas en las laderas de la ciudad. Partiendo de estos parámetros, se calculó 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:

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

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

En el anexo metodológico se encuentran las diferentes tablas y fórmulas requeridas para cada uno de los parámetros

## 3.4.2. Intensidad de los movimientos en masa lentos en edificaciones.

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, 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.

$I_{l-vel}$  es el parámetro de intensidad por velocidad.

$I_{l-prof}$  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.

En el anexo metodológico se encuentra las diferentes tablas y fórmulas requeridas para cada uno de los parámetros.

## 3.4.3. Intensidad de los movimientos en masa rápidos en edificaciones.

En términos generales, la intensidad de los movimientos en masa en este escenario se definió en función de su profundidad y de la presión de impacto según la siguiente ecuación la ecuación propuesta por Du et al. (2013):

$$I_{rap} = 1 - (1 - I_{f-pre}) (1 - I_{f-prof})$$

$I_{rap}$  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.



*If-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.

En el anexo metodológico se encuentran las diferentes tablas y fórmulas requeridas para cada uno de los parámetros.

### 3.5. VULNERABILIDAD EN LAS LÍNEAS VITALES

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

Para los diferentes fenómenos amenazantes, la fragilidad se consideró igual y la intensidad si presenta variaciones de acuerdo al fenómeno.

#### 3.5.1. Fragilidad en líneas vitales

La fragilidad en las líneas vitales se evaluó 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 consideraron los parámetros de material o tipo, existencia de obras de drenaje y daños. Partiendo de estos parámetros, se calculó la fragilidad de las vías con la siguiente ecuación que al desarrollar cada uno de sus factores se expresa de la siguiente manera:

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

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

Dónde *S<sub>mat</sub>* es el factor de fragilidad por material/tipo; *S<sub>dr</sub>* es el factor de fragilidad por existencia de obras de drenaje y *S<sub>da</sub>* es el factor de fragilidad por existencia de daños en el tramo de estudio.

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

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

Dónde *Soperad de red* es el factor de fragilidad por operador de red; *Sestado* es el factor de fragilidad por estado, *Sdiam* es el factor de fragilidad por diámetro y *Smat* es el factor de fragilidad por material.

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

$$\text{Salcant} = 1 - (1 - \text{Soperador de red})(1 - \text{Sest})(1 - \text{Smater})$$

Donde *Soperador* de red es factor de fragilidad por operador de red, *Sest* es el factor de fragilidad por estado de red y *Smater* es el factor de fragilidad por material

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

$$\text{Senergía} = 1 - (1 - \text{Scarga})(1 - \text{Sestado})$$

Donde *Scarga* es el factor de fragilidad por carga de red y *Sestado* es el factor de fragilidad por estado de la red.

En el anexo metodológico se encuentran las diferentes tablas y fórmulas requeridas para cada uno de los parámetros.

### 3.5.2. Intensidad en líneas vitales para movimientos en masa lentos

Para el cálculo de la intensidad por movimientos en masa lentos para líneas vitales, se siguió la metodología propuesta por el SGC (2015), en donde se empleó el parámetro de intensidad por deformación. Entre las deformaciones se incluyen hundimientos, desplazamientos horizontales e inclinaciones.

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 definió un umbral tolerable de 5 cm.

Intensidad en energía: para este caso se utilizó la mitad de la flecha máxima permitida para el diseño de los postes, correspondiente al 3 % de la altura nominal de estos.

### 3.5.3. Intensidad en líneas vitales para movimientos en masa rápidos

Para este tipo de eventos según el SGC (2015), en las vías se contemplaron 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 definió a partir del ancho de vía invadido u ocupado por la masa deslizada.

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

En el anexo metodológico se encuentran las diferentes tablas y fórmulas requeridas para calcular cada uno de los parámetros.

## 3.6. VULNERABILIDAD EN LAS PERSONAS

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

La vulnerabilidad física de personas se evaluó en conjunto con la vulnerabilidad de edificaciones). Para este trabajo, la fragilidad de personas en estructuras se determinó en función de la fragilidad de tales estructuras, de acuerdo con la siguiente ecuación:

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

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

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

### 3.7. 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.

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

Dónde:

$V$  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 fueron: 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.

Se definieron las categorías de vulnerabilidad para personas en edificaciones basados en Li et al. (2010), Du et al. (2013) y Coburn (2002, en Du et al., 2013).

Para el cálculo y la zonificación de la vulnerabilidad en las personas, se partió de la misma ecuación y se tomó el valor de S como la fragilidad de las personas.

## 3.8. EVALUACIÓN DEL RIESGO

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

### 3.8.1. 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 1).

**Tabla 1.** 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 realizó la estimación de la probabilidad anual para la amenaza. Para el caso de los movimientos en masa esta probabilidad anual estuvo 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. El valor de la amenaza se multiplicó con la vulnerabilidad y de esta manera se obtuvo el indicador de riesgo por elemento expuesto.

Para el riesgo por personas se aplicó esta misma tabla de decisión y la cantidad total de personas en riesgo se evaluó a partir de un valor promedio de habitante por vivienda en cada barrio. Es de anotar que el número de personas en riesgo es un estimado, ya que no se realizó un censo de población.

## 3.8.2. 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 2).



**Tabla 2.** 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	0,5	Bajo
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

Los parámetros de magnitud y probabilidad de la amenaza, se combinaron 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 se hizo de manera particular para cada polígono estudiado y no obedece a una regla de decisión fija.

#### 4. 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 de Planeación, Empresa de Desarrollo Urbano – EDU, Departamento Administrativo de Gestión del Riesgo de Desastres, Área Metropolitana del Valle de Aburrá y Corantioquia. La información utilizada se sintetiza a continuación, donde se indica cuáles son los datos más relevantes y de utilidad para el proyecto.

<b>Título</b>	<b>Mapa geomorfológico, de amenazas y áreas degradadas en la jurisdicción de Corantioquia</b>
Autor (es)	Corantioquia
Año	2002
Localización de referencia: Jurisdicción de Corantioquia	
Resumen: Este mapa representa la geomorfología de los municipios que conforman la jurisdicción de Corantioquia, 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.	
Observaciones: La jerarquización establecida en el mapa geomorfológico de Corantioquia permite amarrar los a niveles regionales los mapas geomorfológicos de cada polígono.	

<b>Título</b>	<b>Microzonificación sísmica detallada de los municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado</b>
Autor (es)	Área Metropolitana del Valle de Aburrá
Año	2007
Localización de referencia: Municipios del Valle de Aburrá	
Resumen: Un estudio detallado de la geología, geomorfología, neotectónica, geotécnica y de la amenaza sísmica para los municipios del Valle de Aburrá, permitieron obtener la Microzonificación Sísmica detallada de estos municipios. Se define para el municipio de Medellín que la aceleración máxima en el basamento rocoso con un periodo de retorno promedio de 475 años es de 0,22 g y se pueden presentar desplazamientos máximos del terreno de 22 cm.	

Observaciones: Información básica de geología y geomorfología escala 1:10.000, de la cual se parte para detallar a escala 1:2.000 en los polígonos objeto de estudio.

<b>Título</b>	<b>Evaluación del riesgo geotécnico e hidrológico al cual se encuentra sometido el barrio Las Independencias.</b>
Autor (es)	CIMIENTOS
Año	2008
Localización de referencia: Barrio Las Independencias.	
Resumen: El estudio realiza una descripción geológica y geomorfológica del barrio Las Independencias, además identifica problemas de inestabilidad. Realizaron un total de 62 perforaciones con profundidades entre 2 metros y máximas de 10 metros y análisis de laboratorios. Finalmente presentan un mapa de aptitud geológica en términos de restricciones leves, moderadas y severas y un mapa denominado riesgos por deslizamientos.	
Observaciones: Realizan recomendaciones generales que tienen por objeto minimizar el riesgo por deslizamientos.	

<b>Título</b>	<b>Proyecto urbano para la legalización y regularización urbanística Barrios El Corazón, Las Independencias, Nuevos Conquistadores y El Salado. Comuna 13</b>
Autor (es)	Municipio de Medellín - Departamento Administrativo de Planeación Universidad de Antioquia – Facultad de Derecho y Ciencias Políticas
Año	2009
Localización de referencia: Barrios el corazón, las independencias, nuevos conquistadores y El Salado. Comuna 13, municipio de Medellín	
Resumen: En el Plan de Desarrollo para Medellín se incluyen cinco componentes, entre ellos el de Vivienda y Hábitat, como programas de este componente, se encuentra el de Mejoramiento Integral de Barrios, que comprende proyectos de Legalización y Mejoramiento de vivienda, titulación de predios, mejoramiento de entornos barriales y la Regularización Urbanística, como alternativa de solución a los problemas y conflictos detectados en estos sectores mediante acciones que consideren esta dinámica, integren la ciudad urbana y la ciudad rural buscando el mutuo beneficio. En esa dirección, el Proyecto de Regularización y Legalización Urbanística para los barrios Las Independencias, Nuevos Conquistadores, El Corazón, El Salado y Veinte de Julio localizados en la Comuna 13 de Medellín, constituyendo una materialización concreta de las políticas a nivel municipal, nacional e internacional.	

Observaciones: Información básica de geología y formaciones superficiales, variables morfométricas, geomorfología, procesos geomorfológicos, aptitud geológica del suelo y caracterización de las zonas de riesgo de los polígonos objeto de este estudio. Este estudio presenta una caracterización general de las microcuencas entre las que se identifica la quebrada Ana Díaz

<b>Título</b>	<b>Amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa, avenidas torrenciales e inundaciones en el valle de Aburrá. Formulación de propuestas de gestión</b>
<b>Autor (es)</b>	Universidad Nacional de Colombia, sede Medellín
<b>Año</b>	2009
Localización de referencia: Valle de Aburrá	
Resumen: objeto es la realización de una Zonificación de la Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por movimientos en masa, inundaciones y avenidas torrenciales; en este capítulo se presenta el informe técnico correspondiente al proceso de elaboración de la Zonificación de la Amenaza por movimientos en masa, teniendo en cuenta como detonante principal la lluvia. La metodología empleada está basada en una herramienta computacional conocida como redes neuronales artificiales (RNA), la cual está siendo cada vez más empleada en la solución de problemas que involucran gran cantidad de variables con bases de datos.	
Observaciones: Teniendo en cuenta lo anterior se pretende obtener como resultado un mapa que evalúe de manera probabilística la amenaza por movimiento en masa para el Valle de Aburrá, y refinar el modelo para el municipio de Medellín con el fin de obtener un mapa más detallado. Basta aclarar que para lograr dicho objetivo en el municipio de Medellín, se refinaron la base de datos, se agregaron las variables permeabilidad y curvatura, y se hizo uso de la metodología descrita anteriormente, con lo cual se obtuvo un mapa probabilístico de amenaza por movimiento en masa con un detalle de 1:5000.	

<b>Título</b>	<b>Descripción de zonas homogéneas - Microzonificación sísmica del área urbana de Medellín</b>
<b>Autor (es)</b>	Alcaldía de Medellín
<b>Año</b>	2011
Localización de referencia: Municipio de Medellín	

Resumen: Después de entrar en vigencia la norma NSR-2010 y el estudio de Microzonificación sísmica del 2007, se definieron 14 zonas homogéneas para el municipio de Medellín de acuerdo con el comportamiento particular de los diferentes tipos de suelos frente a los sismos. También se presenta el mapa con la distribución espacial de estas zonas y los coeficientes espectrales para los sismos de control de daños y de diseño para cada una de éstas, valores que corresponden a la aceleración máxima esperada en la superficie del terreno.

Observaciones: De esta información se obtiene el valor de aceleración máxima en el terreno para el sismo para los análisis geotécnicos de estabilidad de las laderas.

<b>Título</b>	<b>Revisión y ajuste del Plan de Ordenamiento Territorial de Medellín. Acuerdo 48 de 2014</b>
Autor (es)	Alcaldía de Medellín
Año	2014
Localización de referencia: Municipio de Medellín	
Resumen: Plan de Ordenamiento Territorial se consigna el conjunto de objetivos, directrices, políticas, estrategias, metas, programas, actuaciones y normas para orientar y administrar el desarrollo físico del territorio y la utilización del suelo urbano y rural del municipio de Medellín.	
Observaciones: El acuerdo 48 de 2014, define las zonas con condiciones de riesgo y las zonas de amenaza alta, que son 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. Una vez sean redelimitadas dichas zonas, les aplicarán las demás normas generales del polígono en el que se ubiquen.	

<b>Título</b>	<b>Viaducto a media ladera tramo 2.</b>
Autor	INSITU INGENIERIA.
Año	2015.
Localización de referencia: Barrio Las Independencias 2.	
Resumen: Estudio geotécnico para la construcción de andén elevado tipo balcón. Se realizaron 3 perforaciones con profundidades de 4 metros y 3 líneas de ondas superficiales MASW. Además se realizaron análisis de estabilidad y se diseñó cimentación tipo pilas.	
Observaciones: Se realizan recomendaciones generales de manejo que tienen por objeto garantizar estabilidad.	

Título	Mapa de procesos morfodinámicos del área urbana del municipio de Medellín
Autor (es)	Alcaldía de Medellín
Año	2017
Localización de referencia: Medellín	
Resumen: La información relacionada con visitas a diferentes sectores de la ciudad, donde han ocurrido emergencias por diferentes fenómenos (movimientos en masa, inundaciones, incendios, etc) son consignadas en fichas y mapas que permiten tener construir un registro histórico de los eventos en la ciudad.	
Observaciones: Los datos de obtenidos de esta información permite reportar los eventos ocurridos en cada polígono para entender el contexto de la morfodinámica del sector.	

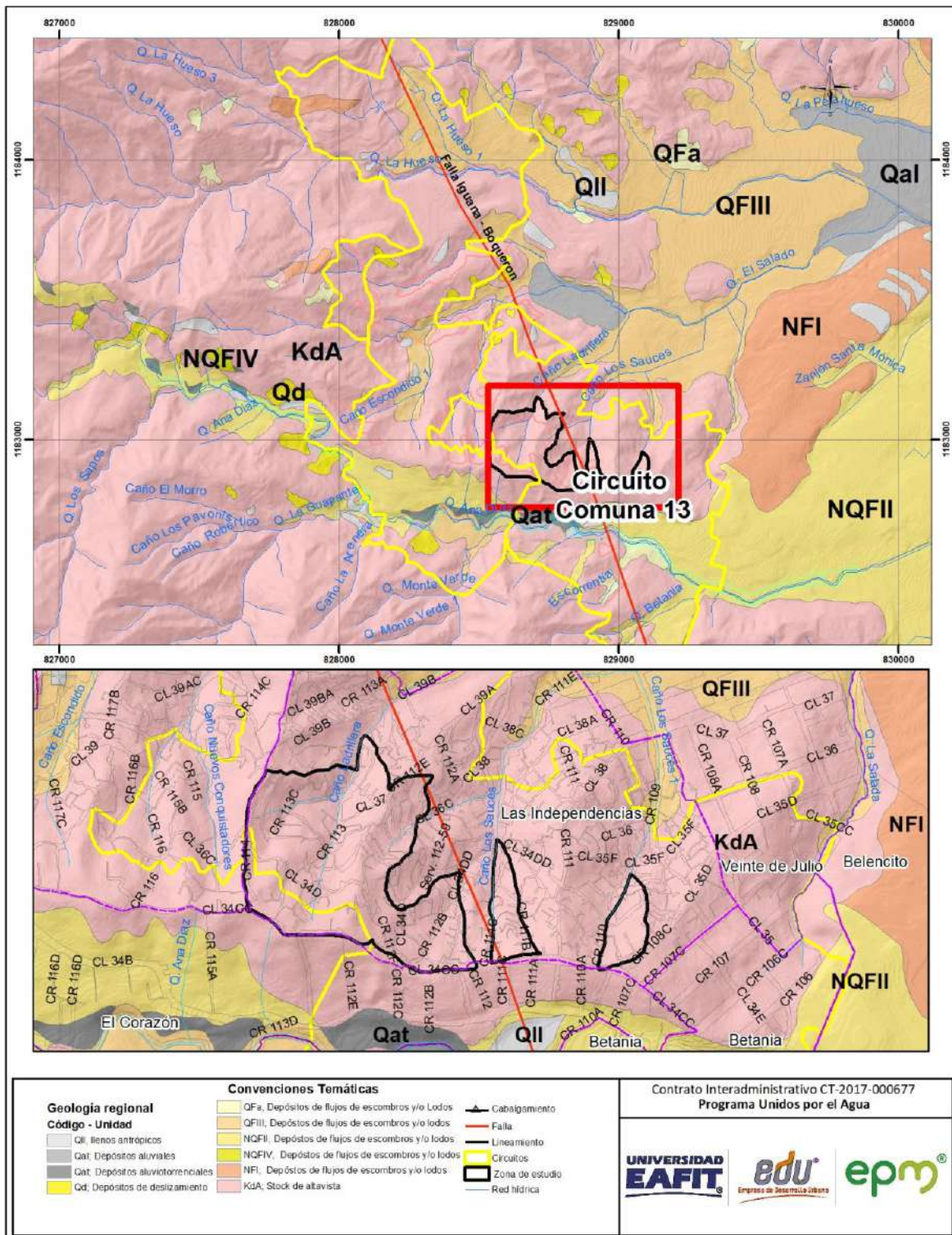
## 5. CARACTERÍSTICAS GENERALES

A continuación serán descritas la geología y geomorfología regional buscando contextualizar estas variables en el área de estudio.

### 5.1. GEOLOGÍA REGIONAL

En el valle de Aburrá se encuentra una amplia diversidad litológica y estructural asociada a la dinámica de los procesos endógenos y exógenos, que marcan la configuración actual del área de estudio. Varios autores han abordado el tema de la composición de los materiales. En la Figura 2 se describen las unidades litológicas en orden estratigráfico y en el siguiente mapa se presentan su distribución espacial de acuerdo con la propuesta de AMVA (2007) y AMVA – Alcaldía de Medellín (2017), de éste último trabajo se conserva también el nombre de las unidades.





**Figura 2.** Mapa geológico regional circuito Corazón (Tomado de AMVA (2007) y AMVA – Alcaldía de Medellín (2017).

## 5.1.1. Estratigrafía

A nivel regional se identificaron cinco unidades geológicas que se describen a continuación.

- **Metabasitas de El Picacho (JKmbP)**

Corresponde al antes denominado Metagabro de El Picacho por Correa *et al.* (2005) y que junto con la Dunita de Medellín hacen parte del Complejo Ofiolítico de Aburrá, sin embargo, Restrepo (2008) renombra la unidad como Metabasitas de El Picacho y está conformada por las rocas del Metagabro de El Picacho, donde se identifica la textura gabróica reliquia y por las Anfibolitas de La Espadera – Chupadero, que son anfibolitas esquistosas; adicionalmente incluye otros cuerpos menores de metagabropegmatitas, y esquistos y granofels clorítico – actinolíticos.

El Metagabro de El Picacho tiene un protolito ígneo y se caracteriza por un bandeamiento composicional definido por capas centimétricas a decimétricas, unas ricas en minerales ferromagnesianos y otras ricas en minerales félsicos; también se puede presentar un bandeamiento estructural, con alternancia de bandas de grano grueso a muy grueso con bandas de grano fino. Los minerales principales son clinopiroxeno y plagioclasa; los minerales secundarios son anfíboles, plagioclasa y en menor cantidad cuarzo, epidota y opacos (Correa et al., 2005).

Los afloramientos son escasos y se presentan en ventanas erosivas donde se observa la roca, por lo general está meteorizada y en pocos casos se encuentra en estado fresco. El suelo residual del metagabro y la anfibolita, no conservan la estructura de la roca original y alcanza espesores de 25 m. Estos suelos se caracterizan por el color gris claro, ligeramente moteado de blanco, amarillo y amarillo rojizo, con predominio de una granulometría limo arcillosa. También se encuentra como cantos y bloques en depósitos de vertiente y algunos depósitos aluviotorrenciales (AMVA, 2007).

- **Stock de Altavista (Kda)**

Este plutón es también conocido como la Diorita de Altavista, y constituye un stock de 83 km<sup>2</sup>, con forma alargada y paralela a la tendencia de las estructuras geológicas del área donde aflora (González y Londoño, 2002).

Se caracteriza por presentar una amplia variedad petrográfica, textural y estructural, por lo que se han definido tres facies: una facies diorítica, una facies félsica y una

facies de dique. De acuerdo con esto, se encuentran diferentes tipos de roca como dioritas, cuarzodioritas, granitos y eventualmente pórfidos con matriz afanítica (González y Londoño, 2002).

Adicionalmente, González y Londoño (2002) indican que las rocas granulares presentan colores muy oscuros, casi negro hasta gris medio a claro, y las rocas porfíricas son de color gris verdoso; la textura varía de fanerítica granular fina a porfírica y a medida que se acerca a las zonas de contacto presenta zonas de brecha.

Las rocas están intensamente meteorizadas y desarrollan suelos con espesores hasta de 45 m, en los cuales la textura y la granulometría dependen de la facies de la roca parental. Los suelos más desarrollados están en los topos de las cuchillas y en las vertientes suaves, donde hay una capa superficial de suelo maduro de textura limo arcillosa y color claro, seguido por un saprolito limoarenoso que conserva rasgos de la roca parental. En las partes bajas se conserva la transición suelo – roca de poco espesor (AMVA, 2007).

- **Depósitos no litificados:**

Un conjunto de depósitos no litificados que están suprayaciendo las rocas antes descritas se presentan en el área de interés. Se encuentran depósitos de diferentes edades, que de acuerdo con las características que exhiben en cuanto a grado de consolidación, madurez y grado de incisión son considerados de edades anteriores al Cuaternario y por medio de las relaciones entre ellos son agrupados por eventos. En este grupo se encuentran:

**Flujos de escombros y/o lodos (NQprel, NQFI, NQFII, QFIII, QFIV, QFa):** Estos representan una serie de eventos relacionados con depósitos de vertiente, donde los depósitos más antiguos se localizan en la parte media y alta de las laderas y los más jóvenes están en la parte baja de éstas. 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 (AMVA, 2007).



**Depósitos aluviales (Qal):** se presentan conformando las llanuras de inundación y terrazas aluviales de las corrientes. Son superficies suaves, generalmente planas, conformadas por clastos que tienen una selección moderada, alto grado de redondez y ligera imbricación (AMVA, 2007).

**Depósitos aluviotorrenciales (Qat):** se caracterizan por su composición heterogénea, donde el tamaño de sus componentes varía desde bloques rocosos hasta arenas finas y limos. Estos depósitos están asociados a cuencas de montaña, donde los canales tienen altas pendientes y se desarrollan flujos turbulentos con alta energía, que moviliza materiales de diferente granulometría hasta encontrar zonas de pendientes suaves aledañas al cauce, donde se depositan los materiales (AMVA, 2007).

**Depósitos de deslizamiento (Qd):** Se caracterizan por bloques de roca en matriz limo arcillosa. Los bloques pueden alcanzar unos tres metros de diámetro y varían desde angulosos a subredondeados (AMVA, 2007).

**Llenos antrópicos (QII):** Constituyen depósitos artificiales, con una composición muy heterogénea, incluyendo aquellos materiales homogéneos conformados con algunas normas técnicas, y materiales mixtos tales como basura, materia orgánica y escombros vertidos sin disposiciones geotécnicas adecuadas. También se consideran llenos antrópicos las acumulaciones artificiales realizadas para la construcción de obras de infraestructura (AMVA, 2007).

## 5.2. GEOMORFOLOGIA REGIONAL

La zona de estudio se ubica en la zona más septentrional de la cordillera Central, asociada directamente al valle del río Medellín - Porce. La caracterización geomorfológica retoma la interpretación desarrollado por el Área Metropolitana en el estudio de Microzonificación sísmica del Valle de Aburrá, donde jerarquiza el valle en unidades de Paisaje, Macrounidades y unidades geomorfológicas.

De acuerdo a esta metodología, la zona de estudio se encuentra enmarcada en la siguiente clasificación geomorfológica.

**Tabla 3.** Clasificación geomorfológica regional.

UNIDAD DE RELIEVE	UNIDAD DE PAISAJE	MACROUNIDAD	UNIDAD GEOMORFOLÓGICA
Norte de la cordillera central	Valle de Aburrá -Valle Medio (VM)	Bloque Itagüí San Cristóbal (VM-BISC)	Colinas en suelos residuales
			Superficies suaves en depósitos poco incisados
			Superficies suaves en depósitos moderadamente incisados
			Escarpes semicirculares superiores
			Lomos
		Bloque Fondo de valle (VM_BFV)	Llanura aluvial

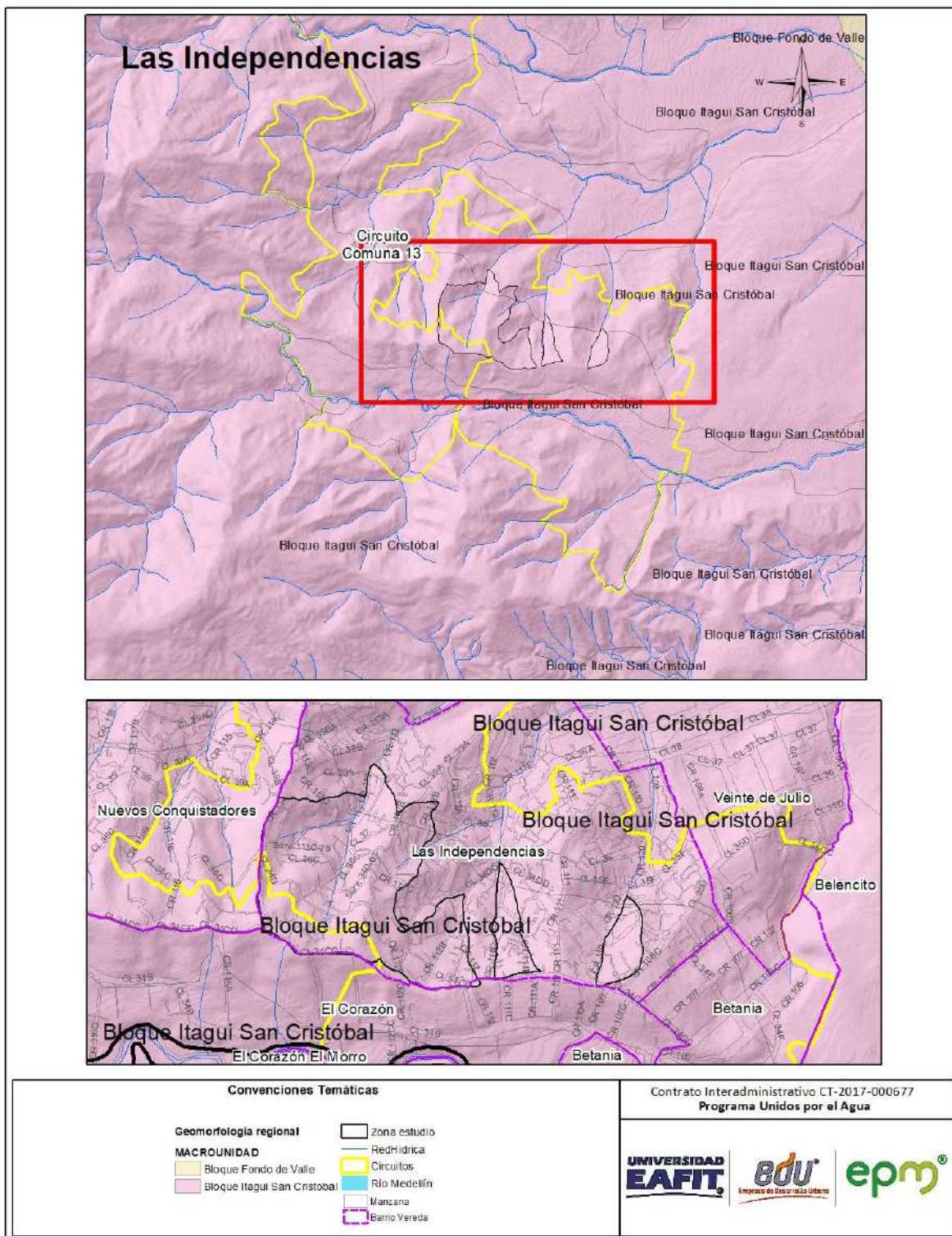
En las Figura 3 y Figura 4 se presentan las macrounidades y unidades geomorfológicas que se definen para los polígonos de interés.

### 5.2.1. Valle de Aburrá Medio (VM)

Este bloque corresponde casi a la totalidad del municipio de Medellín. Se caracteriza por ser ancho, con un fondo amplio y plano, delimitado por superficies suaves en distintos depósitos de vertiente, sistemas de colinas y lomos que terminan en la parte más alta en escarpes lineales que marcan el límite del valle y los altiplanos (AMVA, 2006)

En el Valle Medio se identificaron 12 bloques atendiendo a consideraciones de forma, ancho, orientación y contexto geomorfológico y rasgos tectónicos. La zona de estudio tiene influencia directa sobre dos de estas macrounidades.

Cada uno de los bloques es descrito a partir de sus características geomorfológicas y geológicas desarrolladas en el estudio de Microzonificación Sísmica del Valle de Aburrá.



**Figura 3.** Mapa regional de macrounidades de del circuito Corazón (Tomado de AMVA, 2007)



- **Bloque Itagüí – San Cristóbal (VM-BISC).**

Esta área se ubica sobre la vertiente occidente de la ciudad de Medellín, involucrando el área de la cuenca de las quebradas El Salado y Ana Díaz, en la zona de estudio. Geológicamente está caracterizada sobre las rocas del Stock de Altavista, Metabasitas y los depósitos de vertiente.

La presencia de lomos regionales de tendencia W-E es la característica fundamental de esta macrounidad. Dichos lomos forman valles en “V” de fondo estrecho con vertientes largas, rectas a cóncavas y de inclinación moderada a localmente empinadas. Hacia las cabeceras las laderas rematan en escarpes semicirculares, evidencia del proceso remontante del frente erosivo del río Aburrá. El tope de los lomos es en general estrecho y redondeado, con pendientes longitudinales suaves moderadas. Se presentan en general relieves relativos menores y se conforman sistema de colinas medias a altas con base circular y laderas empinadas (AMVA, 2006).

En el área de influencia del presente estudio, se identifican las siguientes unidades geomorfológicas al interior de esta macrounidad.

**CSR - Colinas en suelo residual:** Esta unidad se localiza generalmente cerca de los lomos o en la terminación de los mismos. Presentan formas redondeadas con topes planos a ligeramente convexos. Las pendientes son moderadas y tienen un moderado grado de incisión (AMVA, 2007). En la zona está asociada a suelos residuales del Stock de Altavista.

**SSDMI - Superficies Suaves en Depósitos Moderadamente Incisados:** Son geoformas continuas de inclinación suave a moderada y modeladas sobre depósitos de vertiente del tipo flujos de lodos y/o escombros. Presentan un grado de incisión moderado (AMVA, 2007). Esta unidad se localiza sobre ambas márgenes de las quebradas La Hueso, Ana Díaz y afluentes, hacia el occidente de la zona de estudio.

**SSDPI - Superficies Suaves en Depósitos Poco Incisados:** Caracterizada por laderas continuas de inclinación suave a moderada y modeladas sobre depósitos de vertiente del tipo flujos de lodos y/o escombros. Presentan un grado de incisión baja a muy baja (AMVA, 2007). En la zona de estudio, se ubican sobre ambas márgenes de la quebrada Ana Díaz.

**ESCS – Escarpes semicirculares superiores:** Son geoformas ubicadas entre zonas escarpadas en superficies rocosas hacia los límites de los altiplanos,

presentan además fuertes pendientes (AMVA, 2007). Regionalmente se ubica al oriente de la zona de estudio.

**L – Lomos:** Son filos alargados y estrechos con orientación hacia el eje fluvial principal. Son las unidades dominantes y de mayor cobertura dentro del área de estudio (AMVA, 2007). Esta unidad está asociada al Stock de Altavista en la zona de estudio

- **Bloque fondo del valle**

Corresponde como su nombre lo dice, al fondo del valle del río, caracterizada por ser una zona conformada casi en su totalidad por depósitos aluviales y aluviotorrenciales, con esporádicas ventanas erosivas de rocas metamórficas entre los que se identifican los cerros el Volador y Nutibara. Es una zona de pendientes rectas a levemente cóncavas en su cercanía a las vertientes occidental y oriental del valle. Estas zonas están relacionadas a los eventos de depositación del río Medellín y su red de drenaje asociada.

En esta Macrounidad se identificó una unidad geomorfológica.

**LLA - Llanura Aluvial:** Esta unidad en la zona de estudio, involucra el cauce y áreas bajas relacionadas a depósitos de las quebradas Ana Díaz y El Salado, así como algunos de sus tributarios principales. Es una forma continua, de pendientes suaves y topografía plana; contiene materiales producto de la sedimentación aportada por estas corrientes (AMVA, 2007).





## 5.3. TECTÓNICA REGIONAL

Debido a la localización en el flanco Oeste de la Cordillera Central, la tectónica del Valle de Aburrá está dominada por las fallas del Sistema Cauca-Romeral; el cual atraviesa el territorio nacional con una dirección aproximada N-S. Este sistema está compuesto por dos grupos de estructuras, hacia el oeste se tiene el sistema Cauca y al Este el sistema Romeral. Este último sistema es el más cercano a la ciudad de Medellín.

La Falla de San Jerónimo representa la traza más oriental del Sistema de Fallas de Romeral y su zona de incidencia transcurre por jurisdicción de algunos municipios del Área Metropolitana de Medellín. Dinámica y estructuralmente se reconocen al menos tres eventos de deformacionales asociados a su actividad, en regímenes dúctil, frágil cohesivo, y frágil no cohesivo. El régimen tectónico analizado, revela acortamiento E-W y desplazamientos inversos para gran parte de las deformaciones registradas (Ordoñez, et al, 2005).

La traza principal de la zona de falla tiene un rumbo N-S a N15W, con un buzamiento de alto ángulo al E.

### 5.3.1. Sistema de Fallas

A continuación se describen las características regionales, de las fallas reportadas a lo largo del corredor evaluado:

- *Falla de Iguaná – Boquerón*

En la zona de interés se identifica el trazo de esta falla con dirección N80°W – N20°W (AMVA, 2007). Sobre la zona de estudio no se observan controles geomorfológicos e hídricos asociados al trazo de esta falla. Adicionalmente, se encuentran lineamientos con tendencia SW-NE y NW – SE.

## **6. CONDICIONES GEOLÓGICAS LOCALES DEL POLÍGONO LAS INDEPENDENCIAS**

A continuación se define la unidad morfodinámica independiente para el polígono en estudio, se describen los resultados del proceso de fotointerpretación y se presentan las condiciones geológicas y geomorfológicas encontradas a partir de los recorridos de campo y la exploración geotécnica.

### **6.1 DEFINICIÓN DE LA UMI**

Teniendo en cuenta que la unidad morfodinámica 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 (Acuerdo Metropolitano 09 de 2012) 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, para el área de estudio se delimitan doce (13) UMIs de la siguiente forma (Figura 5):

UMI 1. Al occidente está delimitada por el caño Los Sauces 1, paralelo a la carrera 110. A oriente y norte está definida por la divisoria que marca un pequeño lomo, el cual tiene una dirección preferencial S-N. Al sur por la divisoria de aguas entre las quebradas El Salado y Ana Díaz, que coincide con la calle 34 CC.

UMI 2. Al oriente está definida por la divisoria de aguas de que marca un lomo muy bajo, continuando por media ladera a tomar una depresión formada por un canal de aguas lluvias, afluente del caño Los Sauces. Al sur por la divisoria de aguas entre las quebradas El Salado y Ana Díaz, que coincide con la calle 34 CC.

UMI 3. Al occidente está definida por el cauce del caño Los Sauces. Al oriente por la divisoria de aguas que marca un lomo bajo entre el caño Los Sauces y un canal

de aguas lluvias, afluente de este caño. Al sur por la divisoria de aguas entre las quebradas El Salado y Ana Díaz, que coincide con la calle 34 CC.

UMI 4. Al oriente está definida por la divisoria de aguas que forma el lomo entre el caño Los Sauces y un afluente de este caño. Al occidente por la depresión que forma el afluente del caño Los Sauces. Al sur por la divisoria de aguas entre las quebradas El Salado y Ana Díaz, que coincide con la calle 34 CC.

UMI 5. Al oriente por la depresión que forma el afluente del caño Los Sauces y coincide con la calle 112B. Al occidente está definida por la divisoria de aguas que forma el lomo bajo que tiene una dirección SW-NE. Al sur por la divisoria de aguas entre las quebradas El Salado y Ana Díaz, que coincide con la calle 34 CC.

UMI 6. Al sureste está definida por la divisoria de aguas que forma el lomo bajo que tiene una dirección SW-NE, y correspondiente a la servidumbre 34CC a culminar al afluente sin nombre del caño Los Sauces. Al occidente está definida por un cambio de pendiente en la ladera que tiene una dirección SW-NE y al oriente por un canal de un afluente sin nombre del caño Los Sauces.

UMI 7. Al sureste está definida por la divisoria de aguas que forma el lomo bajo que tiene una dirección SW-NE, y correspondiente a la servidumbre 34CC. Al occidente está definida por la divisoria de aguas que forma el lomo bajo que tiene una dirección SW-NE. Al oriente por un cambio de pendiente en la ladera a la altura de la carrera 112C. Al sur por la divisoria de aguas entre las quebradas El Salado y Ana Díaz, que coincide con la calle 34 CC.

UMI 8. Al norte está definida por una afluente del caño Los Sauces relacionada a la calle 36C. Al Oriente y sur por la divisoria de aguas que forma el lomo bajo que tiene una dirección SW-NE.

UMI 9. Al sureste está definida por un afluente del caño Los Sauces que corre paralelo a la calle 36 C. Al occidente y norte por la divisoria de aguas que forma el lomo bajo que tiene una dirección SW- NE y posteriormente toma la dirección W-E. Al occidente está definida por la divisoria de aguas que forma un pequeño lomo con dirección S-N, a la altura de la carrera 112B.

UMI 10. Al oriente está definida por la divisoria de aguas entre los caños Ladrillera y Los Sauces; al noreste está definida por tope de un pequeño lomo. Al occidente por el canal del Caño Ladrillera y por un afluente del mismo. Al sur por el tope del

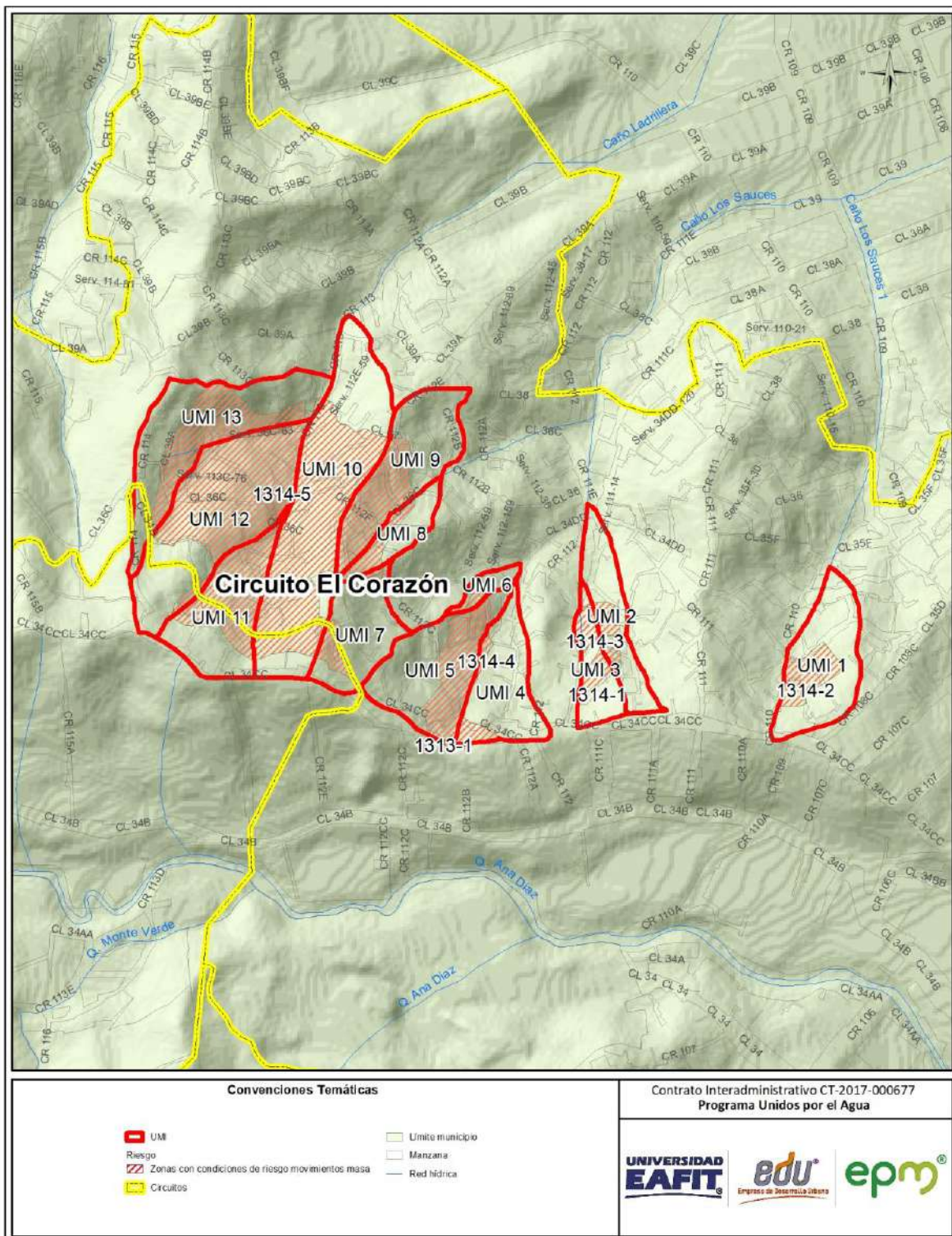


lomo correspondiente a la divisoria de aguas entre las quebradas El Salado y Ana Díaz, que coincide con la calle 34 CC.

UMI 11. Al noroccidente por una depresión formada por un afluente del caño Ladrillera. Al oriente por el Caño Ladrillera; por el sureste por una depresión formada por canal de aguas lluvias afluente del caño Ladrillera y al sur por la divisoria de aguas entre las quebradas El Salado y Ana Díaz, que coincide con la calle 34 CC.

UMI 12. Al norte y occidente por una depresión formada por un afluente del caño Ladrillera. Al suroriente y oriente por el Caño Ladrillera; al sur por la divisoria de aguas entre las quebradas El Salado y Ana Díaz, que coincide con la calle 34 CC.

UMI 13. Al norte es definida por la divisoria de aguas que marca un pequeño lomo que presentan una dirección preferencial E-W. Al oriente por el Caño Ladrillera que coincide con el trazo de la carrera 113. Al occidente por la divisoria de aguas entre el Caño Ladrillera y el caño Nuevo Conquistadores. Al sur por una depresión asociada a un canal de aguas lluvias, afluente del caño Ladrilleras.



**Figura 5.** Localización de las UMIs del polígono Las Independencias

## 6.2 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 1943 y el 2012. 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 4.** Fotografías aéreas empleadas para el proceso de fotointerpretación

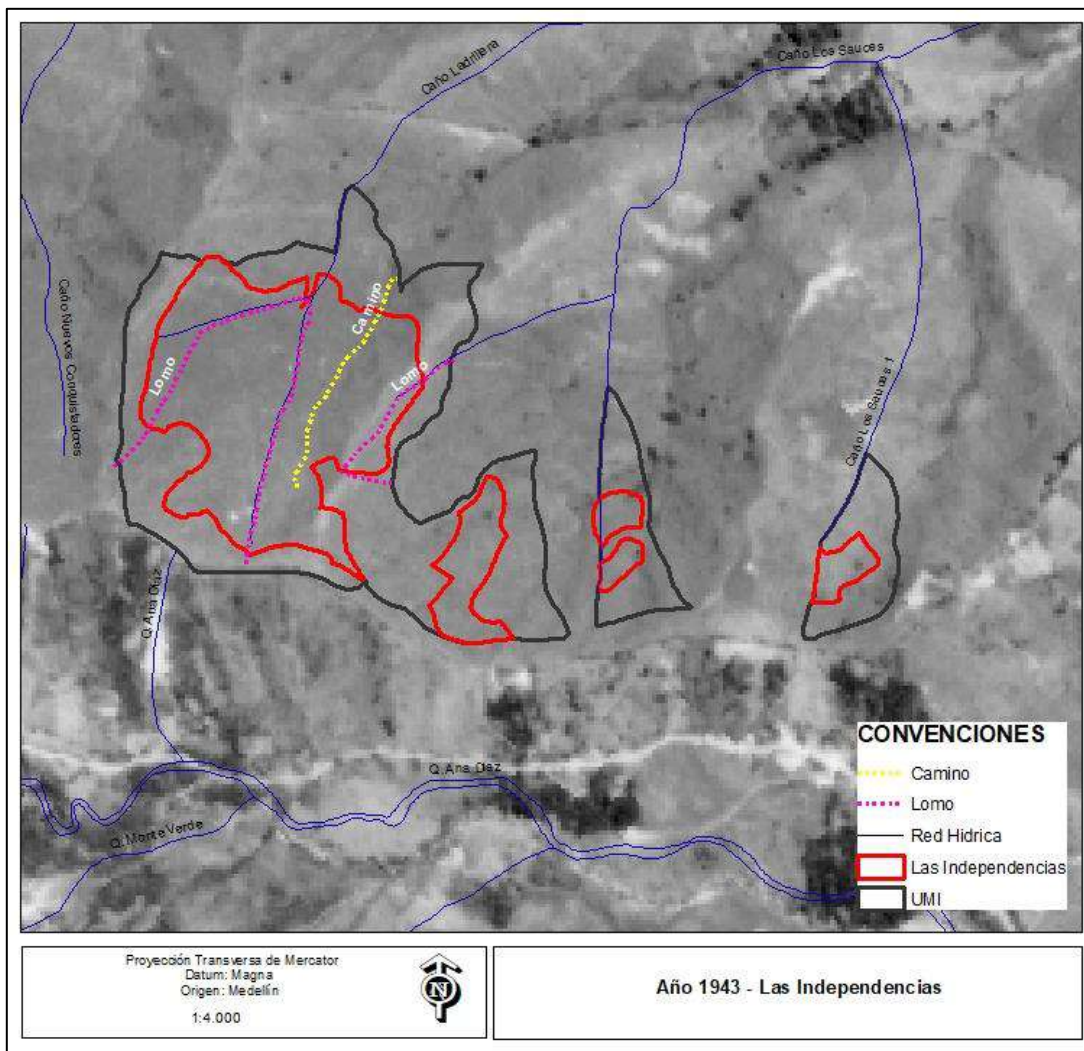
Zona	Vuelo	Faja	Fotos	Año
Las Independencias	C393	22	776 - 777	1943
	C1261		164-165	1969
		F1B	03-04	1989
	GEOVIAL 65	L17	101-102	1994
	Ortofoto cinturón verde			2010

El polígono Las Independencias corresponde a la vertiente alta de los caños Ladrillera y Los Sauces 1, afluentes de la quebrada El Salado. Morfológicamente está conformado por un sistema de filos bajos de fuerte inclinación, altamente intervenida por procesos antrópicos. Geológicamente se desarrolla sobre rocas ígneas del Stock de Altavista.

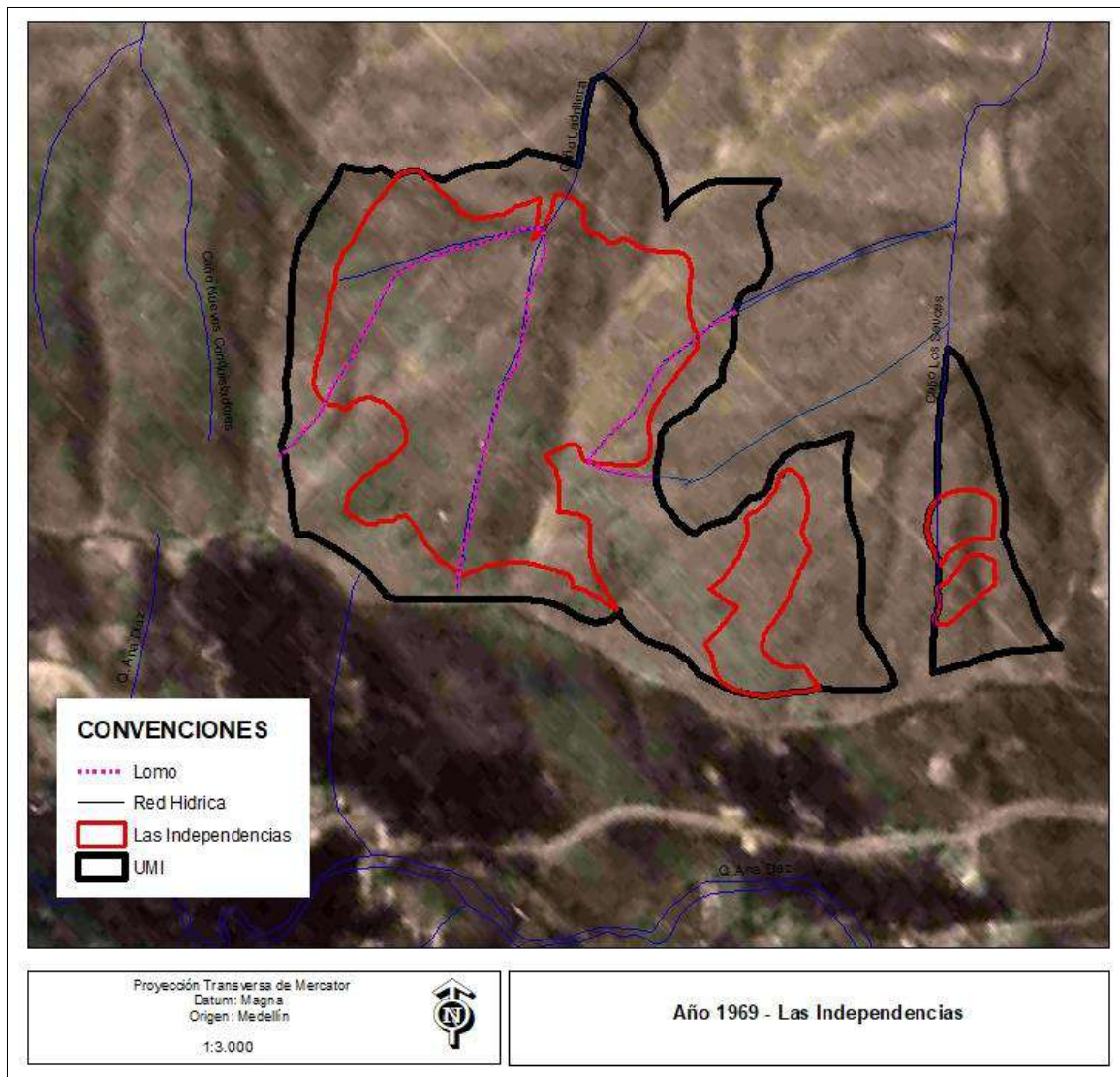
En los años 1943 y 1968 la zona presenta unas condiciones muy similares, caracterizada porque se encuentra libre de construcciones, no se han desarrollado apertura de vías, ni de viviendas, en la zona de influencia directa del polígono Las Independencias. Se caracteriza por ser una zona verde donde la cobertura vegetal de pastos, es la predominante (Figura 6). Se resalta que para 1943 se observa un camino que atraviesa la zona con dirección NE-SW y para 1968 este ya no es visible.

Geomorfológicamente se destacan en la fotografía una zona de vertientes muy homogéneas, de pendientes muy fuertes, y poco incisadas, además se observan dos lomos, caracterizados por ser cortos, tope redondeado, vertientes cortas y pendientes fuertes, estos están demarcados por los ramales de los caños Ladrillera y Los Sauces respectivamente; en general la zona es muy homogénea morfológicamente y sin evidencia visible de procesos morfodinámicos.





**Figura 6.** Fotografía aérea de 1943, polígono Las Independencias



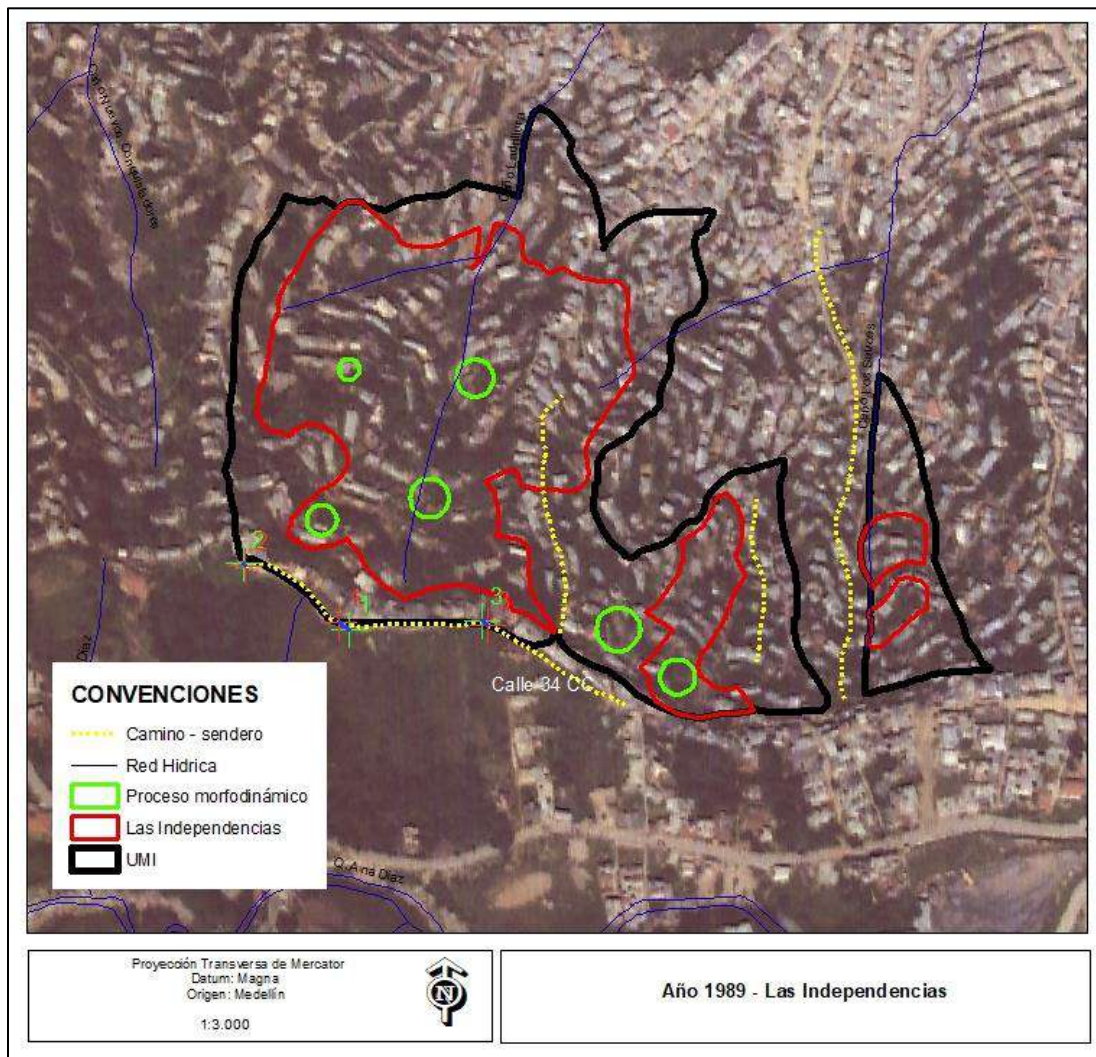
**Figura 7.** Fotografía aérea de 1969, polígono Las Independencias

Para los años 1989 y 1994 se presentan grandes cambios en los procesos de intervención antrópica, relacionados directamente al aumento desmedido de vivienda subnormal en toda el área del polígono de estudio, tanto en los filos como en las laderas. Las condiciones a esta fecha son muy similares a las que actualmente presenta la zona, la distribución de las viviendas tienen una tendencia a seguir las curvas de nivel, aunque eso no implica que tengan una planificación urbanística. Geomorfológicamente la zona sufre una transformación relacionada directamente a la apertura de taludes y formación de llenos antrópicos para la



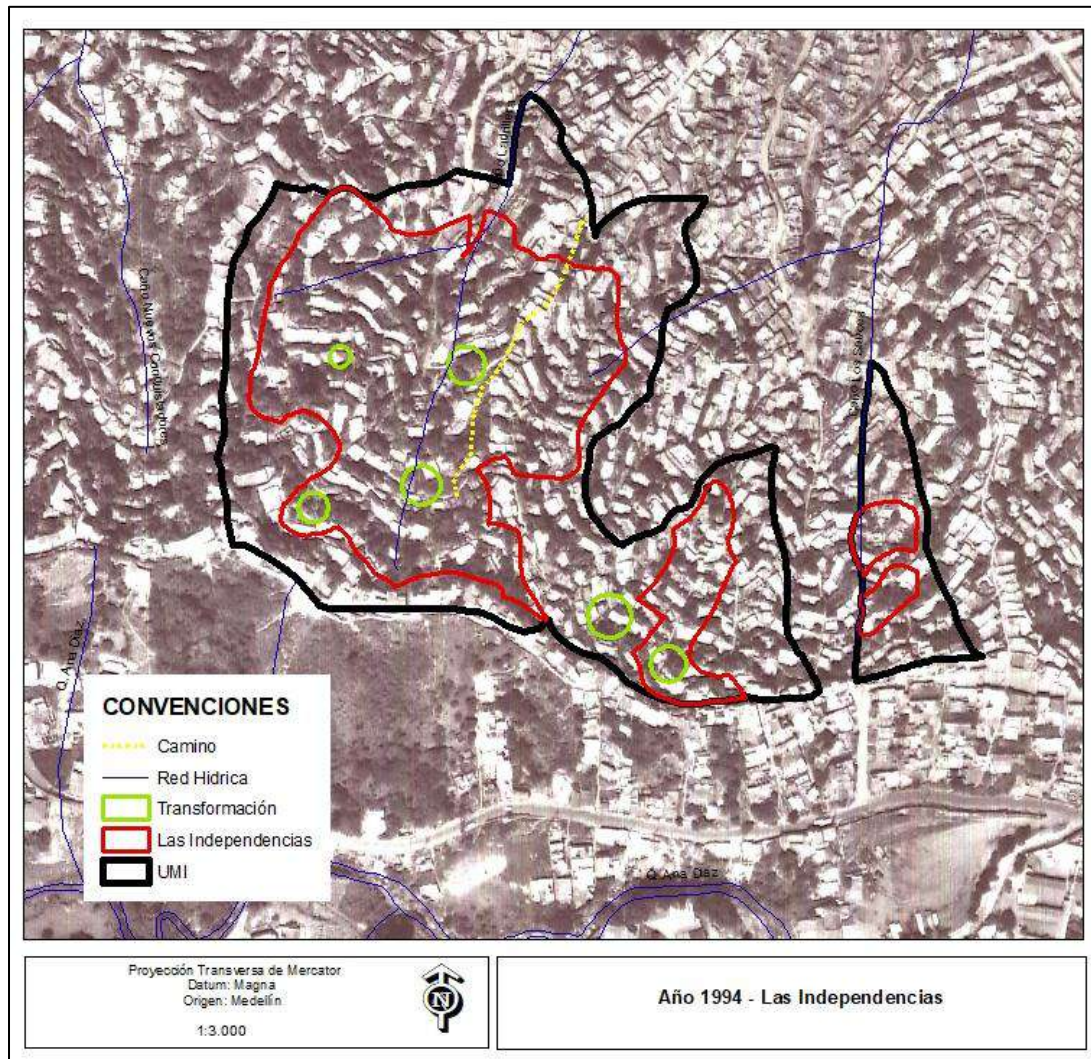
adecuación de las laderas para la construcción de vivienda y caminos de acceso a ellas.

El alto número de viviendas y la calidad de la aerofotografía no permiten la identificación precisa de procesos erosivos y movimientos en masa, por lo que se resaltan en círculos verdes algunas áreas que pueden presentar esta condición de inestabilidad. La cobertura vegetal está asociada a algunos arbustos distribuidos por toda zona al igual que las casas, siguiendo las curvas de nivel. (Figura 8 y Figura 9)



**Figura 8.** Fotografía aérea de 1989, polígono Las Independencias





**Figura 9.** Fotografía aérea de 1994, polígono Las Independencias

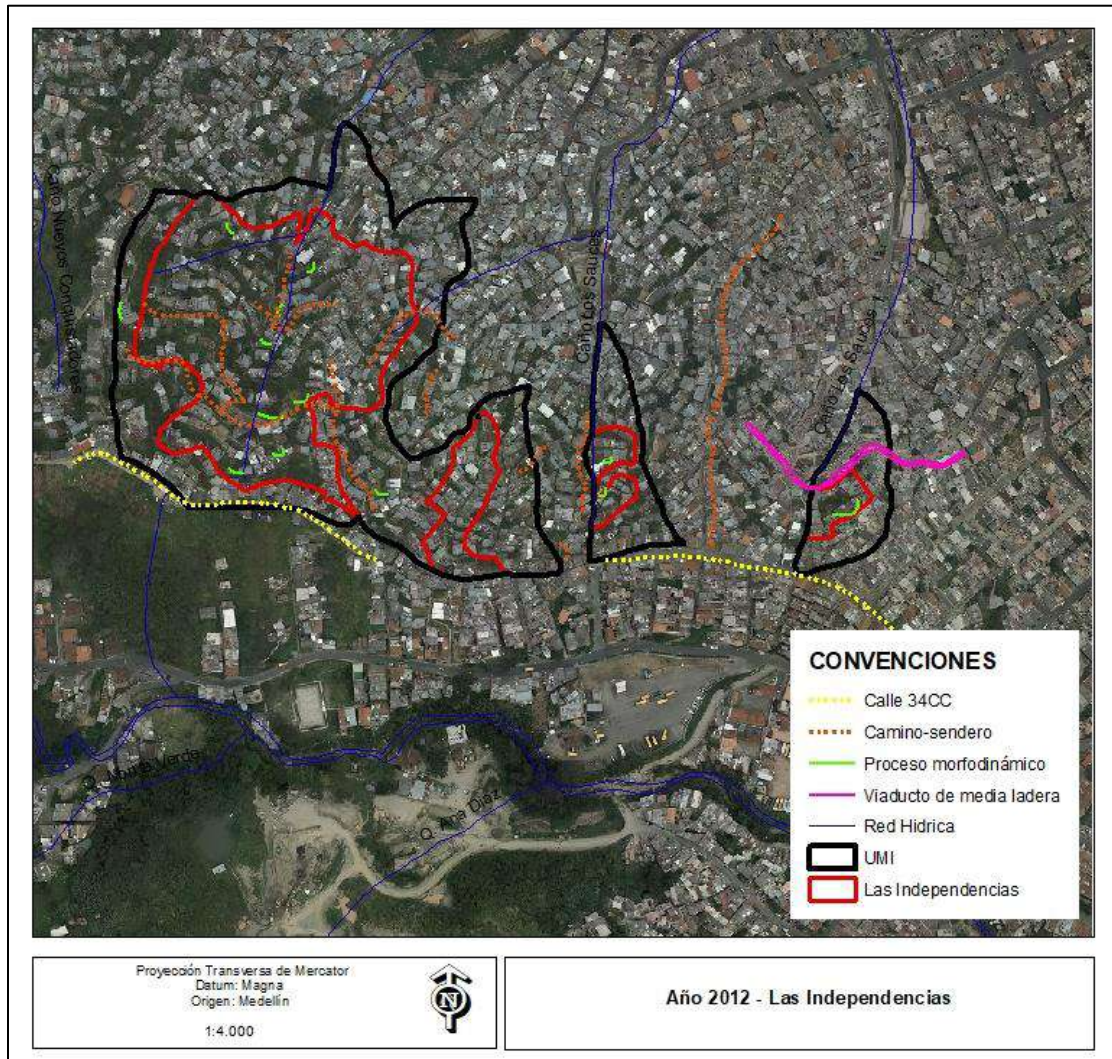
Para el año 2012 se presenta una mayor densidad de viviendas con el mismo patrón observado en las dos fechas anteriores, siguiendo las curvas de nivel, además se observan caminos y senderos de comunicación y hacia la parte baja del polígono (norte del mapa) ya hay una infraestructura vial más estructurada. Aún se conservan en la zona unos pequeños relictos de áreas verdes como el que se identifica hacia la zona occidental, donde en la actualidad se instala la base militar (Figura 10).

A diferencia de las fechas anteriores y por la calidad de las imágenes interpretadas, para el 2012 se logró identificar procesos morfodinámicos, los cuales se encuentran distribuidos por todo el polígono y están asociados directamente a las



modificaciones del terreno y a manejo de aguas, debido a que están ubicados sobre las márgenes de los senderos y taludes de las viviendas.

Geomorfológicamente la transformación de la zona continua con los parámetros identificados anteriormente, relacionados a la apertura de taludes y formación de llenos para la construcción de vivienda y caminos, estos se dan principalmente sobre topes de los lomos y siguiendo las curvas de nivel.



**Figura 10.** Fotografía aérea de 2012.

A partir del proceso de fotointerpretación llevado a cabo para el polígono Las independencias, se puede concluir que la zona geomorfológicamente sufrió

cambios significativos después de la década de los 80, relacionados directamente a la evolución del proceso de ocupación e intervención antrópica, ocupación que se da en la totalidad de la zona y la cual no presenta una planificación urbanística, sino que fue producto de la ocupación informal, acompañada de la apertura de taludes y caminos, conformación de llenos, lo que implica una modificación morfológica de los sistemas de lomos y laderas de la zona.

Toda esta transformación trae consigo la proliferación de procesos morfodinámicos identificados en la aerofotografía del año 2012, pero es muy probable que estos estén ocurriendo desde que inició del proceso de la transformación de la zona y que están asociados al vertimiento de aguas de escorrentía y servidas sobre las laderas, a la conformación de llenos sin normas técnicas, que fallan por falta de contenciones y el peso de las edificaciones, a la construcción de caminos y senderos sin obras de drenaje y en general a la intervención no planificada.

## 6.3 UNIDADES GEOLÓGICAS PARA INGENIERÍA

Las unidades geológicas para ingeniería (UGI) que afloran en la zona del proyecto, corresponden principalmente a suelos residuales derivados de la meteorización de las rocas ígneas pertenecientes al Stock de Altavista, la cual corresponde a la unidad geológica predominante en la zona y que representa el basamento de la mayor parte de la zona estudiada. Asociado a los procesos urbanísticos e intervenciones humanas, se identifican llenos antrópicos (Figura 11).



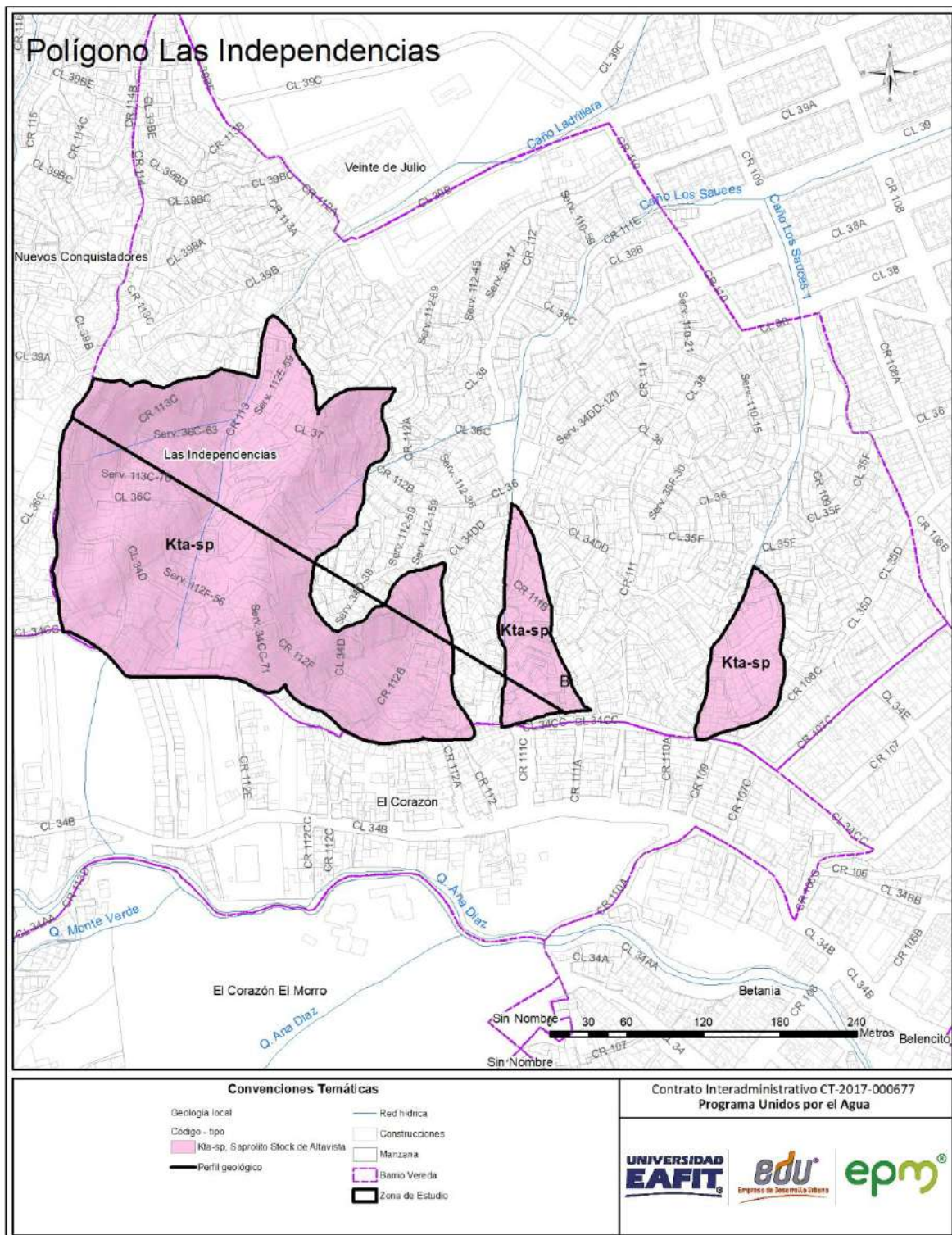
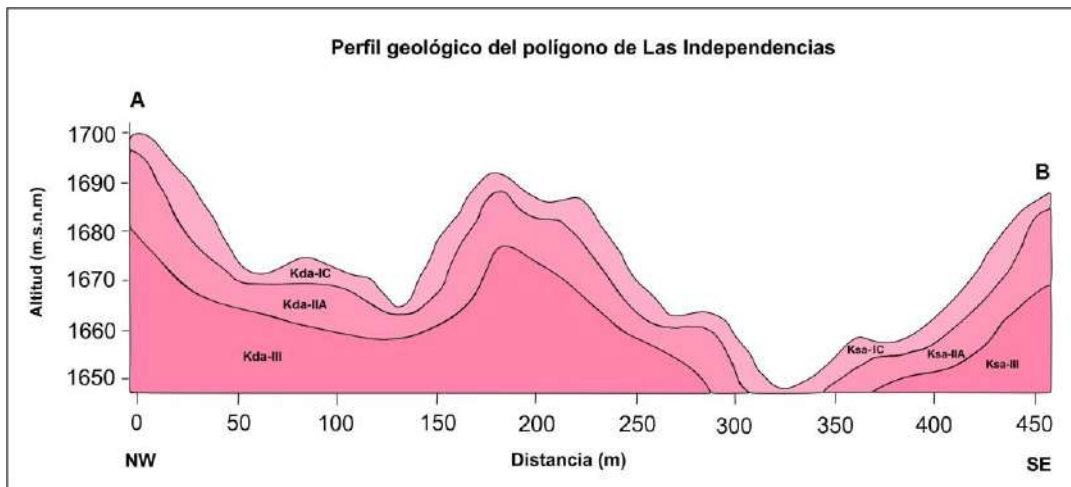


Figura 11. Geología local del polígono Las Independencias

A continuación, se describe 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. En la Figura 12 se presenta el perfil geológico generalizado del polígono Las Independencias, donde se muestran las relaciones estratigráficas del sector.



**Figura 12.** Perfil geológico del polígono Las Independencias

### 6.3.1 Derivados de roca in situ

**Stock de Altavista (Kda):** Esta unidad litológica representa el basamento rocoso de la mayor parte de la ladera estudiada, donde se identifican diferentes niveles del perfil de meteorización. Los afloramientos en el polígono Las Independencias son escasos y se identifican sobre los cortes realizados para las adecuaciones de tipo urbanístico.

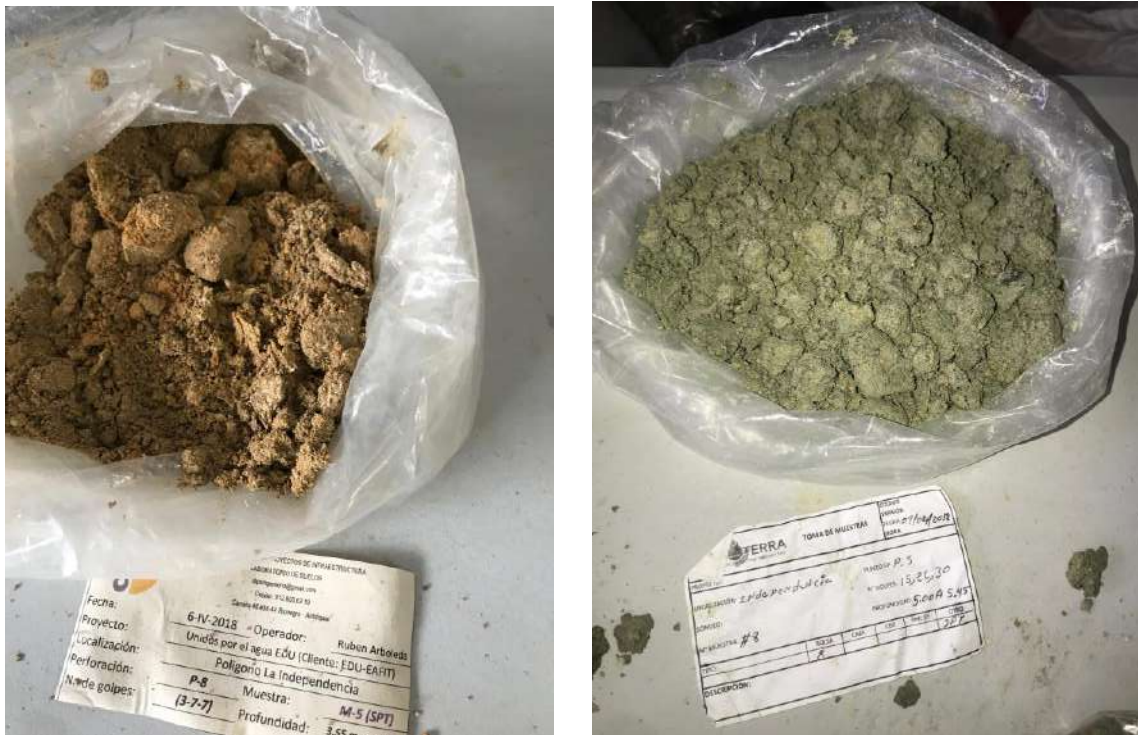
En la zona de estudio aflora el saprolito IC en los afloramientos identificados, sin embargo, en los sondeos ejecutados es posible identificar otros niveles como el IB y IIA. La roca totalmente meteorizada (Nivel IB) se identifica en las perforaciones P-4, P-7, P-8 y P-10; mientras que la roca de transición o moderadamente meteorizada, la cual exhibe altos niveles de fracturamiento (nivel IIA), se observa en las perforaciones P-2, P-4, P-5, P-6 y P-7.



**Suelo residual o nivel IB (Kda-IB):** Este nivel no se observó en afloramiento, pero si en los sondeos realizados en la zona, está caracterizado por una textura predominante limo-arenosa y limo arcillosa, con color crema, crema amarillento y pardo amarillento. La roca se presenta totalmente meteorizada, fácilmente deleznable y no se observan estructuras de la roca original. Este horizonte se reporta en las siguientes perforaciones (Tabla 5 y Figura 13):

**Tabla 5.** Reporte del horizonte IB en las perforaciones

Perforación	Profundidad (m)
P-4	2.0 – 7.0
P-7	6.45 - 15
P-8	1.5 – 9.0
P-10	2.0 – 5.0



**Figura 13.** Suelo residual IB del Stock de Altavista, perforación P-8 y P-3



**Saprolito – nivel IC (Kda-IC).** A nivel de afloramiento se define como saprolito, caracterizado por una textura predominante limo-arenosa, con color crema, crema amarillento y crema rojizo. En algunos casos se observan minerales negros a verdes dentro del material meteorizado asociado a minerales máficos y motas blancas relacionados a la meteorización de la plagioclasa. Los afloramientos en el polígono se observan principalmente en los taludes de las viviendas, pero no son de dimensiones muy representativas, y en su mayoría están cubiertos por los múltiples llenos realizados para la adecuación de la ladera para la construcción de vivienda. El material es fácilmente deleznable.

En los afloramientos identificados y caracterizados en el polígono, no fue común encontrar evidencias de estructuras heredadas, se observaron pocos planos de diaclasas no muy representativos, estos se describirán a mayor detalle en el capítulo de geología estructural local.



**Figura 14.** Saprolito del Stock de Altavista a la altura de la cr114 con calle 35C.

A nivel de perforación presenta características de textura limo arcillosa y limo arenosa, arena fina; con tonalidades crema y crema y tonalidades rojizas asociadas a la meteorización de minerales máficos. El material es deleznable y se aprecian

algunas motas blancas asociadas a los minerales tipo plagioclasa. Este nivel se encontró en las perforaciones ejecutadas en las siguientes profundidades (Tabla 6).

**Tabla 6.** Reporte del horizonte IC en las perforaciones

Perforación	Profundidad (m)
P-2	7.5 – 9.0
P-4	7.0 - 8.0
P-5	6.0 – 8.0
P-6	7.45 - 13.5
P-7	1.0 - 6.45
P-10	5.0 - 13

Este horizonte se observa a nivel de perforación de la siguiente manera (Figura 15):



**Figura 15.** Saprolito del Stock de Altavista en las perforaciones P-2 y P-6

**Roca alterada II A (transición suelo roca):** Este nivel no se observó a nivel de afloramiento, pero se reporta en las perforaciones. Este material se caracteriza por fragmentos de roca sana en una matriz de suelo limoso; los fragmentos presentan



texturas variadas entre granodiorita, brechas y gabros, facies típicas del Stock de Altavista. Los fragmentos presentan una variación entre tonalidades gris claro con presencia de plagioclasa, hasta gris oscuro con tonalidades verdosas, en los planos de fracturamiento se observa vetas rojizas asociadas a procesos de oxidación de minerales.

Este nivel se encontró en las perforaciones ejecutadas en las siguientes profundidades (Tabla 7):

**Tabla 7.** Reporte del horizonte IIA en las perforaciones

Perforación	Profundidad (m)
P-2	9.0 - 15
P-4	8.0 - 13
P-5	11 – 15
P-7	10 - 15
P-8	8.0 -15
P-6	13.5 - 15
P-7	6.45 - 15

En la Figura 16, se observa este horizonte a nivel de perforación.



**Figura 16.** Transición suelo roca en la perforación P-2

**Roca parcialmente meteorizada II B:** Este nivel no se observó a nivel de afloramiento, pero se reporta en las perforaciones. Este nivel corresponde a roca parcialmente meteorizada, que se puede observar en la decoloración de minerales y meteorización a lo largo de las discontinuidades.

Este nivel se encontró en las perforaciones ejecutadas en las siguientes profundidades: perforación 4 entre los 13 y 15m y en la perforación 9 desde los 4.5 a 15 m (Figura 17).



**Figura 17.** Roca parcialmente meteorizada IIB en la perforación P-9

### 6.3.2 Depósitos antrópicos

Corresponden a depósitos artificiales 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.

Sobre el Stock de Altavista es común observar numerosos llenos antrópicos distribuidos por todo el polígono que fueron elaborados en el proceso de adecuación de la ladera para la construcción de vivienda, cada construcción tiene un lleno asociado. La composición de estos depósitos es en extremo heterogénea, estos van desde sacos llenos de tierra, tierra con escombros, basura y materiales de deshecho en matriz limo arenosa de color gris a negro. Estos llenos se encuentran dispersos a lo largo de toda la zona, y alcanzan espesores variables entre 1 y 7.5 m (Figura 18).



**Figura 18.** Características de los materiales que conforman el lleno antrópico, a la altura de la calle 34CC con carrera 111C.

A nivel de perforación estos depósitos fueron reportados en la totalidad de los sondeos, en los que se identificaron materiales como fragmentos de ladrillo, plástico, cartón, fragmentos de concreto, entre otros materiales. A continuación, se presenta el reporte de estos depósitos en cada una de las perforaciones realizadas en el polígono Las Independencias (Tabla 8):

**Tabla 8.** Reporte de llenos en las perforaciones

Perforación	Profundidad (m)
P-1	0.0-1.0
P-2	0.0-7.5
P-3	0.0-6.5
P-4	0.0-2.0



Perforación	Profundidad (m)
P-5	0.0-6.0
P-6	0.0-7.5
P-7	0.0-1.0
P-8	0.0-1.5
P-9	0.0-3.5
P-10	0.0-2.0

En la Figura 19, se observan los materiales de deshecho mencionados anteriormente.



**Figura 19.** Material de lleno en las perforaciones P-4 y P-5

## 6.4 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL LOCAL

Para el análisis de la geología estructural del polígono Las Independencias, solo se caracterizó una estación, donde fue posible la identificaron de estructuras

heredados durante el trabajo de campo, una vez identificados esta zona, 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 (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989)..

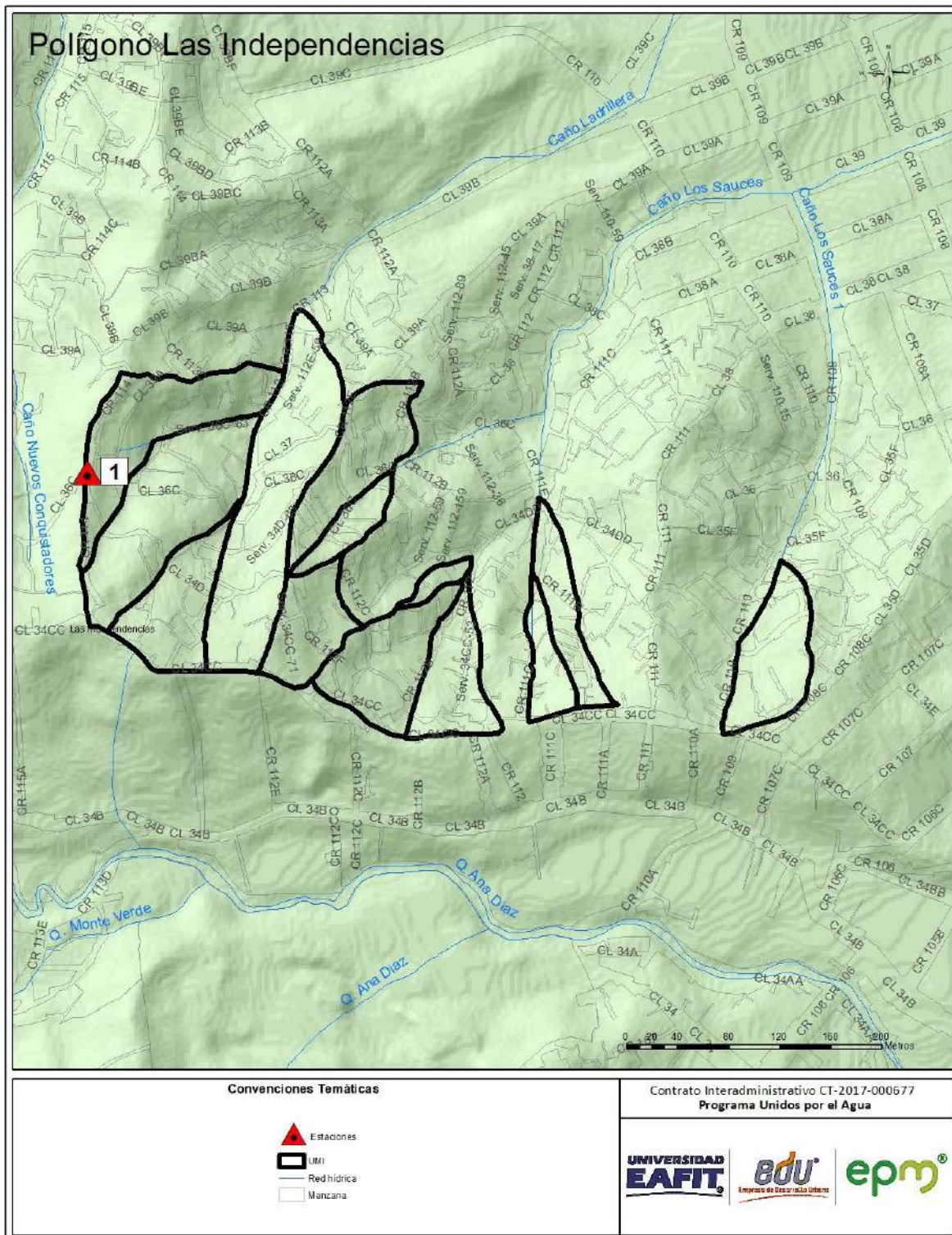
A continuación se hace una descripción breve de cada una de las mediciones realizadas y de los resultados obtenidos.

## 6.4.1 Orientación y buzamiento

Para el afloramiento en donde se presentaba el macizo rocoso se recolectaron los datos de orientación y buzamiento de los planos de discontinuidad (Dip/Dip Direction). En total para este polígono se tomaron 12 datos distribuidos en 4 estaciones. En la Tabla 9 se presenta la localización y los datos para la zona de estudio y en la Figura 20 el correspondiente mapa.

**Tabla 9.** Distribución de los datos tomados en las estaciones de campo.

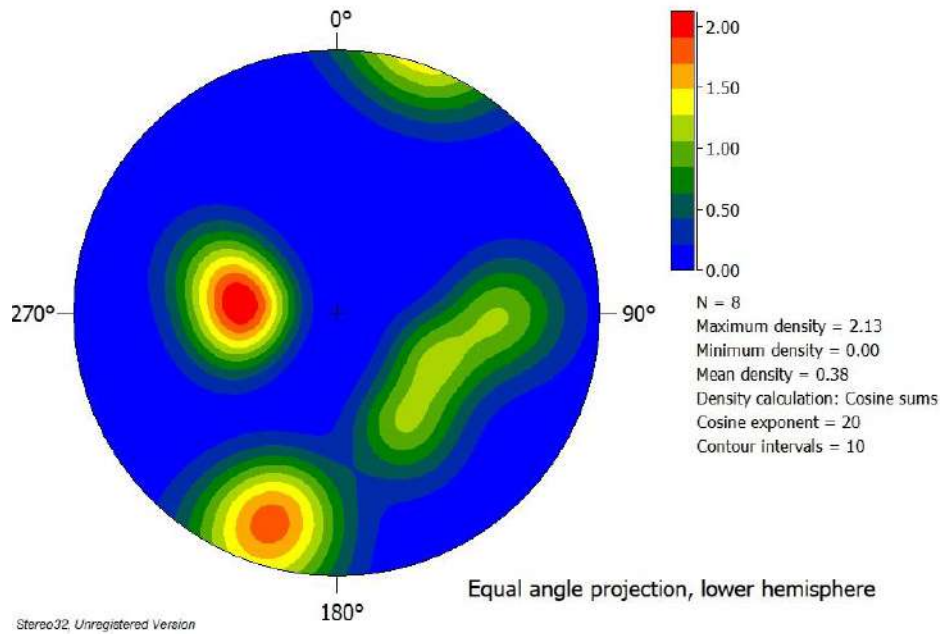
Estación	Coordenadas		Numero de Datos
	Norte	Este	
ESTACIÓN 1	6.24915077	75.6264027	8



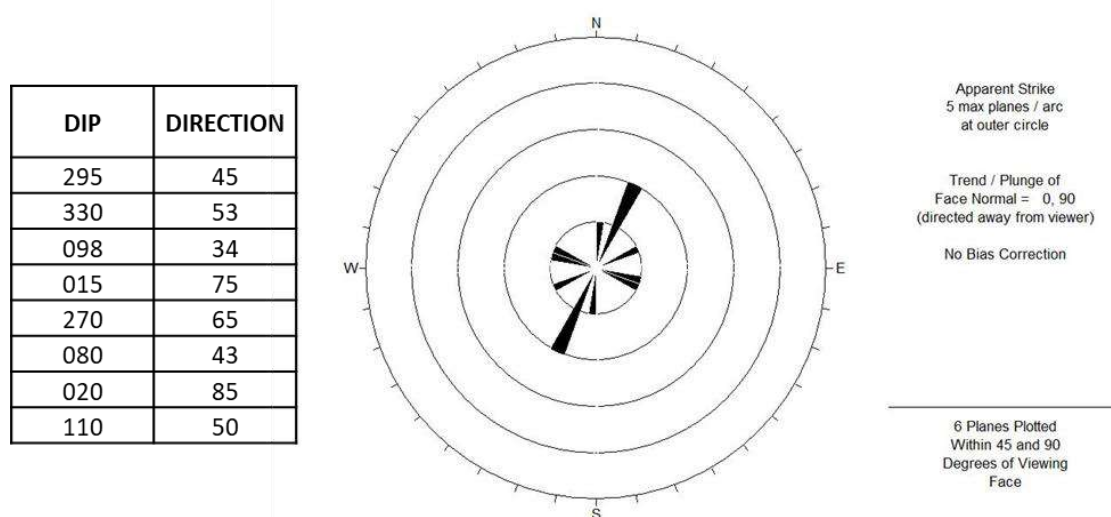
**Figura 20.** Mapa de localización de la estación con información de las discontinuidades.



Los datos estructurales obtenidos en el trabajo de campo se representan en la Figura 21, en la cual se presenta el diagrama de polos y la Figura 22 muestra el diagrama de rosas. Con base en esta información se puede definir que existen 3 familias de discontinuidades principales, cabe resaltar que los datos obtenidos en campo fueron 8 dada la escasez de afloramientos de roca, por tal motivo se concluye que no es un factor determinante en el polígono para generar inestabilidad en el terreno.



**Figura 21.** Diagrama de polos con todos los datos obtenidos en el levantamiento de discontinuidades. Realizado en Stereo32®.



**Figura 22.** Diagrama de rosas con todos los datos obtenidos en el levantamiento de discontinuidades. Realizado en Dips.5 ®.

Los resultados indican que la zona de estudio está dominada por 3 familias de discontinuidades las cuales no son significativas para el área.

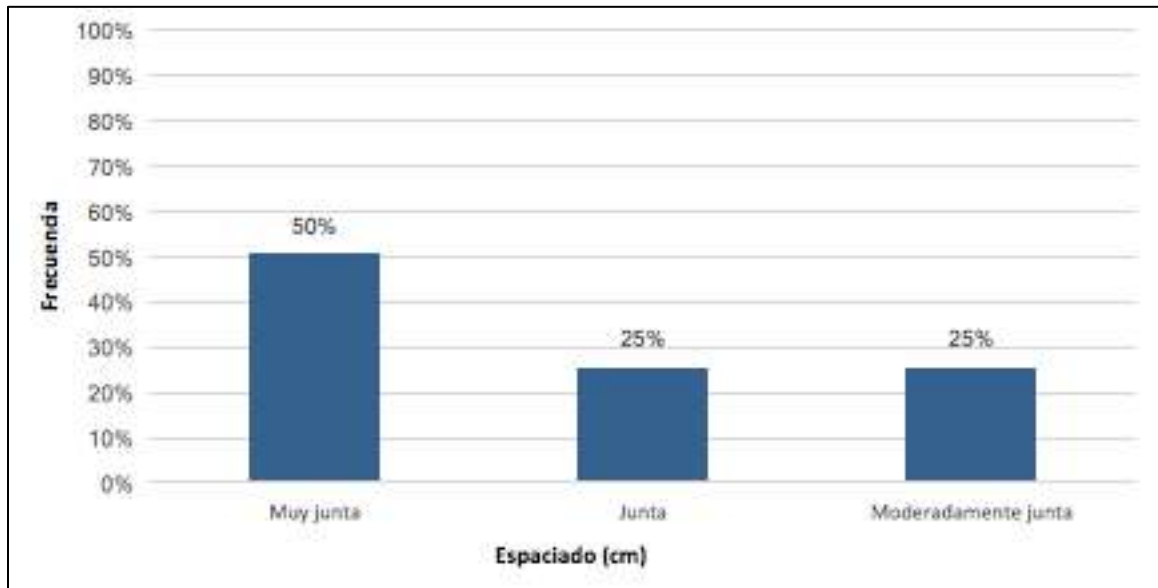
## 6.4.2 Espaciamiento

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 10 y su comportamiento dentro del macizo rocoso en la Figura 23.

**Tabla 10.** Descripción del espaciamiento de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (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 23.** Análisis de la característica de espaciamiento de las discontinuidades.

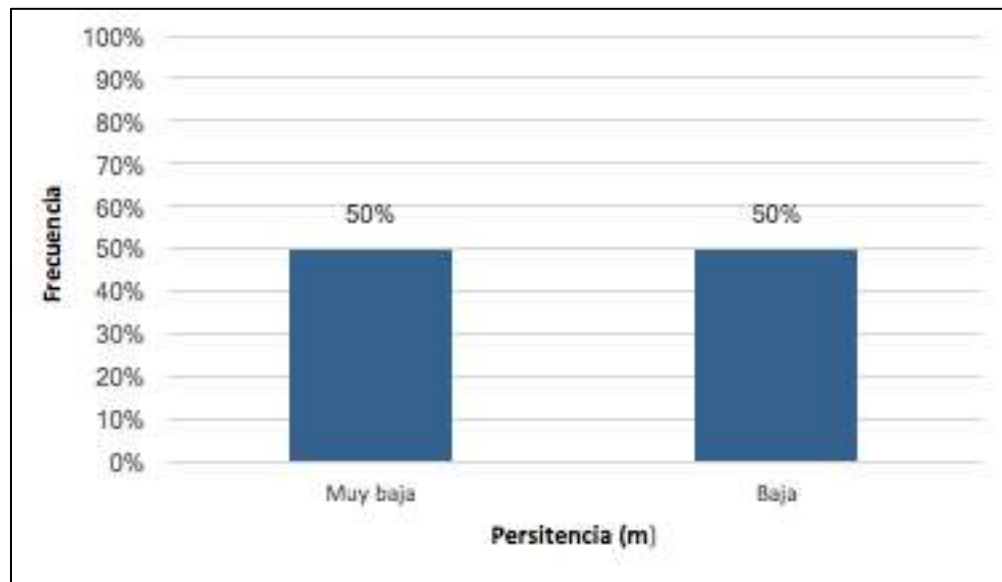
En los levantamientos realizados predominan discontinuidades de características muy juntas donde el 50% de los datos del macizo poseen esta similitud, el resto de la distribución espacial de estos están entre las características de juntas y moderadamente juntas donde cada una de ellas posee el 25% de los datos. Se puede concluir del macizo que posee un nivel de fracturamiento leve, dado que su espaciamiento no es significativo.

### 6.4.3 Persistencia

Se trata de la extensión del plano de discontinuidad en el rumbo. En la siguiente tabla 11 se muestran los rangos para la categorización de esta propiedad, y en la Figura 24 se pueden observar los resultados.

**Tabla 11.** Descripción de la continuidad de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (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



**Figura 24.** Análisis de la característica de continuidad de las discontinuidades.

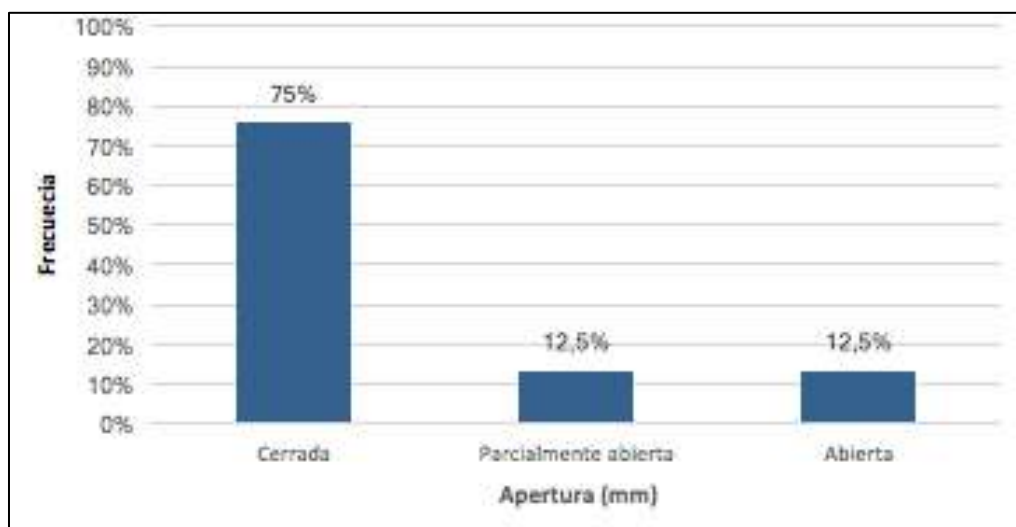
En términos de la continuidad, el 50% de las discontinuidades levantadas presentaron una continuidad muy baja la cual corresponde a planos con longitudes de hasta 1.0 m. El 50% restante presentaron continuidades de característica baja, es decir entre 1.0 m a 3 m.

#### 6.4.4 Apertura

Corresponde a la distancia perpendicular al buzamiento que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno. En la Tabla 12 se muestran los rangos en los cuales está subdividida esta propiedad y los resultados se presentan en la Figura 25.

**Tabla 12.** Descripción de la abertura de las discontinuidades.

DESCRIPCIÓN	MEDIDA
Muy cerrada	< 0,1 mm
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












**Figura 25.** Análisis de la característica de abertura de las discontinuidades.

Las discontinuidades presentan una preferencia a la característica de cerrada con una distribución espacial del 75% total de los datos, esto equivale a tener discontinuidades con aberturas entre 0.1 mm hasta 0.25 mm. Otra característica que se puede observar en las discontinuidades es la de parcialmente abierta y abierta, donde cada una posee el 12.5% del total de los datos, esto equivale a tener aberturas entre 0.25mm hasta 2.5 mm. Los procesos que más favorece la abertura de estos planos se asocian a la meteorización, causando así que se pierdan las propiedades físicas y químicas de las rocas parentales.

#### 6.4.5 Rugosidad

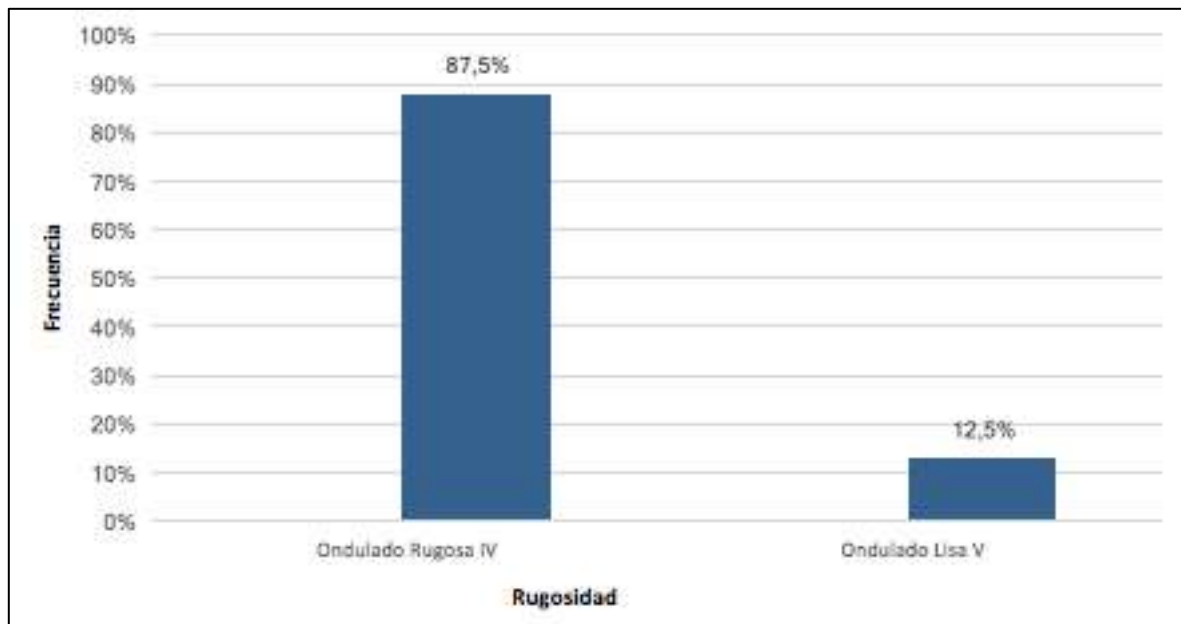
Esta propiedad determina la resistencia al corte de la discontinuidad. Las discontinuidades estructurales de los macizos de roca dura no son planas y lisas, estas presentan irregularidades visibles o sensibles al tacto, con influencia variable sobre la resistencia al corte. Al respecto se reconocen dos tipos de asperezas o rugosidad superficial: uno de primer orden, u ondularidad 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 26).

Descripción	Perfil
Rugosa	   Escalonada
Suave	
Pulida	
Rugosa	   Ondulada
Suave	
Pulida	
Rugosa	   Plana
Suave	
Pulida	

**Figura 26.** Esquema para calificar la rugosidad de una discontinuidad (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).

Para el polígono Las Independencias se obtuvieron los resultados que se presentan en la Figura 27.





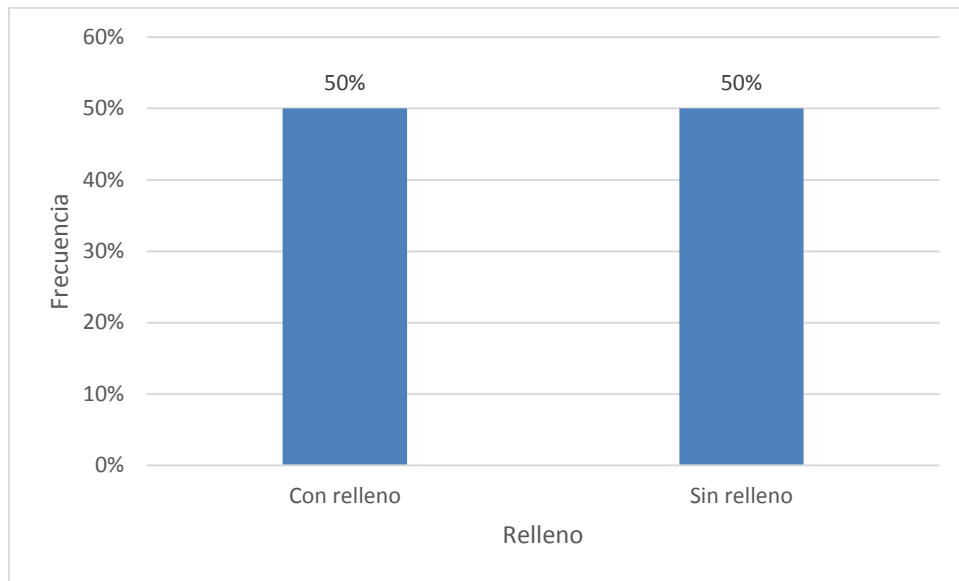
**Figura 27.** Análisis de la característica de la rugosidad de las discontinuidades.

En términos de la rugosidad las discontinuidades predominan la característica de onduladas donde ocupa el 100% de la distribución espacial de los datos. Cabe resaltar que la característica que se presenta en las discontinuidades tiene las paredes variando entre rugosa con un 87.5% de los datos y lisa con el 12.5% de estos.

#### 6.4.6 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, las familias de diaclasas y estructuras heredadas presentan una distribución espacial de los datos equitativa donde el 50 % de estos presentan un relleno al interior de la abertura. Este relleno puede tener más o menos 5 mm y generalmente se presenta como un material arenoso seco que debe ser producto de la meteorización y precipitación del suelo. Finalmente, el 50% restante de las discontinuidades no presentaron ningún tipo de relleno (Figura 28).



**Figura 28.** Análisis de la característica Relleno

## 6.4.7 Meteorización

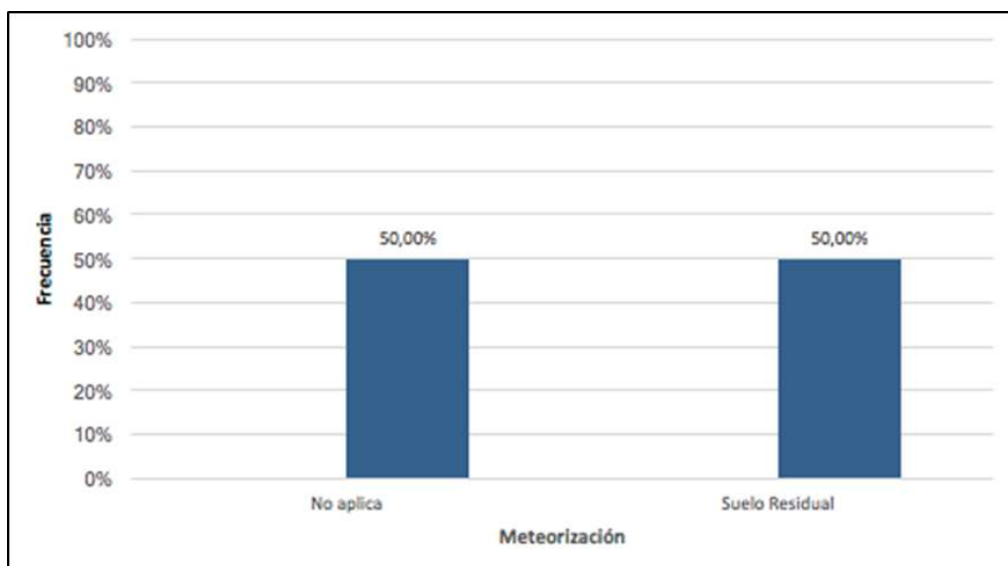
Hace referencia a la alteración de la roca. Las categorías utilizadas son: Sana, algo meteorizada, medianamente meteorizada, muy meteorizada, completamente meteorizada y suelo residual (Tabla 13).

**Tabla 13.** Descripción de la meteorización de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).

DESCRIPCIÓN	
Meteorización	Sana I
	Algo meteorizada II
	Media meteorizada III
	Muy meteorizada III
	Completamente Meteorizada IV
	Suelo residual V
	No Aplica

Para el polígono de Las Independencias se obtuvieron los resultados que se presentan en la Figura 29. Desde el punto de vista de la meteorización identificada

en las discontinuidades, el 50% de los datos presenta la característica de suelo residual, el otro 50% al no poseer relleno no aplica la propiedad de la meteorización.



**Figura 29.** Análisis de la característica meteorización de las discontinuidades.

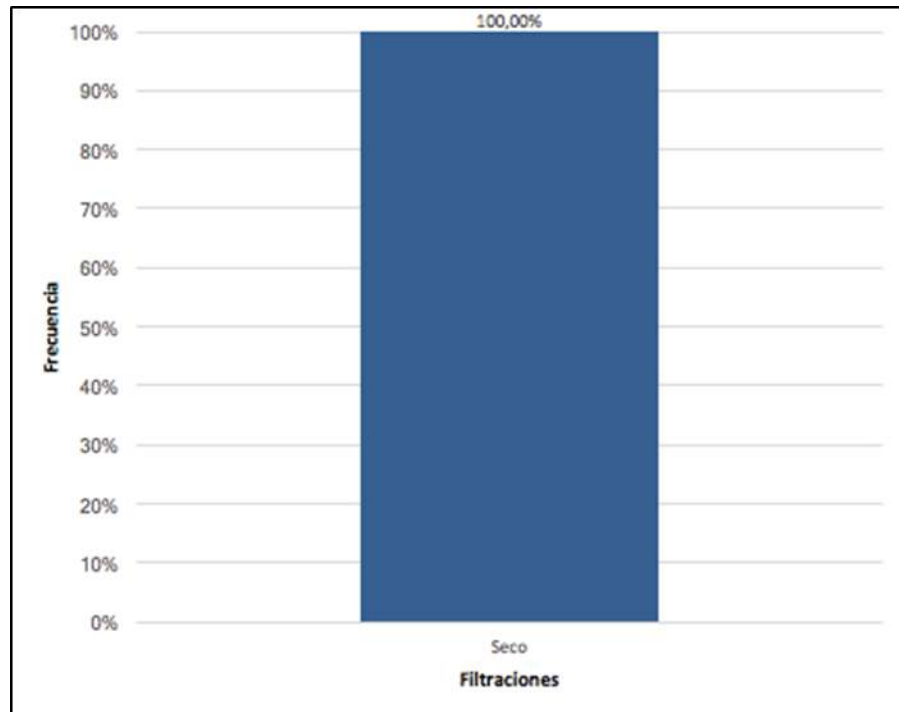
## 6.4.8 Agua – Filtraciones.

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 14).

**Tabla 14.** Descripción de las filtraciones de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).

DESCRIPCIÓN	
Filtraciones	Seco
	Húmedo
	Goteos
	Flujo

Para el polígono de Las Independencias se obtuvieron los resultados que se presentan en la Figura 30. Desde el punto de vista de las condiciones de filtración identificadas en las discontinuidades, el 100% de la totalidad de los datos tiene la característica de seco.



**Figura 30.** Análisis de la característica filtraciones de agua en las discontinuidades.

#### 6.4.9 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 (Tabla 15). La medición se realiza de manera representativa teniendo en cuenta el grado de alteración de las discontinuidades y la 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 la siguiente tabla.

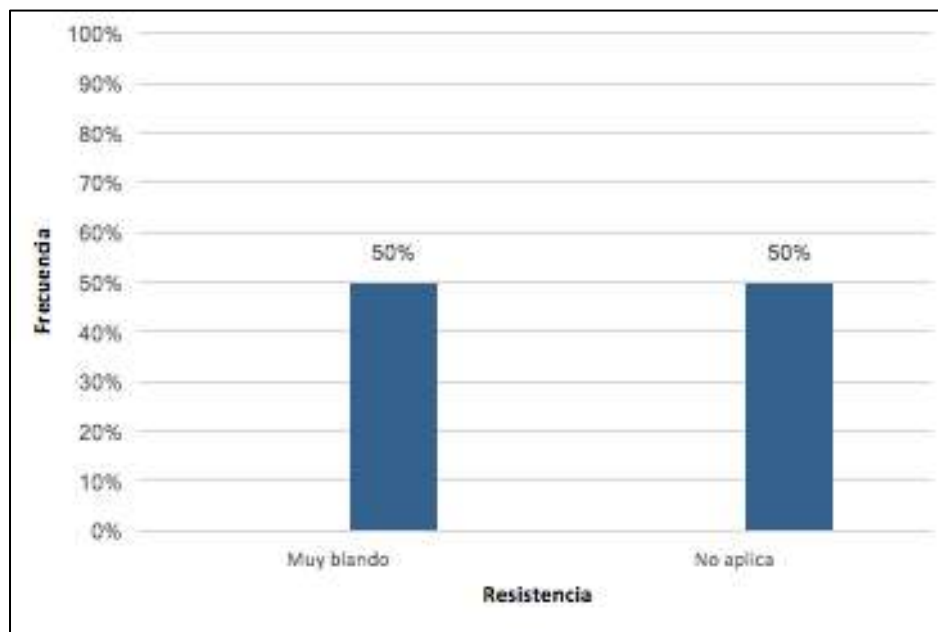
**Tabla 15.** Descripción de la resistencia de las discontinuidades (Modificado de Bieniawski, Z. T. (1989).

DESCRIPCIÓN	
Resistencia	Muy blando
	Blando
	Consistente
	Muy consistente
	Duro



DESCRIPCIÓN	
	Muy duro
	No Aplica

Para el polígono de Las Independencias se obtuvieron los resultados que se presentan en la Figura 31. Desde el punto de vista de la resistencia, el material observado en campo que representa el 50% de los datos posee la característica de muy blando y el 50% restante no se puede determinar esta propiedad dado que no existe el relleno en las discontinuidades.



**Figura 31.** Análisis de la característica de resistencia de las paredes de las discontinuidades.

## 6.5 MORFOMETRÍA

El mapa de pendientes representa la distribución del grado de inclinación del terreno, definido entre la superficie del terreno y la horizontal. Esta variable, como componente del relieve, se expresa en porcentaje o grados y para su análisis se utiliza los rangos preestablecidos para la planificación.

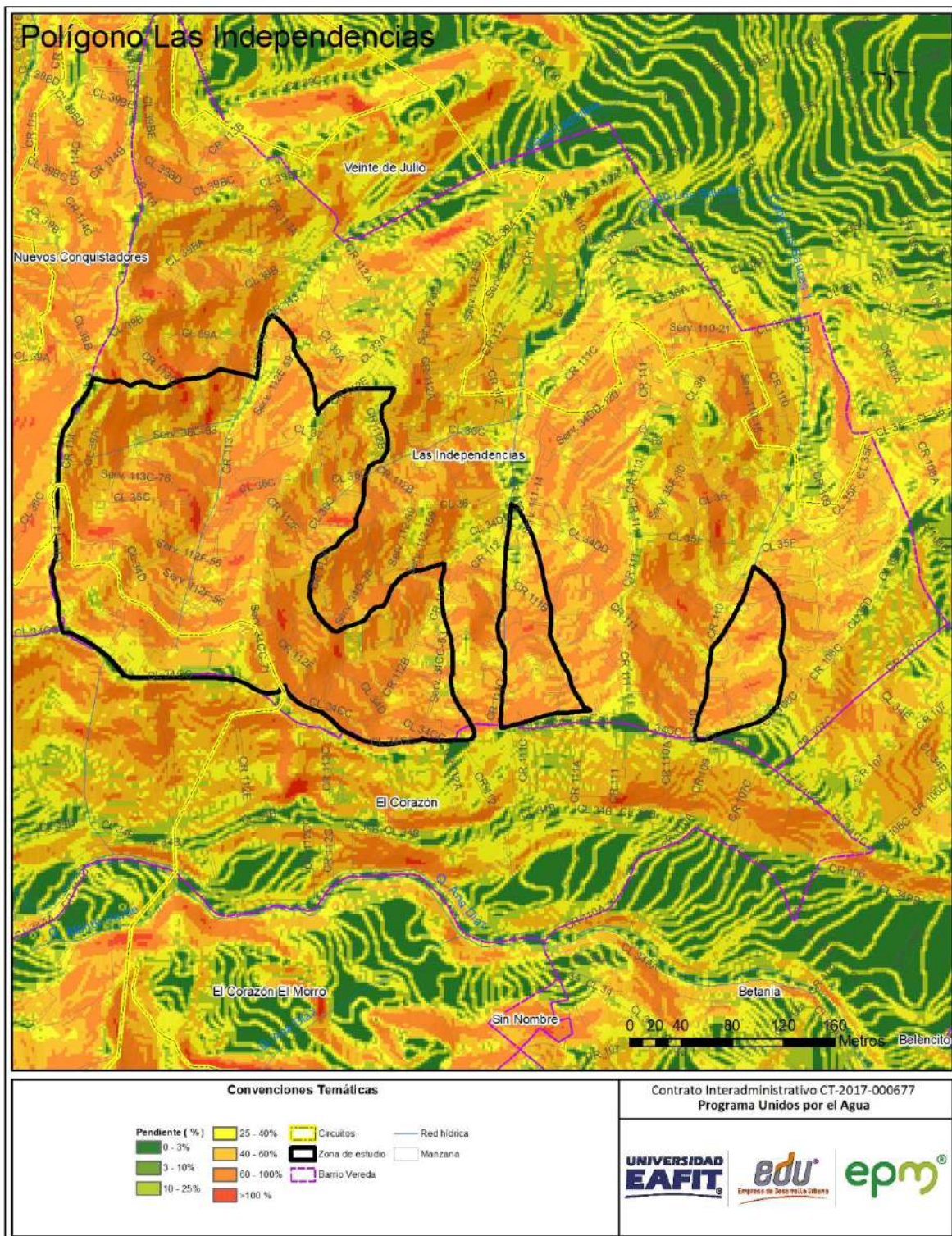
Es importante resaltar que cada material superficial tiene un comportamiento geomecánico característico, que está fuertemente relacionado con la pendiente donde se localiza, esto permite evaluar de manera integral la susceptibilidad a movimientos en masa. Adicionalmente, el desarrollo urbanístico y el uso del suelo están restringidos por esta variable.

Para el polígono Las Independencias, esta variable muestra un predominio de la categoría abrupta (40-60%) y muy abrupta (60-100%).

En la Tabla 16 y Figura 32 se presenta la distribución de los diferentes rangos de pendientes para el polígono Las Independencias:

**Tabla 16.** Distribución de la variable pendientes

Rango pendiente	Nombre	Total Área (ha)	Porcentaje (%)
1 - 3%	Muy suave	0,026	0,34%
3 - 10%	Suave	0,026	0,35%
10 - 25%	Inclinada	0,213	2,81%
25 - 40%	Muy Inclinada	0,716	9,45%
40 - 60%	Abrupta	3,201	42,22%
60 - 100%	Muy Abrupta	3,305	43,60%
>100%	Escarpado	0,093	1,23%
		7,580	100,0%

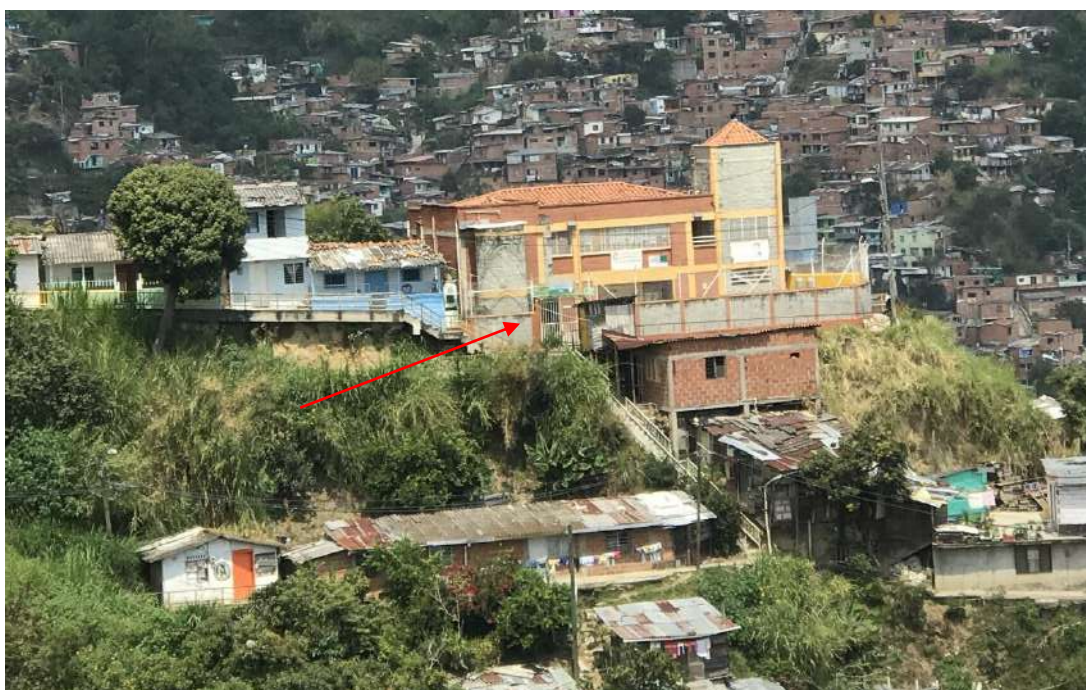


**Figura 32.** Mapa de pendientes de la UMI Las Independencias



**Rango de pendientes 0 – 10%:** Corresponde a un rango que se encuentra representado en la zona en el 0,69% del área, correspondiente a las pendientes suaves y muy suaves distribuidas por todo el polígono, las más representativas corresponden a las divisorias de agua de los sistemas de lomos (Figura 33).

En este rango de pendientes, la topografía no condiciona el diseño urbanístico, pero se recomienda el cuidado con respecto a cumplir las normas técnicas en la elaboración de cortes, banqueos y llenos que normalmente son requeridos para un desarrollo urbanístico.



**Figura 33.** Unidad con pendientes en el rango entre 0 -10%, Escuela El Refugio del niño.

**Rango de pendientes 10% – 25%:** Está representando el 2,81% del área de interés. Se encuentra distribuido en áreas muy pequeñas por todo el polígono, al igual que la categoría anterior se ubican hacia las divisorias de agua de los sistemas de lomos, a las líneas de caminos y senderos y algunas zonas adecuadas para la construcción de vivienda (Figura 34).



En este rango de pendientes, la topografía condiciona moderadamente el diseño urbanístico, se requiere cuidado en el desarrollo de cortes para carreteras, banqueos para el establecimiento de viviendas y llenos.



**Figura 34.** Zonas con pendientes en el rango entre 10% – 25%

**Rango de pendientes 25% - 40%:** Este rango se encuentra distribuido por toda el área de estudio, con una leve tendencia hacia la sección media y baja del polígono, sobre las unidades de laderas abruptas y lomos, esta categoría está representada por el 9,45% del área (Figura 35).

En este rango de pendientes, la topografía condiciona de manera importante 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 35.** Sectores con pendientes en el rango entre 25% - 40%

**Rango de pendientes 40% - 60%:** Representa el 42,22% del área del polígono y corresponde al rango de mayor distribución; se encuentra localizado por todo el polígono con una mayor representación hacia las partes altas de la vertiente, caracterizando en la mayoría de los sistemas de filos y laderas de la zona de estudio (Figura 36).

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 36.** Áreas con pendientes en el rango entre 40% - 60% parte alta del polígono Las Independencias

**Rango de pendientes > 60%:** este rango de pendientes representa el 44,83% del área, que junto con el anterior son los rangos que representan la generalidad del polígono y se distribuyen indistintamente en los sistemas de laderas y lomos (Figura 37 y Figura 38).

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 37.** Áreas con pendientes en el rango  $>60\%$  parte alta del polígono Las Independencias





**Figura 38.** Áreas con pendientes en el rango  $>60\%$  parte alta del polígono Las Independencias, en inmediaciones de la calle 34 D con 112F

## 6.6 GEOMORFOLOGÍA LOCAL

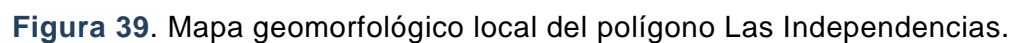
El polígono de interés presenta características geomorfológicas contrastantes, donde los procesos exógenos y los materiales han moldeado el relieve. Teniendo en cuenta la escala del trabajo y a partir de las unidades geomorfológicas definidas por AMVA (2007), se han diferenciado las subunidades geomorfológicas de acuerdo

con las características particulares que exhiben cada una, entre las que se destacan la forma, longitud de la ladera y la inclinación del terreno (Tabla 17).

**Tabla 17.** Unidades de relieve y macrounidades del polígono Las Independencias

Unidad de paisaje	Macrounidad	Unidad	Subunidad
Valle Medio (VM)	Bloque Itagüí – San Cristóbal	Lomos (VM-BISC-L)	Ladera recta, muy corta e inclinada
			Ladera recta, moderada y abrupta
			Ladera cóncava, corta y muy abrupta
			Ladera cóncava, moderada y abrupta
			Ladera irregular, moderada y abrupta
			Lomo de laderas muy cortas, convexas, abruptas y topes redondeados
			Lomo de laderas cortas, convexas, abruptas y topes redondeados

Partiendo de estos rasgos regionales se delimitan las diferentes subunidades geomorfológicas a escala 1:2.000 para el polígono Las Independencias. A continuación se describen cada una de las subunidades geomorfológicas (Figura 39)

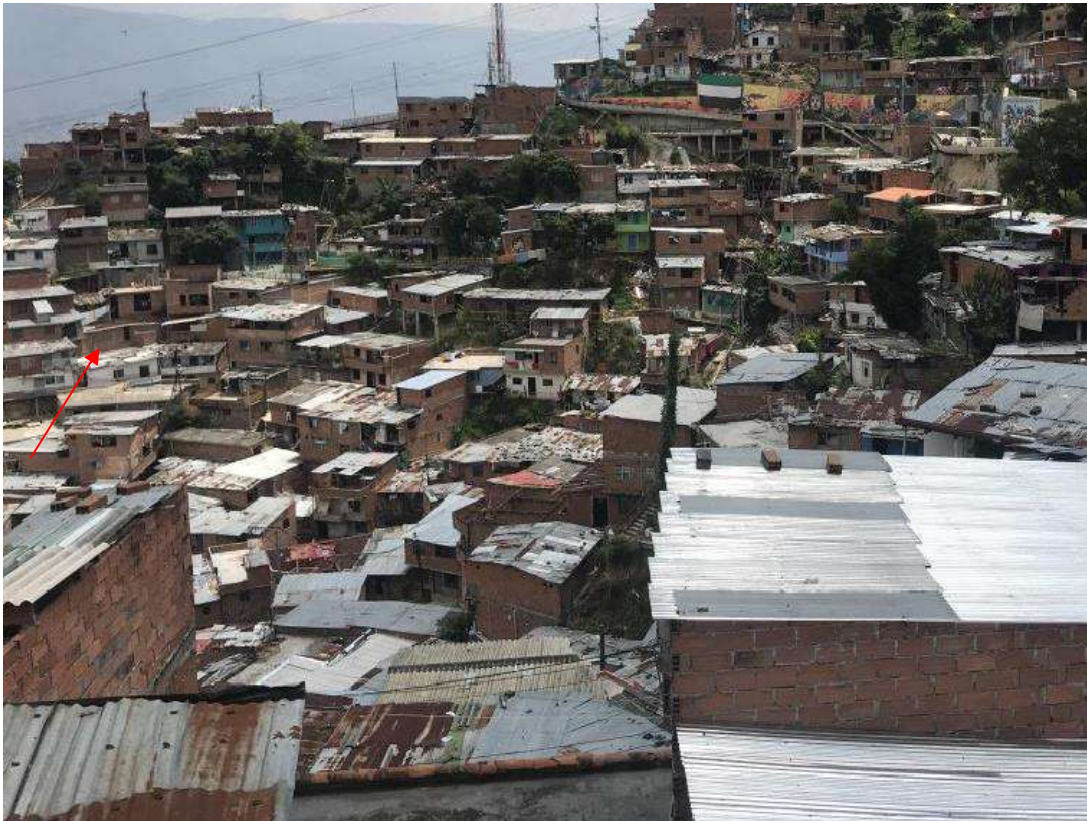




## 6.6.1 Bloque Itagüí – San Cristóbal

**Lomos:** Esta unidad geomorfológica se ubica sobre la cuenca alta de los caños Los Sauces 1, Los Sauces y Ladrillera. A continuación, se presentan las subunidades de la unidad Lomos:

**Ladera recta, muy corta e inclinada (VM-BISC-L-lrmcvi):** Esta unidad ubica sobre la margen derecha del Caño Los Sauces, en inmediaciones de las carreras 111B y 111C con calle 34DD. Esta unidad presenta pendientes con inclinaciones en el rango del 10 y 25 %, forma recta y longitud inferior a los 20 m. Geológicamente están asociados al saprolito del Stock de Altavista. La unidad ocupa el 2,29% del área total del polígono y no presenta procesos morfodinámicos activos (Figura 40).



**Figura 40.** Ladera recta, muy corta e inclinada, parte baja del viaducto de media ladera en proximidades de la calle 34Cc con carrera 111 C.



**Ladera recta, moderada y abrupta (VM-BISC-L-Irma):** Esta unidad ubica en dos sectores, el primero se ubica al occidente del polígono, en el sector de las escaleras eléctricas de la comuna 13, y margen derecha del caño Los Sauces 1; el segundo sector corresponde a la vertiente oriental del caño Ladrillera entre las calles 34CC y 39A entre la carrera 113 y el tope del lomo, que coincide con la carrera 112E y su prolongación. Esta unidad presenta pendientes con inclinaciones en el rango del 40 y 60 %, forma recta y longitud entre los 40 y 60m. Geológicamente están asociados al saprolito del Stock de Altavista. La unidad ocupa el 26,60% del área total del polígono y presenta procesos morfodinámicos asociados a la apertura de los taludes para la infraestructura de vivienda (Figura 41).



**Figura 41.** Ladera recta, moderada y abrupta, la línea amarilla señala el tope del lomo

**Ladera cóncava, corta y muy abrupta (VM-BISC-L-lcvma):** Esta unidad se ubica hacia la zona centro occidental del polígono, ladera sobre la vertiente derecha de El Caño Las Independencias. Esta unidad presenta pendientes con inclinaciones en el rango del 40 y 60%, forma cóncava y longitudes de vertiente inferiores a los 20m. Geológicamente están asociados al saprolito del Stock de Altavista; esta unidad ocupa el 8,35% del área total del polígono y presenta movimientos en masa

asociados a la apertura de los taludes para la infraestructura de vivienda. (Figura 42).



**Figura 42.** Ladera cóncava, muy larga y abrupta en la vertiente alta, a la altura aproximada de la carrera 112 entre las calles 34CC y 34DD.

**Ladera cóncava, moderada y abrupta (VM-BISC-L-1cvma):** Esta unidad ocupa el 19,99% del área total del polígono. La unidad se ubica en dos sectores, el primero se ubica al noroccidente del polígono, correspondiente a una ladera en forma de media luna delimitada por un afluente del caño Ladrilleras y el tope del lomo donde se ubica la escuela El Refugio del Niño. El segundo se ubica hacia el norte del polígono, margen izquierda del caño Los Sauces y al igual que la anterior tiene una forma de media Luna. Se caracteriza por presentar pendientes en el rango entre los 40 y 60%, forma cóncava y longitud entre los 40 y 70 m; geológicamente está asociada al saprolito del Stock de Altavista y presenta procesos morfodinámicos asociados a la apertura de los taludes para la infraestructura de vivienda (Figura 43).





**Figura 43.** Ladera cóncava, moderada y abrupta, vertiente suroriental de la escuela El Refugio del Niño

**Lomo de ladera muy corta, convexas, abruptas y topes redondeados (VM-BISC-L-lbmccxar):** Esta unidad se ubica en dos sectores, el primero se localiza sobre la margen derecha del caño Los Sauces (Ramal oriental) en inmediaciones del Viaducto de Media Ladera, con una dirección preferencial norte-sur; el segundo se ubica entre la zona intermedia de los dos ramales del caño Los Sauces, con una dirección SW-NE. Esta unidad presenta pendientes en el rango de 40- 60%, forma de laderas convexas y longitud de laderas inferior a los 20m. Geológicamente está asociada al suelo residual del Stock de Altavista. La unidad ocupa el 12,01% del área total del polígono (Figura 44).





**Figura 44.** Lomo bajo de ladera muy corta, convexas, abruptas y topes redondeados, en línea punteada se muestra el tope del lomo. Línea amarilla señala el tope del lomo.

**Lomo de ladera cortas, convexas, abruptas y topes redondeados (VM-BISC-L-llccxatr).** Esta unidad se ubica en tres sectores del polígono de estudio, los dos primeros se ubican al occidente de la zona, entre los dos ramales del caño Ladrillera, estos presentan una dirección preferencial SW-NE, el tercero se ubica entre los ramales del caño Los Sauces, con dirección preferencial SW-NE. Esta unidad presenta pendientes con en el rango de 40- 60%, con laderas de forma convexa y longitud entre los 20 y 40 m. Geológicamente está asociada al saprolito del Stock de Altavista. La unidad ocupa el 24,81% del área total del polígono y presenta movimientos en masa asociados a la apertura de los taludes para la infraestructura de vivienda. (Figura 45).





**Figura 45.** Lomo bajo de ladera cortas, convexas, abruptas y topes redondeados. Línea amarilla señala tope del lomo.

## 6.7 PROCESOS MORFODINÁMICOS

En el área de estudio se identifican pocos procesos morfodinámicos, correspondiente principalmente a procesos de movimientos en masa, estos procesos son generados por factores naturales como las características geológicas, geomorfológicas y topográficas de la zona y por intervenciones antrópicas asociados la apertura de taludes para la construcción de vivienda y al manejo de aguas servidas.

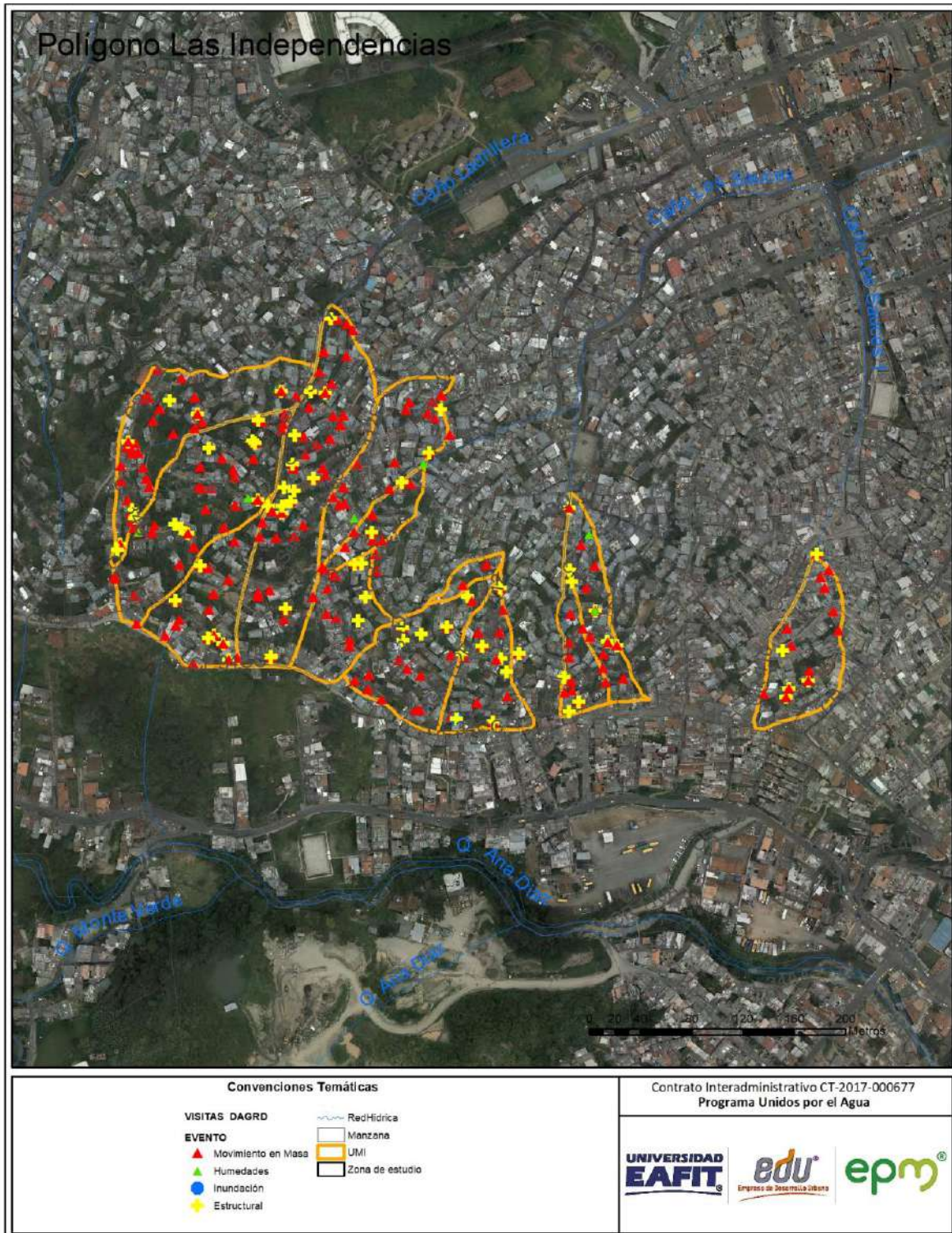
A continuación, se presenta la información sobre procesos morfodinámicos de acuerdo con la disponibilidad del reporte de eventos y los procesos identificados en la elaboración de este trabajo.

## 6.7.1 Reporte histórico de eventos

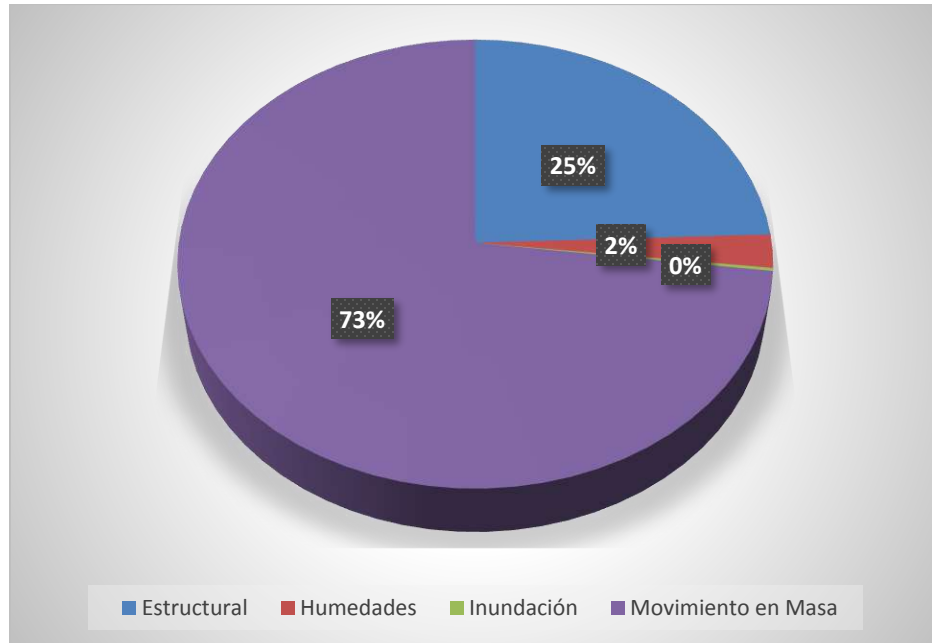
Para el análisis del registro histórico de eventos del polígono de estudio se recopila la información que contienen los reportes de las bases de datos del DAGRD y del Departamento Administrativo de Planeación, al igual que los estudios llevados a cabo en la zona, esto con el fin de verificar la ocurrencia de movimientos en masa en la zona y que debido a las condiciones de intervención antrópica no sean posibles de determinar. Este registro de eventos igualmente sirve como insumo para determinar la continuidad o recurrencia de los movimientos en masa identificados para el polígono en estudio.

Para el polígono en estudio, la base de datos de visitas de DAGRD reporta 581 visitas a la zona de influencia directa del polígono Las Independencias, de las cuales 469 corresponden a eventos de movimiento en masa, 94 a problemas estructurales, 16 a humedades y 2 a inundaciones (Figura 46).





**Figura 46.** Eventos reportados por el DAGRD (octubre de 2016)



**Figura 47.** Reporte eventos DAGRD para el polígono Las Independencias

### 6.7.2 Identificación de procesos morfodinámicos

Dentro del polígono en estudio, los movimientos en masa identificados corresponden principalmente a deslizamientos con características rotacionales, la mayor parte de ellos activos y superficiales, siendo comunes en toda el área relacionada a la homogeneidad en litología conformada por el stock de Altavista, las fuertes pendientes y usos del suelo (Figura 48).

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 sobrecargas, pérdida de soporte en taludes por modificaciones para la apertura de vías de acceso, ausencia de sistemas de drenaje o en su defecto sistemas mal contruidos e inadecuado uso y manejo del suelo.





**Figura 48.** Procesos morfodinámicos en el polígono Las Independencias



Durante el recorrido de campo y caracterización del polígono Las Independencias se identificaron 27 procesos de remoción en masa, entre los que se identifican dos grupos: el primero corresponde a los procesos morfodinámicos relacionados a los taludes de viviendas, en su mayoría corresponden a movimientos superficiales ocasionados por el inadecuado manejo de aguas superficiales y a la falta de cimentación de las edificaciones. El manejo que la comunidad hace a estos procesos es cubrirlos con plásticos para evitar la evolución de los mismos. Estos procesos son los que predominan en toda la zona y son movimientos con dimensiones que oscilan entre 5-10 m de ancho por 5 a 10 m de largo, en el siguiente mapa se observa la distribución de los procesos morfodinámicos y en la Figura 49 y Figura 50 se observa el típico proceso superficial que se presenta en este polígono.



**Figura 49.** Zona de procesos activos, relacionados a manejo de aguas de escorrentía y domésticas.



**Figura 50.** Zona de procesos activos, relacionados a los taludes que fallan a causa de inadecuado manejo de aguas de escorrentía.

El segundo grupo y menos frecuente corresponde a los movimientos que no están asociados a taludes, sino a procesos ocasionados por el vertimiento de aguas sobre la ladera no ocupadas, que a causa de la saturación se va desplazando van desestabilizando la zona y por consiguiente las viviendas que se ubican sobre la corona del mismo; estos procesos se evidencian en la morfología ondulada (Figura 51).





**Figura 51.** Zona de procesos activos, relacionados a la saturación de suelos.

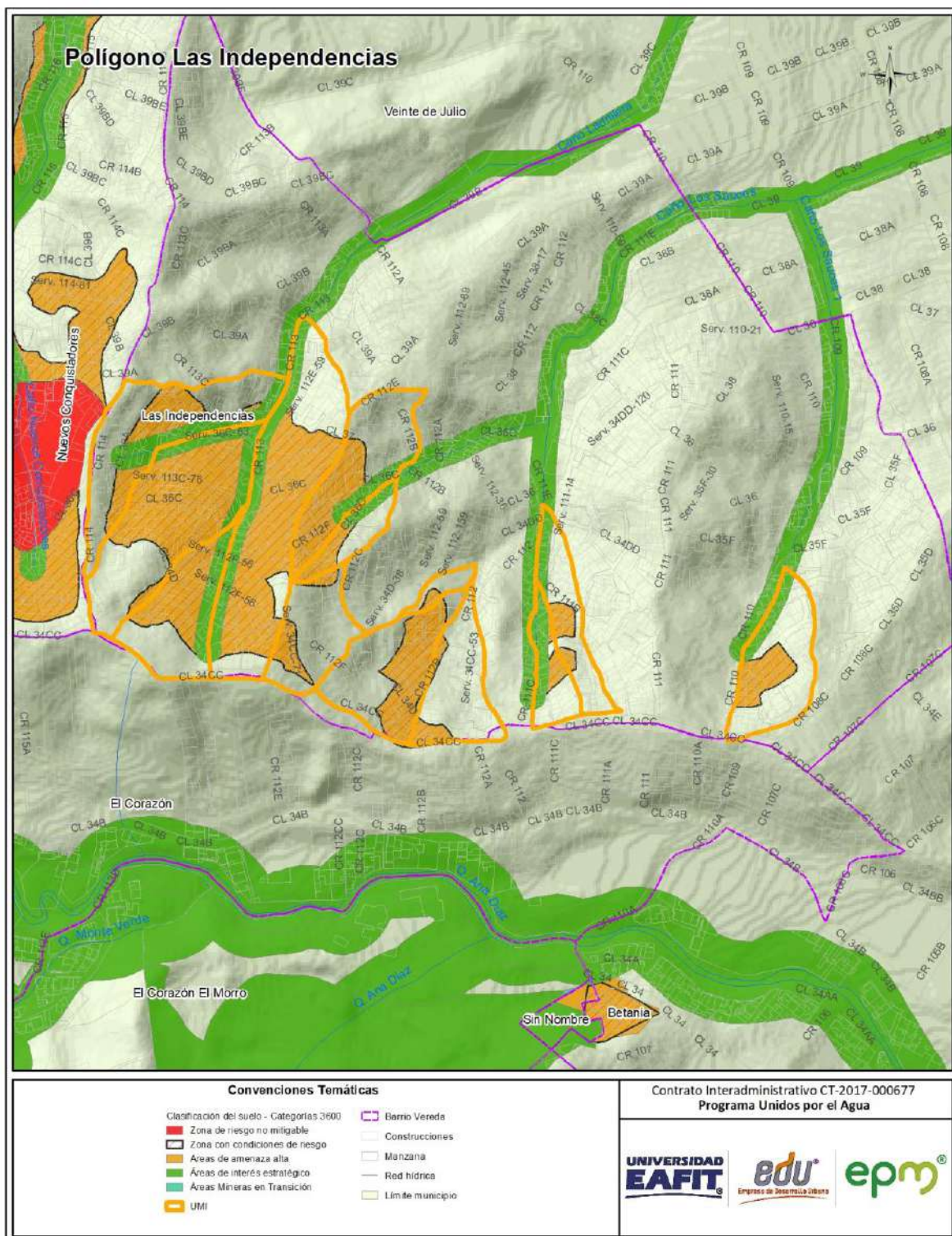


## 6.8 SUELOS DE PROTECCIÓN Y USO GENERAL DEL SUELO

Basado en el Acuerdo 48 de 2014, el polígono en estudio se localiza en suelo urbano y sobre él se identifican categorías del suelo de protección correspondientes a áreas de la estructura ecológica principal y áreas de amenaza y riesgo, las cuales ocupan la mayor parte de la zona de estudio.

Las áreas de la Estructura Ecológica Principal incluyen las áreas protegidas públicas, así como las áreas de interés estratégico que contienen el sistema hidrográfico (ríos y quebradas con sus retiros), el sistema orográfico (cerros tutelares), los elementos estructurantes de la red de conectividad ecológica y las áreas de interés recreativo y paisajístico (Acuerdo 48 de 2014). Para el polígono en estudio, estas áreas de interés estratégico corresponden a un retiro asociado a los caños Ladrillera, Sauces y Sauces 1, que se encuentran drenando la zona, para la cual se establece un retiro de 10 m.

El resto del polígono se incluye dentro de las denominadas áreas de amenaza y riesgo, que incluye las áreas de amenaza alta (por movimientos en masa, inundaciones y avenidas torrenciales) y las áreas de alto riesgo no mitigable, así como las áreas con condiciones de riesgo (Acuerdo 48 de 2014). Para este caso corresponde a la zona con condición de riesgo que corresponde al área de análisis de este estudio (Figura 52).



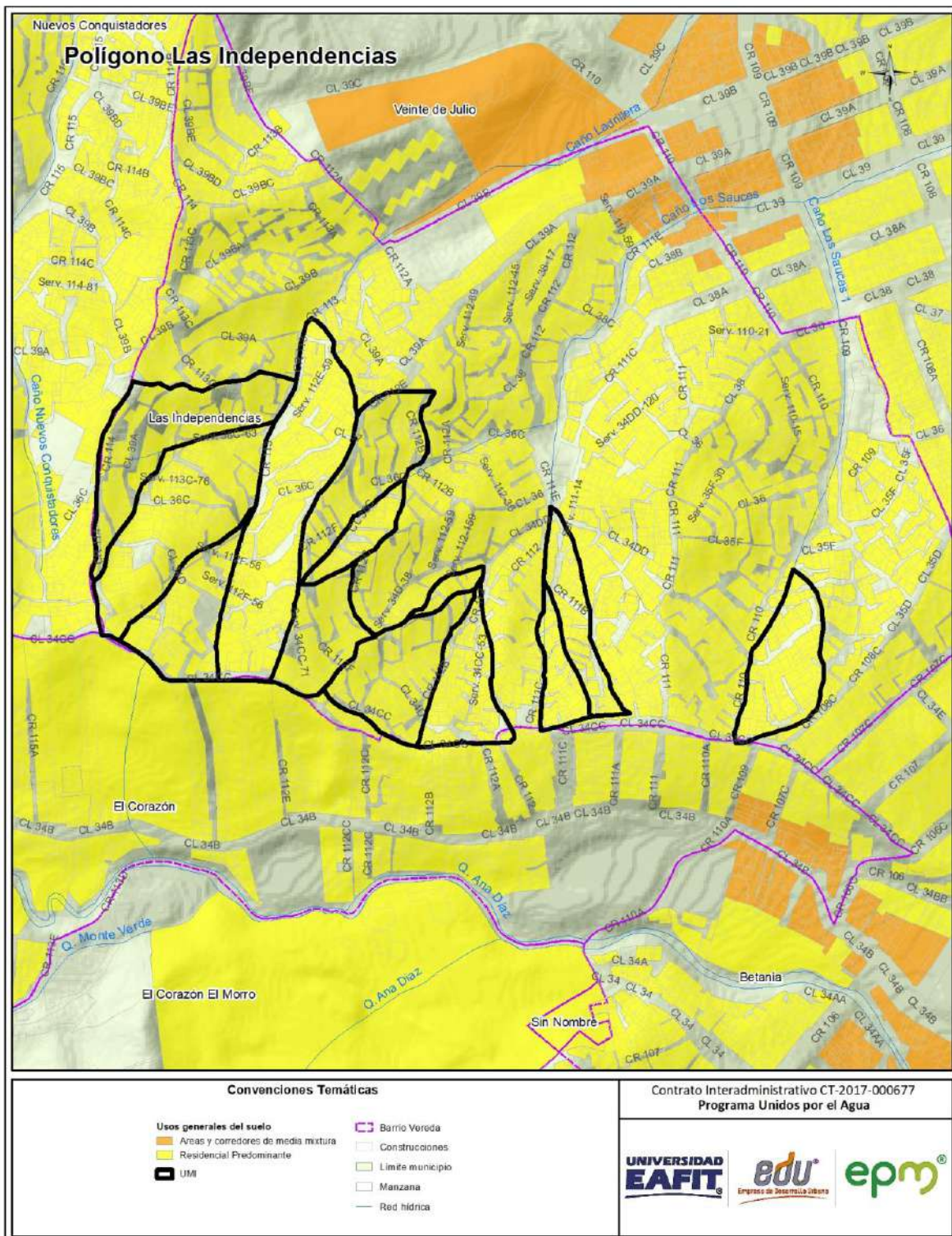
**Figura 52.** Clasificación del suelo en el polígono Las Independencias. Tomado de Acuerdo 48 de 2014.

Igualmente, en el Acuerdo 48 de 2014 se define que los usos del suelo corresponden a la distribución espacial de las actividades desarrolladas por agentes públicos y privados, que permiten establecer las características de animación de la ciudad y la utilización y ocupación del suelo. Estas normas generales buscan optimizar las infraestructuras de urbanización y fomentar relaciones socio-económicas más eficientes a partir de la interrelación entre las actividades, mitigando los impactos generados y atendiendo a las características del territorio. Teniendo en cuenta éstas premisas y dicho acuerdo, para el polígono de Las Independencias se define como uso predominante el de tipo residencial.

Se destaca que el uso residencial se asocia a todo terreno que de acuerdo con el concepto general de urbanización se adecúe específicamente para el uso principal de la vivienda, constituye un desarrollo urbanístico residencial, éstos se podrán desarrollar en cualquier parte del área urbana, con excepción de las zonas de alto riesgo no mitigable y las zonas con condiciones de riesgo hasta tanto los estudios de detalle no sean realizados (Acuerdo 48 de 2014).

En cuanto a las regulaciones sobre la altura permitida para las construcciones según el Acuerdo 48 de 2014 para el polígono Las Independencias (Z4\_MI\_17) se establece un tope máximo de aprovechamiento de 2 pisos (Figura 53).





**Figura 53.** Mapa de usos del suelo del polígono Las Independencias. Tomado de Acuerdo 48 de 2014.



## 7. EVALUACIÓN GEOTÉCNICA

A continuación, se presentan los principales aspectos geotécnicos del polígono, los cuales son el resultado de las visitas de inspección y reconocimiento, de las exploraciones de campo, de los resultados de laboratorio y de los análisis de estabilidad.

### 7.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO

#### 7.1.1 Exploración directa

Basado en las características topográficas y las formaciones geológicas de la zona a estudiar, se planteó un programa de exploración, que permitiera definir el modelo geológico y geotécnico del polígono 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 se realizó a través de la ejecución de diez (10) perforaciones exploratorias, para definir seis perfiles o secciones de análisis, cada uno con dos sondeos; sin embargo, el perfil 1 se realizó con una perforación y los perfiles 5 y 6 compartieron la perforación 9. Durante la recopilación bibliográfica se identificaron dos estudios: 1. Evaluación del riesgo geológico – geotécnico e hidrológico- barrio Las Independencias realizado por la empresa CIMIENTOS LTDA. En el año 2008, contrato 460013076 durante el cual se realizaron 62 perforaciones con profundidades entre 2 metros y 10 metros (promedio 5 metros) información útil para el presente proyecto, sin embargo, fue necesario realizar perforaciones más profundas.

2. Estudio de suelos viaducto media ladera tramo 2 barrio Las Independencias Realizado por la empresa INSITU INGENIERIA en el año 2015 durante el cual se realizaron 3 perforaciones con profundidades de 4.45 metros y 3 líneas de geofísica, información también de utilidad en el presente estudio. Sin embargo, fue necesario realizar las 10 perforaciones planteadas en el presente estudio con el fin de complementar las investigaciones realizadas en los estudios referenciados.

El programa de exploración directa se realizó con taladros mecánicos, por el sistema de rotoperCUSión, que permitió explorar tanto suelos como rocas o mezclas de estos. La localización de los sondeos estuvo igualmente gobernada por la disponibilidad de espacios aptos para tal fin, pues como se puede verificar las condiciones de altas

pendientes y la presencia de viviendas e infraestructura dificultaban la ubicación de estos.

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 conformar pares de sondeos con el fin de establecer perfiles estratigráficos. Estos sondeos fueron denominados en este informe como P-1 hasta P-10.

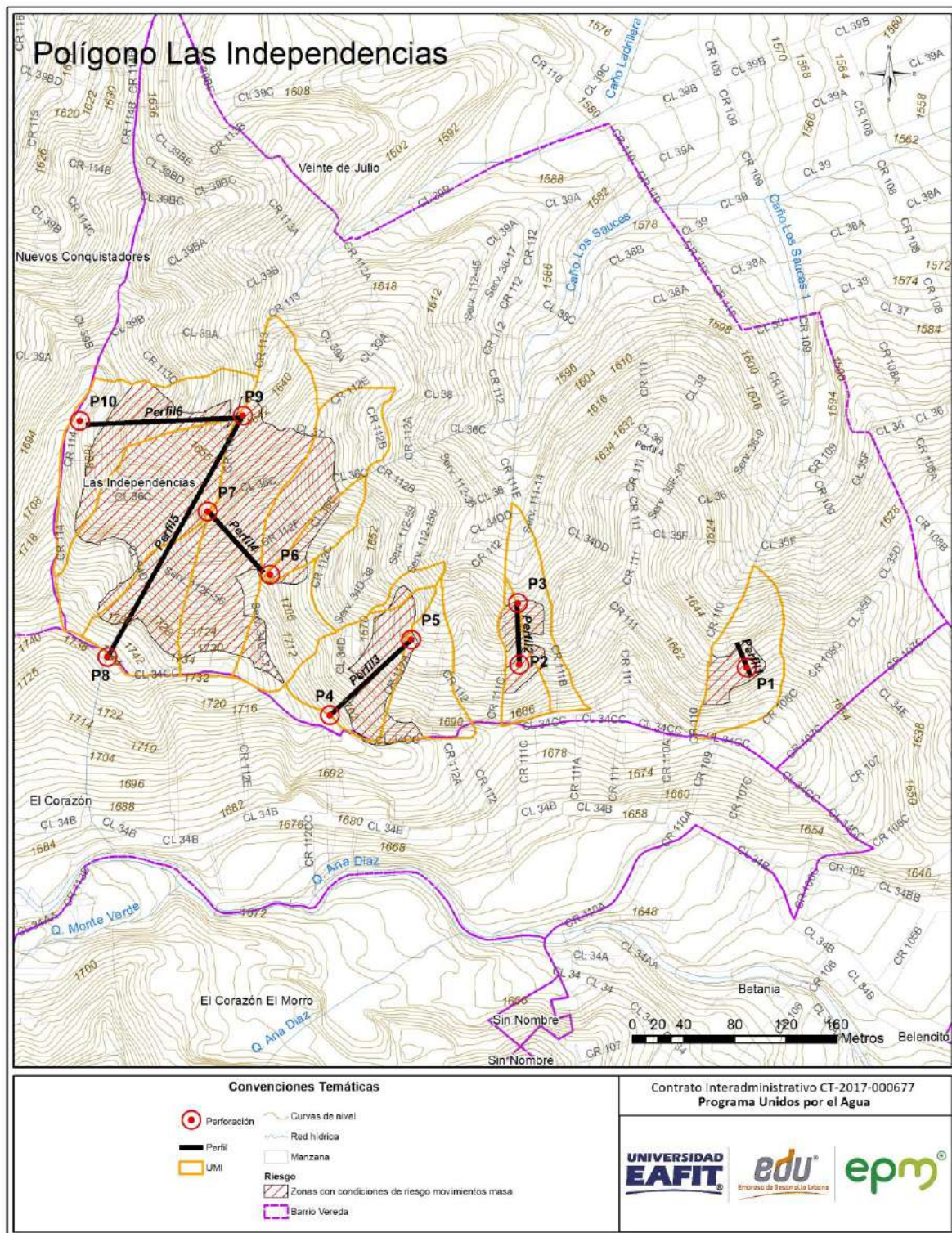
La localización geográfica de los sondeos se detalla en la tabla 18:

**Tabla 18.** Localización geográfica de los sondeos.

Sondeo	Coordenada Norte	Coordenada Este
P1	829080	1182874
P2	828901	1182877
P3	828900	1182925
P4	828753	1182837
P5	828817	1182896
P6	828706	1182947
P7	828657	1182997
P8	828579	1182883
P9	828685	1183072
P10	828557	1183068

En la Figura 54 se representa la ubicación de cada uno de los sondeos.





**Figura 54.** Localización sondeos exploratorios polígono Las Independencias.



Las perforaciones que se ejecutaron en el polígono Las Independencias alcanzaron profundidades de 15 metros excepto las perforaciones 1 y 3 las cuales alcanzaron 6.5 metros de profundidad y la perforación 10 alcanzo 13 metros de profundidad (Tabla 19). 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 el Anexo 2.

**Tabla 19.** Numero de sondeos exploratorios, longitud alcanzada y profundidad del nivel freático.

Sondeo	Profundidad (m)	Autor/Fecha	NF (m)
P-1	6.45	Eafit 2018	Seco
P-2	15	Eafit 2018	5.0
P-3	6.5	Eafit 2018	Seco
P-4	15	Eafit 2018	4.1
P-5	15	Eafit 2018	Seco
P-6	15	Eafit 2018	6.0
P-7	15	Eafit 2018	0.5
P-8	15	Eafit 2018	Seco
P-9	15	Eafit 2018	Seco
P-10	13	Eafit 2018	4.5

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 del material y la obtención de parámetros geomecánicos que caracterizan del 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 suelos, propiedades como humedad y límites de Atterberg. Adicionalmente se tomaron 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

inconfinada, parámetros de resistencia que posteriormente son comparados con los obtenidos a través de las correlaciones disponibles en la literatura especializada y que se apoyan en los resultados obtenidos del ensayo en campo SPT. La Figura 55 y Figura 56 presentan los muestreadores utilizados.



**Figura 55.** Muestreador estándar para el ensayo SPT



**Figura 56.** Muestreador de pared delgada

## 7.2 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 son enviadas al laboratorio de suelos en el que se practican diferentes ensayos de caracterización. 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 ASHTO. Sobre las muestras

inalteradas tomadas en tubos shelby se llevaron a cabo ensayos de corte directo por medio del cual se obtienen las propiedades de resistencia de los suelos.

La Tabla 20 contiene la cantidad de muestras analizadas por cada tipo de ensayo:

**Tabla 20.** Tipos de ensayos y cantidad de muestras analizadas.

Tipo de ensayo	Cantidad
Limite Líquido	41
Limite Plástico	41
Humedad Natural	41
Granulometría por lavado sobre tamiz N° 200	41
Corte directo CD	4

En la Tabla 21 se presenta un resumen de los resultados de los ensayos realizados a las muestras recuperadas.

**Tabla 21.** Resultados de laboratorio Polígono Las Independencias.

Sondeo-Muestra	Profundidad (m)	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Índice plástico (%)	Pasa malla 200 (%)	Cohesión KPa	Ang Fricción (°)	Peso unitario (kN/m3)	Clasificación USCS
P1-M0	0-0.30	30.2	54.5	22.0	70.0				MH
P1-M2	2.00-2.45	22.5				16.9	35.3	19.1	
P1-M5	3.15-4.00	17.8	25.3	5.9	25.5				SC-SM
P1-M6	4.00-5.00	19.4	-	NP	12.3				SM
P1-M8	6.00-6.45	23.1	37.4	10.8	34.4				SM
P2-M1	1.00-1.45	20.0	34.8	16.5	48.8				SC
P2-M4	2.65-3.10	12.3	29.4	9.7	33.0				SC
P2-M6	6.00	25.2	38.5	18.0	42.7				SC
P2-M8	8.00	18.7	42.4	22.9	54.3				CL
P2-M9	10.50	20.5	46.4	27.6	65.0				CL
P3-M1	2.50-3.00	21.0	34.3	14.8	45.6				SC
P3-M5	5.00-6.00	39.8	55.5	23.8	64.3				MH
P4-M0	0.00-0.55	22.1	27.6	7.1	24.4				SC
P4-M4	2.45-3.00	21.0	48.4	22.9	62.1				CL



Sondeo-Muestra	Profundidad (m)	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Índice plástico (%)	Pasa malla 200 (%)	Cohesión KPa	Ang Fricción (°)	Peso unitario (kN/m3)	Clasificación USCS
P4-M5	3.00-3.45	19.70				38.4	32.2	20.0	
P4-M9	5.50-6.20	13.5	-	NP	10.4				SW-SM
P4	7.50	13.9	-	NP	10.5				SW-SM
P4	10.00	13.3	-	NP	11.4				SW-SM
P5-M1	0.45-1.00	18.6	32.6	14.7	37.6				SC
P5-M8	5.00-5.45	29.9	48.8	22.2	64.0				CL
P6-M2	0.50-1.00	36.2				22.9	20.7	18.6	
P6-M3	1.00-1.45	37.0	58.2	26.8	75.3				MH
P6-M4	1.45-2.45	14.8				9.8	43.9	19.2	
P6-M5	6.00-7.00	19.0	30.2	12.6	34.6				SC
P6-M6	3.50-3.95	15.2	-		7.8				SP-SM
P6-M10	6.45-7.00	10.6	-	NP	11.1				SP-SM
P6-M13	8.30-9.00	32.9	54.4	29.1	81.0				CH
P6-M16	10.50-12.00	33.6	44.9	18.5	68.8				CL
P6-M17	12.00-13.50	38.1	42.5	17.8	54.0				CL
P7-M1	0.00-0.50	15.1	-	NP	8.1				GP-GM
P7-M3	1.00-1.45	38.7	70.1	42.4	95.3				CH
P7-M5	3.00-3.45	14.2	32.8	14.4	39.2				SC
P7-M7	5.00-5.45	30.0	42.8	18.6	62.8				CL
P7-M9	7.00-8.50	7.9	-	NP	8.6				GP-GM
P8-M1	0.00-0.55	18.1	38.3	18.1	73.4				CL
P8-M3	2.55-3.00	17.4				40.1	33.3	18.9	
P8-M4	3.55-4.00	22.2	31.6	12.5	68.5				CL
P8	7.55-8.00	19.2	30.2	107	37.4				SC
P8	9.05	17.0	-	NP	11.0				SW-SM
P8	12.00	17.9	23.2	5.9	33.7				SC-SM
P8	15.00	13.4	-	NP	16.5				SM
P9-M5	1.00-1.45	18.5	-	NP	10.7				SW-SM
P10-M1	0.00-1.00	14.9	28.1	9.8	30.6				SC
P10-M4	3.00-3.45	6.9	-	NP	10.9				SP-SM

Sondeo-Muestra	Profundidad (m)	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Índice plástico (%)	Pasa malla 200 (%)	Cohesión KPa	Ang Fricción (°)	Peso unitario (kN/m3)	Clasificación USCS
P10-M10	9.00-9.30	11.0	-	NP	11.8				SW-SM
P10	12.00	9.9	-	NP	13.0				SM

## 7.3 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.

### 7.3.1 Estratigrafía y definición de parámetros geomecánicos

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 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.

### Estratigrafía

Para el sector del polígono Las Independencias se detectaron materiales antrópicos en superficie en 9 de los 10 sondeos realizados con espesores entre 1m y 6.5 metros, en la perforación 6 se encontró un depósito de vertiente con un espesor de 7.5 metros. Subyaciendo estos materiales se encontró suelo residual del Stock de Altavista formado por arenas arcillosas y limosas, debajo del suelo residual transición suelo roca y en la perforación 9 se encontró roca muy fracturada a 4.5 metros de profundidad. A continuación, se hace una descripción de los estratos identificados y sus variaciones significativas.

- **Llenos antrópicos:** El material de origen antrópico fue detectado en todo el polígono ya que para la construcción de las viviendas generan llenos con materiales heterogéneos con propiedades geomecánicas pobres. Están compuestos por materiales limosos - arcillosos mezclados con fragmentos

de roca, zonas con materia orgánica en descomposición y en otros sectores se incluyen restos de escombros de construcción.

**Clasificación USC: MH-SM-SC-CL-GP-GM-SW**

**Humedad natural:** Varía entre 12.3 y 38.8%

**Límite líquido:** Varía entre 27.6% y 54.5%

**Índice plástico:** Varía entre % 9.7 y 23.8%

**Pasa malla 200:** Varía entre 10.7% y 73.4%

- **Suelo residual del Stock de Altavista IB:** Correspondiente al nivel superior del perfil de meteorización, se observó en algunas en las perforaciones P-1 (5.45 m de espesor), P- 4 (5 m), P-7(5.45 m de espesor), P-8 (7.5m de espesor) y P10 (3m de espesor). Corresponde al perfil de meteorización de Deere and Patton.

Los suelos predominantes son arenas limosas. Las siguientes son las propiedades físicas principales:

**Clasificación USC: SC-SM-SW-CH-CL**

**Humedad natural:** Varía entre 6.9% y 38.7%

**Límite líquido:** Varía entre 25.3% y 70.1%

**Índice plástico:** Varía entre 5.9% y 42.4%

**Pasa malla 200:** Varía entre 12.9% y 68.5%

- **Saprolito IC del Stock de Altavista:** Correspondiente al perfil de meteorización de Deer y Patton, se encontró en las perforaciones P-2 (1.5 m de espesor), P-4 (1m de espesor), P-5 (2.6 m de espesor), P-6 (6 m de espesor), P-8 (6 m de espesor), P-9 (1 m de espesor), P-10 (8 m de espesor) las siguientes son las propiedades físicas predominantes:

**Clasificación USC: SW-SM- CL**



**Humedad natural:** Varía entre 9.9% y 38.1%

**Límite líquido:** Varía entre 23.2% y 54.4%

**Índice plástico:** Varía entre 5.9% y 29.9%

**Pasa malla 200:** Varía entre 10.5% y 81%

- **Transición saprolito roca IIA:** Compuesto por bloques de roca en matriz de suelo. Se encontró en las perforaciones P-2 (6 m de espesor), P-4(5 m de espesor), P-5 (7m de espesor), P-6 (1.5 m de espesor), P-7 (8.55 m de espesor). La matriz predominante corresponde a arenas y los bloques de roca a roca ígnea plutónica. Las propiedades físicas correspondientes a la matriz son las mismas correspondientes al saprolito 1C.
- **Roca meteorizada IIB:** Según el perfil de meteorización de Deer y Paton corresponde a roca meteorizada. Los parámetros se definieron utilizando el modelo de Hoek y Brown.

## Definición de parámetros geomecánicos

Los parámetros geomecánicos se obtuvieron a partir de la información recolectada 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.

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 éste a partir de ecuaciones se estiman estos valores, los cuales son usados para el cálculo de la capacidad portante del terreno. Los valores obtenidos a través de las correlaciones son analizados por el personal técnico de acuerdo a su experiencia y conocimientos sobre la zona de objeto de estudio.

De las correlaciones disponibles para la obtención de parámetros como cohesión y ángulo de fricción que se encuentran en la literatura, se tiene la ecuación propuesta por Bowles la cual permite obtener un valor de N corregido que posteriormente permite una mejor aproximación a los valores de resistencia. Dicha ecuación tiene

en cuenta correcciones por confinamiento, energía del martillo, longitud de las barras de perforación, por la toma muestras y finalmente por el diámetro de la perforación.

La ecuación propuesta por Bowles (1988) 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.

$\eta_1$ : Corrección por energía del martillo.

$\eta_2$ : Corrección por longitud de barras de perforación

$\eta_3$ : Corrección por tomamuestras.

$\eta_4$ : 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 ajusta el parámetro de cohesión y fricción que se definirá para cada material siendo congruente con las observaciones realizadas en campo.

Para cada estrato se hizo un análisis de los parámetros obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura, despreciando aquellos valores que no resultaban representativos con base en la experiencia del equipo técnico que adelanta el presente estudio. Las correlaciones usadas se presentan en la Tabla 22:

**Tabla 22.** Correlaciones utilizadas para la definición de parámetros geomecánicos.

CORRELACIONES USADAS PARA DETERMINAR PARÁMETROS DE RESISTENCIA A PARTIR DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	
Kulhaw y Mayne (1990)	$\phi = \tan^{-1} \left( \frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \left( \frac{\sigma_0}{Pa} \right)^{0.34}} \right)$
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)	$\phi = 5.35 \ln(N) + 14.44$ $Cu = 0.22 \cdot \ln(N) - 0.4$
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	$\phi = 15 + \sqrt{(20 * N_{145})^{0.34}}$
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)	$C_u = K \cdot N [kN/m^2]$ $K \begin{cases} 3.5 \text{ kN/m}^2 \\ 6.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$
Hara y otros (1971)	$C_u = 29 \cdot N^{0.72} [kN/m^2]$
Mesri (1989)	$Cu = 0.22 * \sigma_0$

Para cada uno de los sondeos ejecutados se corrigió el valor de N de campo a partir de la ecuación propuesta por Bowles y hallando los parámetros de cohesión y fricción según los golpes, delimitando dentro de cada sondeo los estratos litológicos que se identificaron en el mismo. Posteriormente se hizo un análisis para cada estrato, agrupando los parámetros de cohesión y fricción obtenidos de cada sondeo para el estrato correspondiente, los resultados se presentan en el anexo 3.

Con la información anterior se procedió 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 evidenció durante los recorridos del equipo técnico. En cada uno de los casos se obtuvo un valor promedio, mínimo y máximo de cohesión y fricción para cada correlación utilizada, obteniendo a partir de su análisis los parámetros geomecánicos característicos para cada material.

A continuación, se detallan los parámetros de resistencia de los diferentes estratos que conforman el perfil geológico-geotécnico:

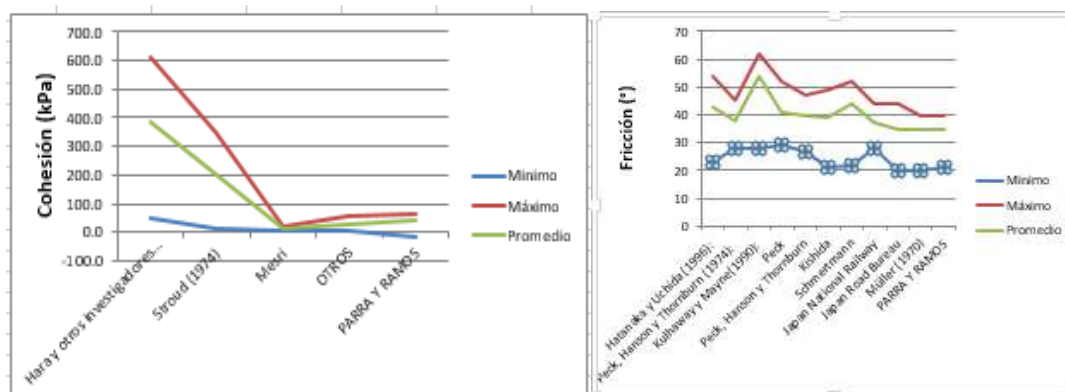


## LLENO ANTRÓPICO PERFIL 1

El perfil 1 fue construido con la perforación 1. No fue posible en este material obtener parámetros estadísticos ni muestras inalteradas para determinar parámetros de laboratorio, los parámetros del lleno se determinaron realizando retroanálisis de acuerdo a la situación actual. Los parámetros utilizados para realizar los análisis de estabilidad fueron  $\gamma=16\text{KN/M}^3$ ,  $C= 8 \text{ Kpa}$  y  $\text{Fi}=32^\circ$ .

## LLENO ANTRÓPICO PERFIL 2

Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre  $35^\circ$  y  $39^\circ$  descartando Kullaway, Schmertmann y Peck y entre 10 Kpa y 29 Kpa para la cohesión considerando Mesry y otros. La Figura 57 ilustra las variaciones de los parámetros de cohesión y fricción obtenidos estadísticamente a partir del número de golpes con cada una de las correlaciones disponibles en la literatura para los materiales pertenecientes al lleno antrópico.



**Figura 57.** Variación cohesión y fricción del lleno antrópico perfil 2.

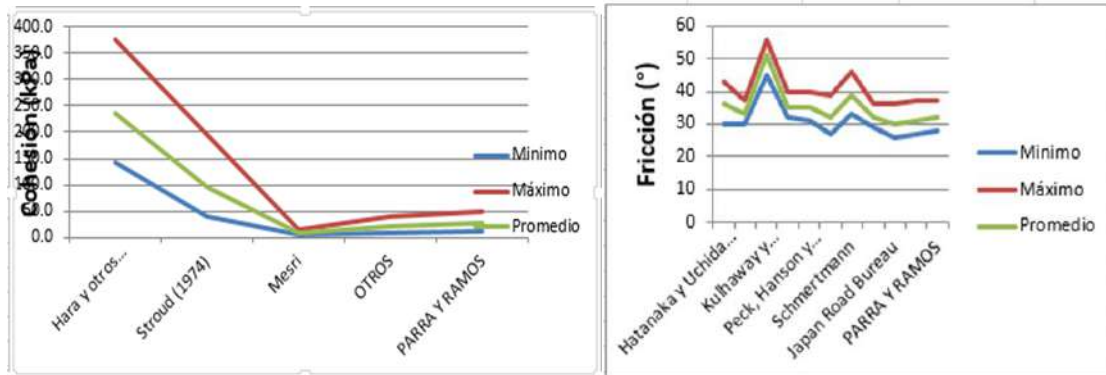
Los parámetros utilizados para realizar los análisis de estabilidad  $\gamma=16 \text{ KN/m}^3$ ,  $C=8\text{Kpa}$ ,  $\text{Fi}=30^\circ$  se calcularon a partir de retroanálisis teniendo en cuenta la situación actual ya que los parámetros estadísticos son muy altos.

## LLENO ANTRÓPICO PERFIL 3

Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre  $30^\circ$  y  $33^\circ$  descartando Kullaway, Schmertmann y Peck, el promedio de la cohesión 8 Kpa a partir de Mesry por ser el valor más conservador.

Para los análisis de estabilidad se utilizaron los parámetros estadísticos obtenidos a partir del número de golpes.  $C = 8$  Kpa el cual corresponde al mínimo promedio y  $F_i = 32^\circ$  el cual corresponde al promedio estadístico.

La Figura 58 ilustra las variaciones de los parámetros de cohesión y fricción obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura para los materiales pertenecientes al lleno antrópico.



**Figura 58** Variación cohesión y ángulo de fricción lleno antrópico perfil 3.

**Tabla 23.** Parámetros geomecánicos del lleno antrópico

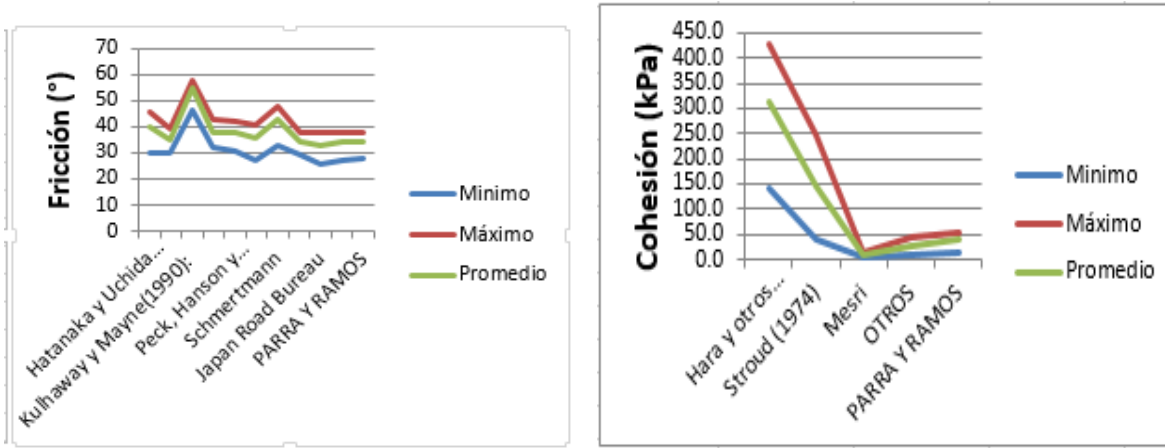
	Fricción (°)	Cohesión (Kpa)
Media	32	8.0
Desviación	1	8.0
Mínimo	30	8.0
Máximo	33	8.0

## LLENO ANTRÓPICO PERFIL 4

Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre  $33^\circ$  y  $36^\circ$  descartando Kullaway, Schmertmann y Peck, y entre 10 Kpa y 27 Kpa a partir de Mesry y otros.

Para los análisis de estabilidad se utilizó  $F_i = 34^\circ$  como el promedio obtenido estadísticamente a partir del número de golpes. Para la cohesión se utilizó  $C = 9.8$  Kpa obtenido de ensayo de corte directo CD.

La Figura 59 ilustra las variaciones de los parámetros de cohesión y fricción obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura para los materiales pertenecientes al lleno antrópico.



**Figura 59** Variación cohesión y ángulo de fricción perfil 4.

**Tabla 24.** Parámetros geomecánicos del lleno antrópico

	Fricción (°)	Cohesión (Kpa)
<b>Media</b>	<b>34</b>	<b>18.5</b>
<b>Desviación</b>	<b>1</b>	<b>8.5</b>
<b>Mínimo</b>	<b>33</b>	<b>10</b>
<b>Máximo</b>	<b>36</b>	<b>27</b>

## LLENO ANTRÓPICO PERFIL 5

El perfil 5 fue construido a partir de las perforaciones 8 y 9. No fue posible en este material obtener parámetros estadísticos ni muestras inalteradas para determinar parámetros de laboratorio, los parámetros del lleno se determinaron realizando retroanálisis de acuerdo a la situación actual. Los parámetros utilizados para realizar los análisis de estabilidad fueron  $\gamma=16\text{KN/M}^3$ ,  $C= 10\text{ Kpa}$  y  $\text{Fi}=30^\circ$ .

## LLENO ANTRÓPICO PERFIL 6

El perfil 5 fue construido a partir de las perforaciones 9 y 10. No fue posible en este material obtener parámetros estadísticos ni muestras inalteradas para determinar parámetros de laboratorio, los parámetros del lleno se determinaron realizando

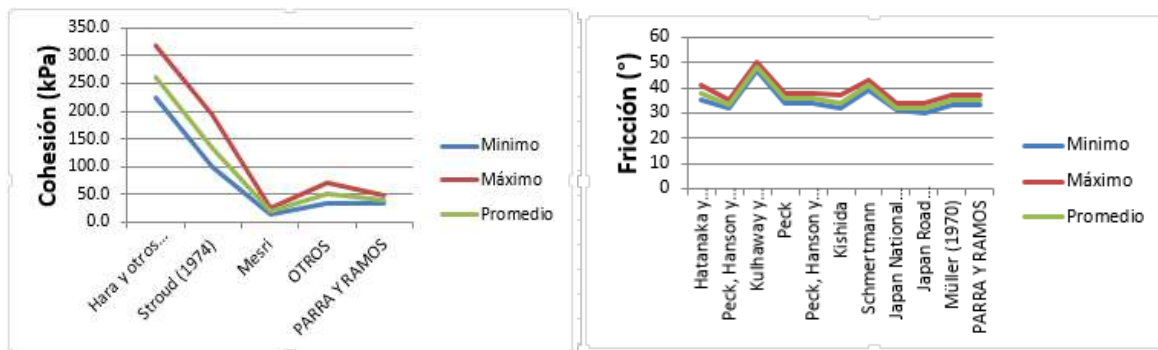


retroanálisis de acuerdo a la situación actual. Los parámetros utilizados para realizar los análisis de estabilidad fueron  $\gamma=16\text{KN/M}^3$ ,  $C=6\text{ Kpa}$  y  $\text{Fi}=30^\circ$ .

## HORIZONTE IB SUELO RESIDUAL DEL STOCK DE ALTAVISTA PERFIL 1

Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre  $32^\circ$  y  $33^\circ$  a partir de las ecuaciones de Peck y Hanson, Japan National Railway y Japan Road Bureau. Para la cohesión se utilizó el mínimo obtenido a partir de la ecuación de Mesry.

La Figura 60 ilustra las variaciones de los parámetros de cohesión y fricción obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura para los materiales pertenecientes al horizonte IB del Stock de Altavista.



**Figura 60.** Variación cohesión y ángulo de fricción del horizonte IB perfil 1 (Stock de Altavista)

Los resultados de ensayos de caracterización geomecánica realizados sobre muestras de este material arrojaron los siguientes resultados:

**Tabla 25.** Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del horizonte IB perfil 1 Stock de Altavista.

Ensayo	Fricción (°)	Cohesión (Kpa)
Corte CD	35.3	16.9

Para los análisis de estabilidad se utilizaron los parámetros estadísticos obtenidos a partir del número de golpes de los ensayos de penetración estándar los cuales se referencian en la Tabla 26.

**Tabla 26.** Parámetros geomecánicos del horizonte IB perfil 1.

	Fricción (°)	Cohesión (Kpa)
Media	32	20
Desviación	1	0
Mínimo	32	20
Máximo	33	20

**HORIZONTE IB SUELO RESIDUAL DEL STOCK DE ALTAVISTA PERFIL 3**

Para los análisis de estabilidad se utilizaron los parámetros obtenidos a partir de ensayo de corte directo CD ya que no fue posible realizar análisis estadístico a partir del número de golpes ya que se presentó rechazo. Los resultados obtenidos en laboratorio se referencian en la Tabla 27.

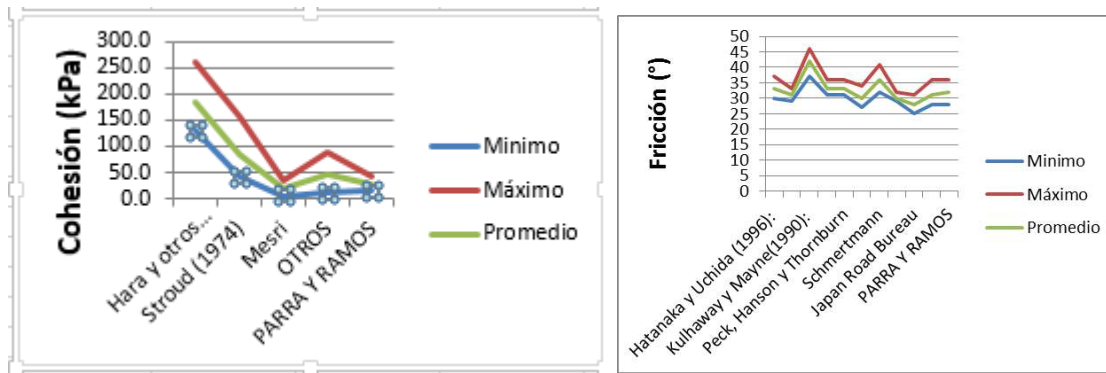
**Tabla 27.** Parámetros geomecánicos ensayos de laboratorio del horizonte IB perfil 3 Stock de Altavista.

Ensayo	Fricción (°)	Cohesión (Kpa)
Corte CD	32.2	38.4

**HORIZONTE IB SUELO RESIDUAL DEL STOCK DE ALTAVISTA PERFIL 5**

Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre 28° y 33° descartando Kulhaway y Schmertmann. Para la cohesión  $C=20$  Kpa corresponde al mínimo de acuerdo a la ecuación de Mesri.

La Figura 61 ilustra las variaciones de los parámetros de cohesión y fricción obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura para los materiales pertenecientes al horizonte IB del Stock de Altavista.



**Figura 61** Variación de cohesión y ángulo de fricción perfil 5 (Stock de Altavista)

Para los análisis de estabilidad se utilizaron los parámetros estadísticos obtenidos a partir del número de golpes de los ensayos de penetración estándar los cuales se referencian en la Tabla 28.

**Tabla 28.** Parámetros geomecánicos del horizonte IB

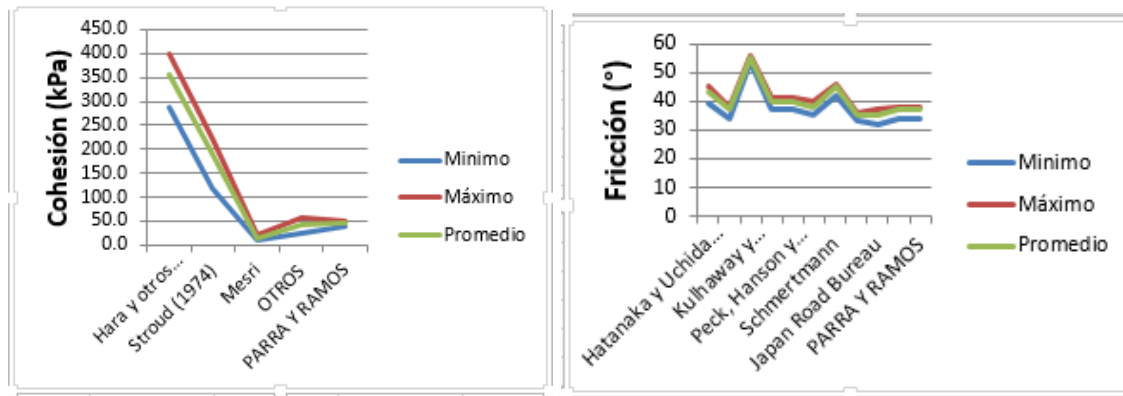
	Fricción (°)	Cohesión (Kpa)
<b>Media</b>	<b>31</b>	<b>20</b>
<b>Desviación</b>	<b>2</b>	<b>0</b>
<b>Mínimo</b>	<b>28</b>	<b>20</b>
<b>Máximo</b>	<b>33</b>	<b>20</b>

## HORIZONTE IB SUELO RESIDUAL DEL STOCK DE ALTAVISTA PERFIL 6

Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre 35° y 37° descartando Kulhaway, Hatanaka, Schmertmann y otros. Para la cohesión  $C=15$  Kpa corresponde al mínimo de acuerdo a la ecuación de Mesri.

La Figura 62 ilustra las variaciones de los parámetros de cohesión y fricción obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura para los materiales pertenecientes al horizonte IB del Stock de Altavista.





**Figura 62** Variación de cohesión y fricción perfil 6. (Stock de Altavista)

Para los análisis de estabilidad se utilizaron los parámetros estadísticos obtenidos a partir del número de golpes de los ensayos de penetración estándar para el ángulo de fricción interna. Por ser la cohesión la cohesión obtenida a partir del número de golpes muy alta se asignó un valor de 5 Kpa teniendo en cuenta los resultados de laboratorio los cuales clasificaron los suelos como arenas. A continuación se anexa Tabla 29 con los parámetros estadísticos obtenidos:

**Tabla 29.** Parámetros geomecánicos del horizonte IB perfil 6.

	Fricción (°)	Cohesión (Kpa)
<b>Media</b>	<b>36</b>	<b>15</b>
<b>Desviación</b>	<b>1</b>	<b>0</b>
<b>Mínimo</b>	<b>35</b>	<b>15</b>
<b>Máximo</b>	<b>37</b>	<b>15</b>

## HORIZONTE IC DEL STOCK DE ALTAVISTA PERFIL 2.

Para el horizonte 1C del Stock de Altavista no fue posible tomar muestras inalteradas ni realizar ensayos de penetración estándar ya que se presentó rechazo, por lo tanto para los análisis de estabilidad se utilizaron los datos obtenidos de un ensayo de corte directo CD realizado en la perforación 1 (perfil 1) la cual se encuentra cercana y el suelo de acuerdo a las clasificaciones realizadas es el mismo. Los parámetros utilizados  $\gamma=19.1 \text{ KN/m}^3$ ,  $C=16.9 \text{ Kpa}$  y  $Fi=35.3^\circ$ .

### HORIZONTE IC DEL STOCK DE ALTAVISTA PERFIL 3.

Para el horizonte 1C del Stock de Altavista en el perfil 3 se presentó rechazo. Los parámetros geomecánicos corresponden a ensayo de corte directo CD realizado a 3 metros en la perforación 4. A continuación se anexa Tabla 30 con estos parámetros:

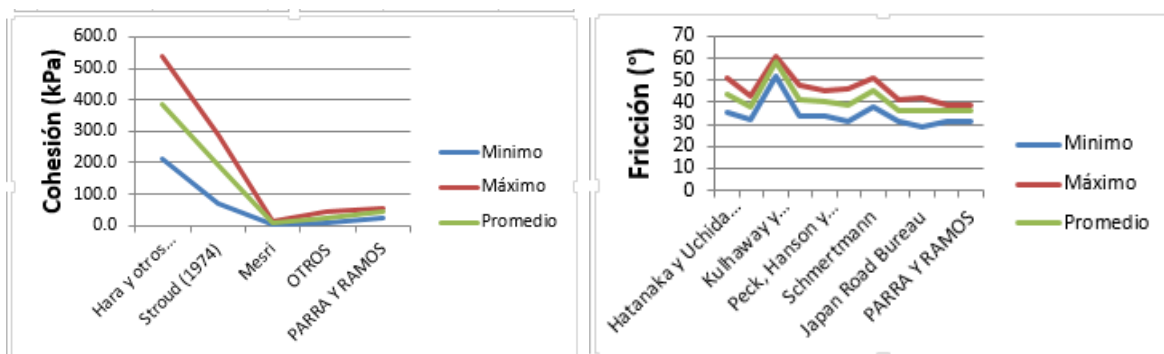
**Tabla 30** Parámetros geomecánicos de laboratorio horizonte 1C perfil 3.

Ensayo	Fricción (°)	Cohesión (Kpa)
Corte CD	32.2	38.4

### HORIZONTE IC DEL STOCK DE ALTAVISTA PERFIL 4.

Los valores encontrados con las correlaciones varían para el ángulo de fricción entre 36° y 38° (ignorando la propuesta de Kulhaway, Schmertmann y otros) y entre 8 Kpa y 25kPa para la cohesión (ignorando las propuestas de Hara, Stroud y Otros).

La Figura 63 ilustra las variaciones de los parámetros de cohesión y fricción obtenidos por cada una de las correlaciones disponibles en la literatura para los materiales pertenecientes al horizonte IC del Stock de Altavista.



**Figura 63.** Variación cohesión y ángulo de fricción del horizonte IC (Stock de Altavista)

Para realizar los análisis de estabilidad se utilizaron los promedios obtenidos a partir del número de golpes posterior al tratamiento estadístico. A continuación se anexan los parámetros obtenidos:

**Tabla 31.** Parámetros geomecánicos estadísticos horizonte 1C perfil 4.

	Fricción (°)	Cohesión (Kpa)
Media	36	16.5
Desviación	1	8.5
Mínimo	36	8.0
Máximo	38	25

**HORIZONTE IC DEL STOCK DE ALTAVISTA PERFIL 5.**

Se utilizaron los mismos parámetros obtenidos para el 1B mejorando la cohesión ya que presento rechazo a los ensayos de penetración estándar en este perfil y no fue posible tomar muestra inalterada, además de acuerdo a los reportes de laboratorio las clasificaciones muestran que corresponden al mismo material. Los parámetros utilizados son  $C=23.5$  y  $F_i=31^\circ$ .

**HORIZONTE IC DEL STOCK DE ALTAVISTA PERFIL 6.**

Para los análisis de estabilidad se utilizaron los mismos parámetros obtenidos para el 1B por tratarse del mismo material de acuerdo a las clasificaciones y teniendo en cuenta que en este perfil se presentó rechazo durante los ensayos de penetración estándar y no fue posible obtener muestras inalteradas por tratarse de suelos no cohesivos. Los parámetros utilizados fueron  $C=5$  Kpa y  $F_i=36^\circ$ .



**ROCA FRACTURADA Y METEORIZADA**

Para la definición de los parámetros geomecánicos del material clasificado como roca fracturada y meteorizada se utilizó la metodología generalizada de Hoek and Brown fundamentada en el GSI.

Para el caso de la roca fracturada y meteorizada se utilizaron los siguientes parámetros:



**Roca meteorizada IIB**

Name: Roca meteorizada IIB Colour:  Hatch: 


Unit Weight: 24 kN/m3 ☐ Saturated U.W. 20 kN/m3

Strength Type: Gen. Hoek-Brown  $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_a((m_b \sigma_3 / \sigma_a) + s)^a$

Strength Parameters

UCS (intact): 100000 kN/m2 mb: 0.2064371

s: 2.1641600 a: 0.5853574

 GSI...

Water Parameters

Water Surface: Water Table Hu: Auto 1

**Figura 64** parámetros del perfil IIB roca meteorizada.

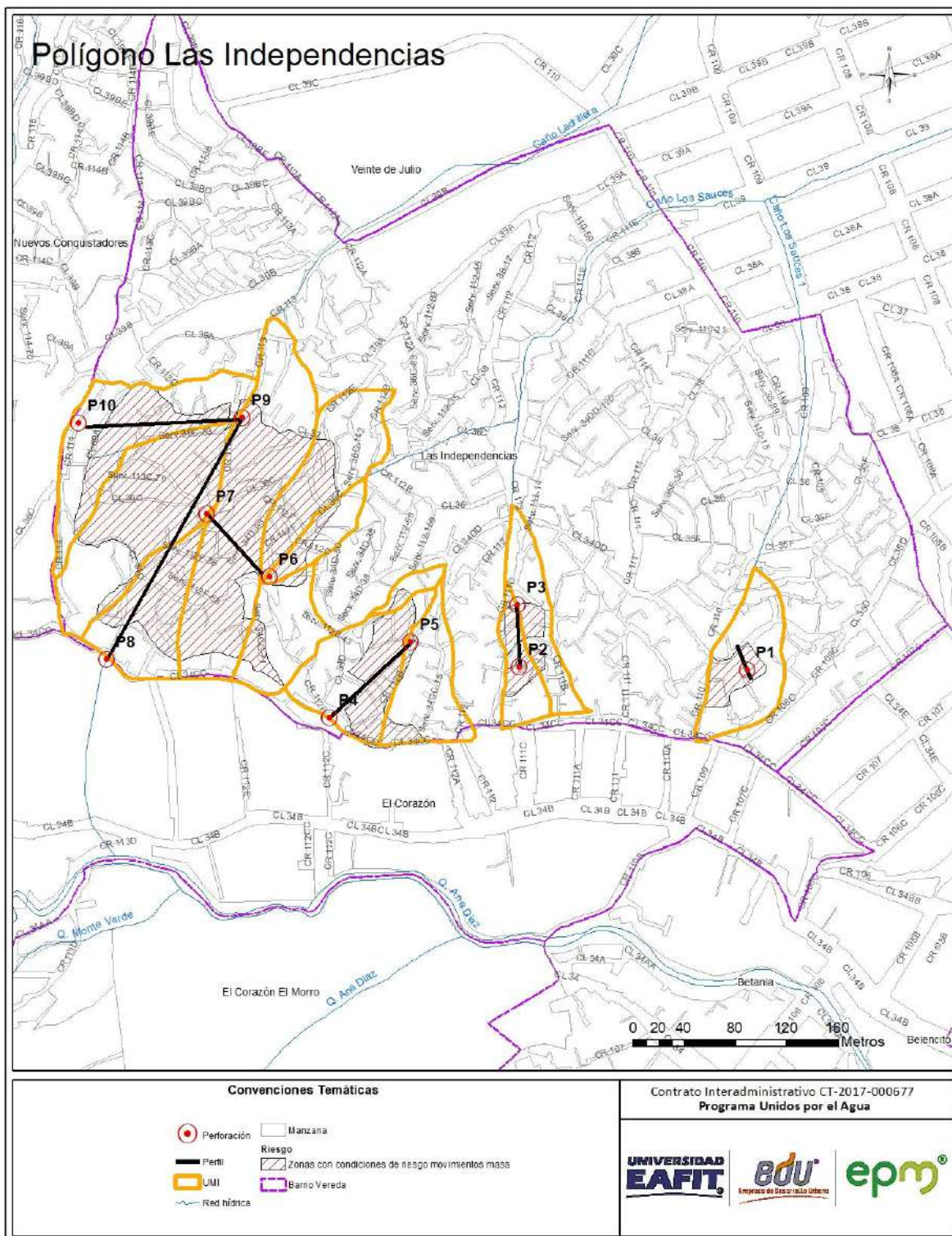
Para los análisis estadísticos de los parámetros y propiedades, se asumirá una función de distribución de probabilidad normal para cada uno de los parámetros involucrados (cohesión, ángulo de fricción interna y peso unitario del suelo). Se considera que una función normal, es una de las que mejor se 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, tienden a estar bien representadas por una ‘distribución normal’ o ‘curva de campana’.

### 7.3.2 Definición de modelos geológico-geotécnicos

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 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 Las Independencias se levantaron dos (6) perfiles topográficos, con los cuales se hicieron los respectivos análisis geotécnicos.

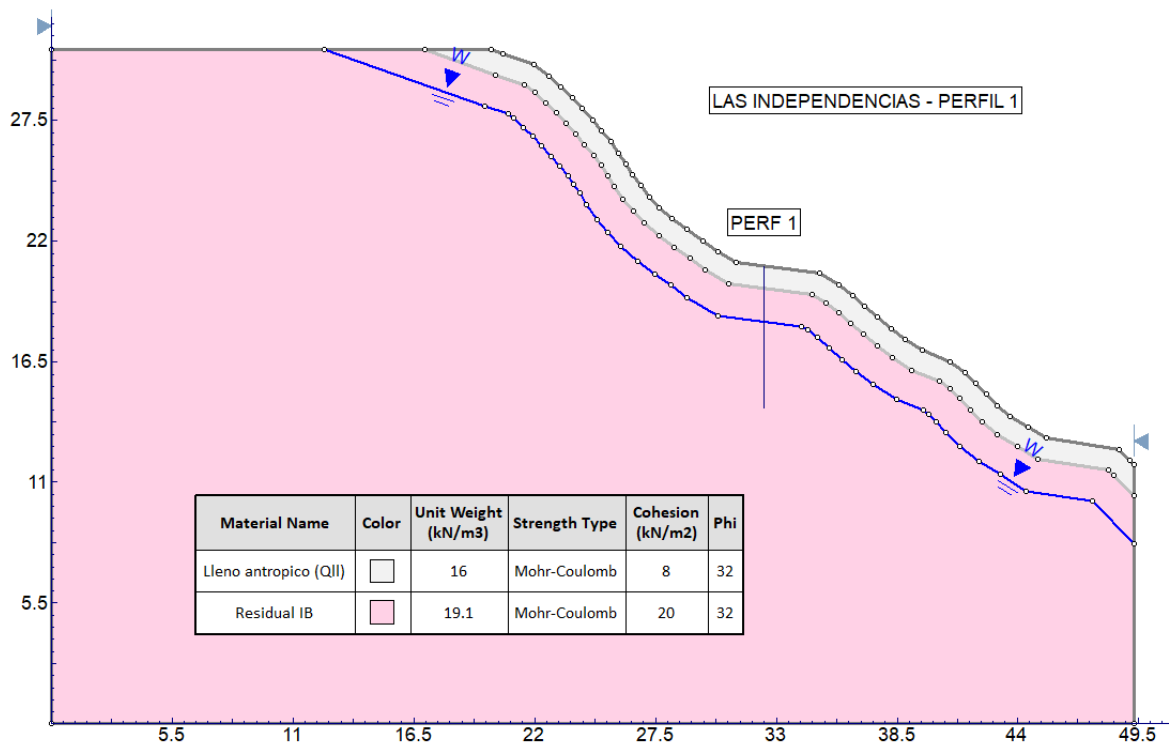
En la Figura 65 siguiente se muestra la ubicación de los sondeos y los perfiles correspondientes.



**Figura 65.** Localización perfiles y sondeos Polígono Las Independencias.

**Perfil 1.** Ubicado en el costado oriental del polígono de estudio. Entre la carrera 110 y calle 34CC. Tiene aproximadamente 35 m de longitud está definido por el sondeo 1. Su dirección es NW.

Estratigráficamente formado por un lleno de 1 metro de espesor subyacente por suelo residual 1B del Stock de Altavista (Figura 66).

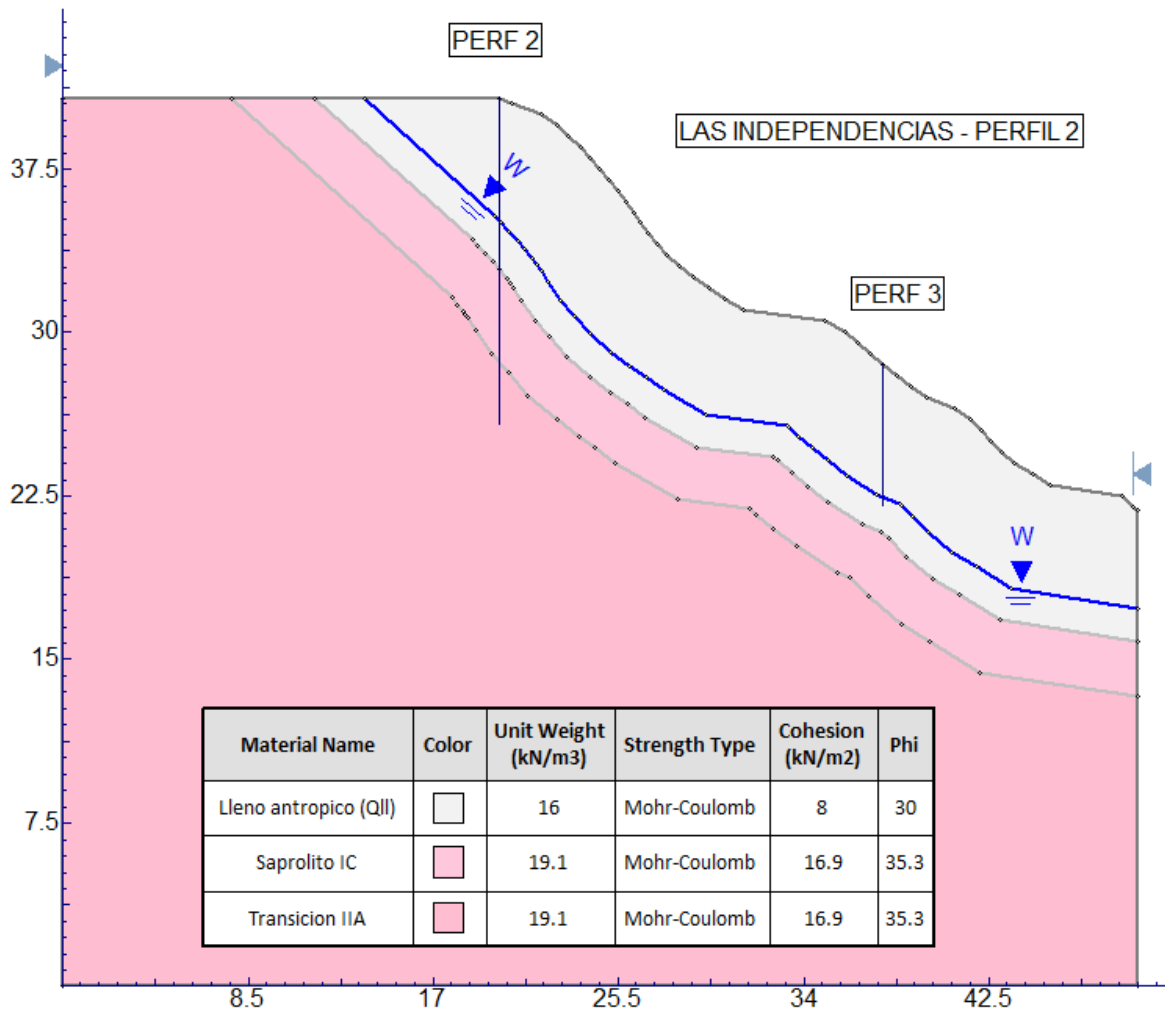


**Figura 66.** Modelo geológico- geotécnico perfil 1 Las Independencias.

**Perfil 2.** Con una longitud de 34 metros y una dirección NW, construido con las perforaciones 2 y 3. Este perfil está ubicado la carrera 111C con la calle 34 CC.

Perfil geológico conformado desde superficie por un lleno de 7 metros de espesor, debajo del lleno saprolito 1C con un espesor de 2.5 metros. Subyaciendo el saprolito 1C transición suelo roca formada por fragmentos y bloques de roca en matriz arenosa (Figura 67).

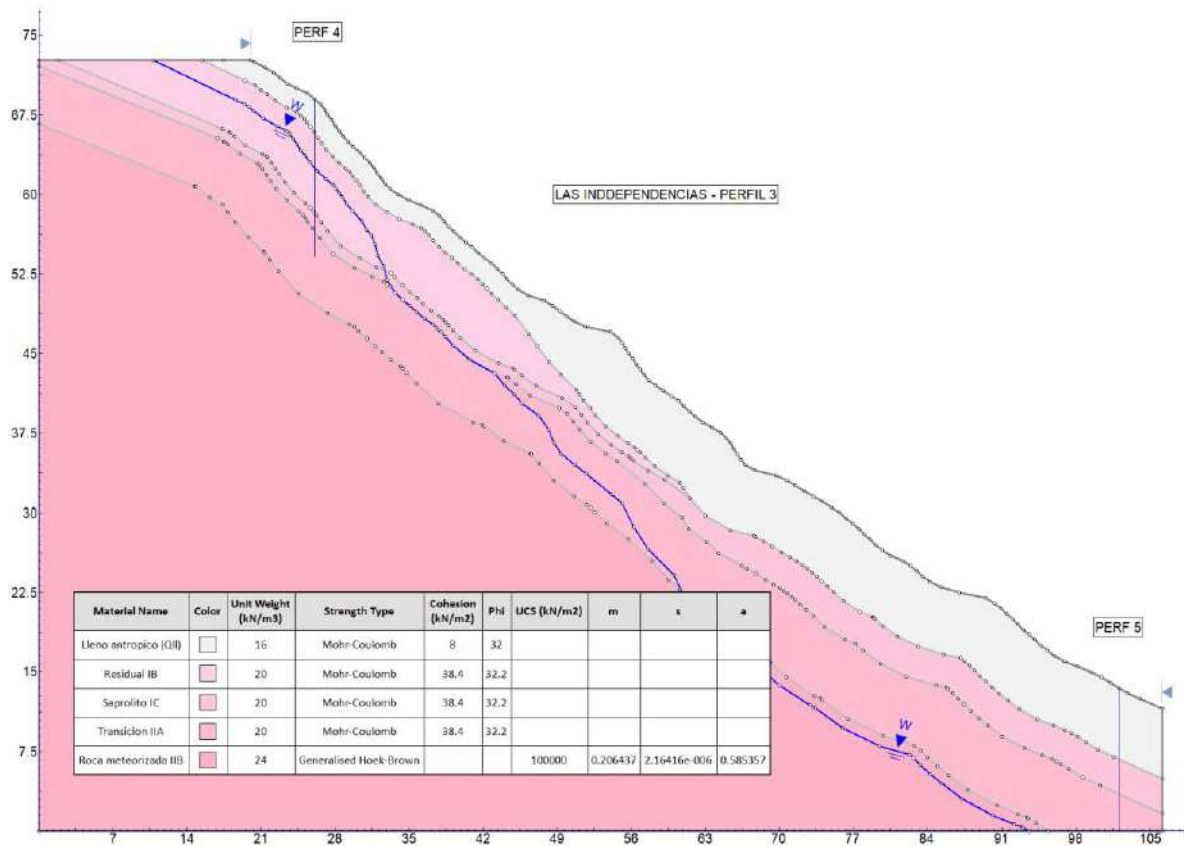




**Figura 67.** Modelo geológico-geotécnico perfil 2 Las Independencias.

**Perfil 3.** Con una longitud de 105 metros y una dirección NE, construido con las perforaciones 4 y 5. Este perfil está ubicado la carrera 112 B con la calle 34 CC.

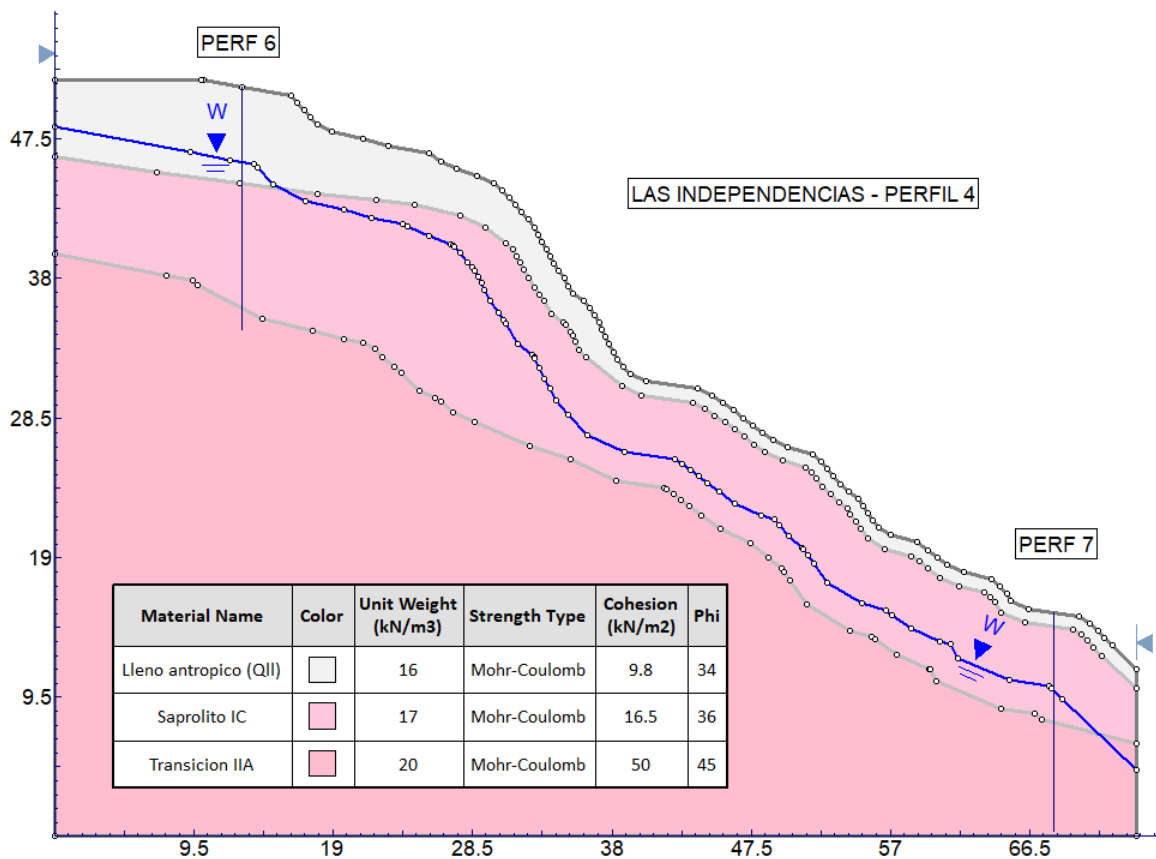
Perfil geológico conformado desde superficie por un lleno con espesores variables entre 2 y 6 metros, debajo del lleno suelo residual 1B en la parte superior del perfil con un espesor de 5 metros y saprolito 1C en la parte inferior del perfil con un espesor de 2.5 metros. Subyaciendo el saprolito 1C transición suelo roca formada por fragmentos y bloques de roca en matriz arenosa con un espesor entre 2 y 7 metros, debajo de la transición suelo roca se encuentra el perfil IIB (Figura 68).



**Figura 68.** Modelo geológico geotécnico perfil 3 Las Independencias.

**Perfil 4.** Con una longitud de 75 metros y una dirección NW, construido con las perforaciones 6 y 7. Este perfil está ubicado la carrera 112 F con la calle 34 D.

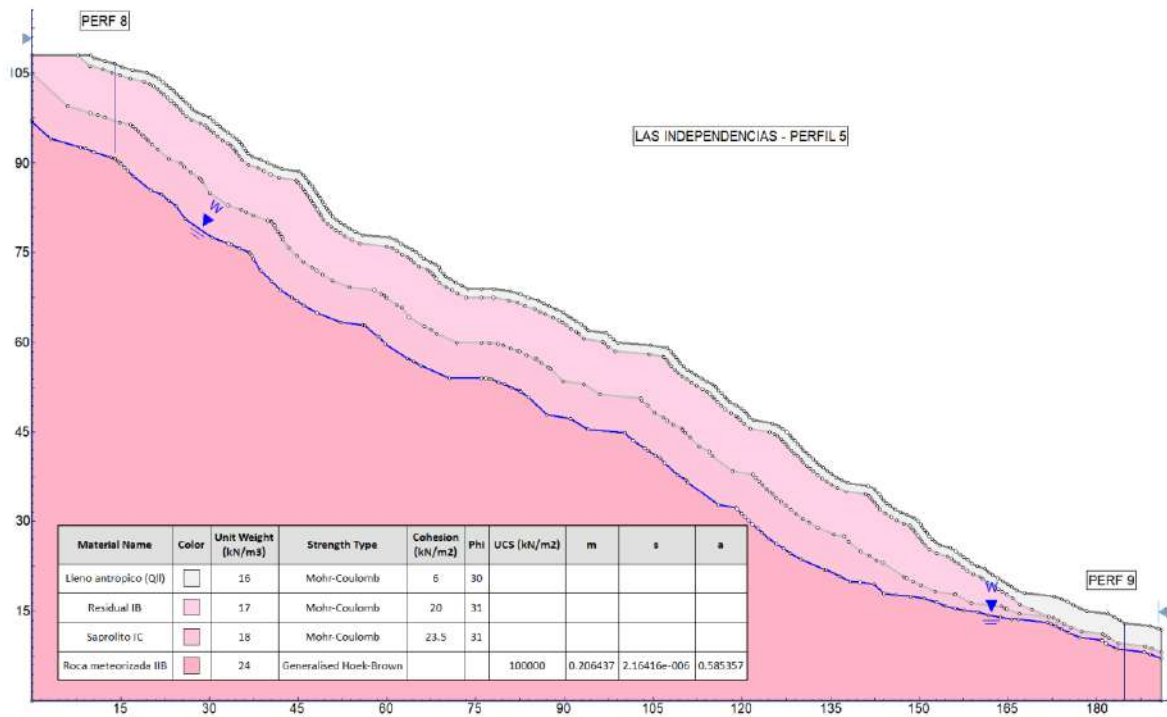
Perfil geológico conformado desde superficie por un lleno con espesores variables entre 1 y 1.5 metros, subyaciendo el lleno saprolito 1C con un espesor promedio de 6 metros. Debajo del saprolito 1C se encontró el perfil II A correspondiente a roca ígnea plutónica meteorizada (Figura 69).



**Figura 69.** Modelo geológico geotécnico perfil 4 Las Independencias.

**Perfil 5.** Con una longitud de 200 metros y una dirección NW, construido con las perforaciones 8 y 9. Este perfil está ubicado la carrera 112 F con la calle 34 a 36.

Perfil geológico conformado desde superficie por un lleno con espesores variables entre 1.5 y 3.5 metros, subyaciendo el lleno suelo residual IB con espesor promedio de 7 metros. Subyaciendo el suelo residual IB saprolito 1C con un espesor promedio entre 1 y 6 metros. Debajo del saprolito 1C se encontró el perfil II B correspondiente a roca ígnea plutónica meteorizada (Figura 70).

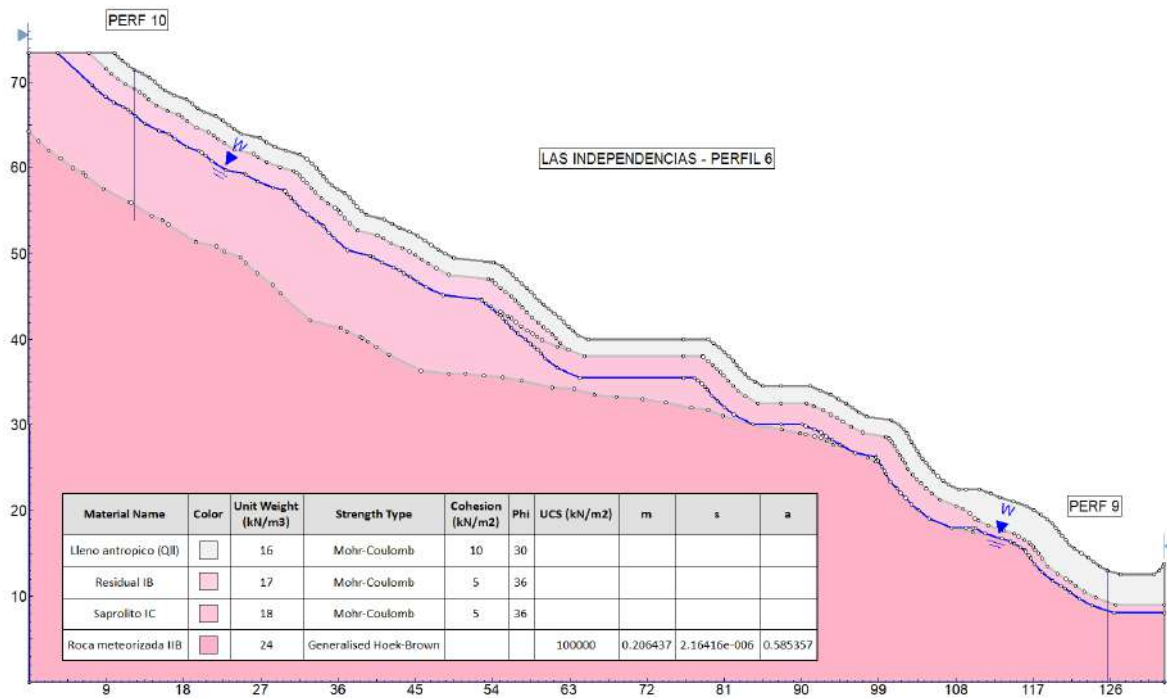


**Figura 70.** Modelo geológico geotécnico perfil 5 Las Independencias.

**Perfil 6.** Con una longitud de 136 metros y una dirección NE, construido con las perforaciones 9 y 10. Este perfil está ubicado la carrera 113C con la 36 C.

Perfil geológico conformado desde superficie por un lleno con espesores variables entre 2 y 3.5 metros, subyaciendo el lleno en la parte superior del perfil suelo residual IB con espesor promedio de 3 metros. Subyaciendo el suelo residual IB saprolito 1C con un espesor promedio entre 1 y 8 metros. Debajo del saprolito 1C se encontró el perfil II B correspondiente a roca ígnea plutónica meteorizada (Figura 71).





**Figura 71.** Modelo geológico geotécnico perfil 6 Las Independencias.

### 7.3.3 Análisis de estabilidad condición actual

Para evaluar la estabilidad de la zona de estudio se consideraron 2 diferentes escenarios o condiciones: Una situación actual y una situación futura con las obras propuestas. Estas situaciones fueron consideradas tanto en condiciones estáticas como seudoestáticas. 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, Spencer, 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.

Como se mencionó anteriormente, para el polígono Las Independencia se levantaron seis (6) perfiles topográficos típicos que representaban las condiciones

morfométricas del sector, en los cuales se representó 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) en la Tabla 32.

**Tabla 32.** 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

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 ( $a_{max}$ ) y ésta a su vez se calcula en función de la aceleración pico efectiva ( $A_a$ ), del factor de amplificación  $F_a$  y del coeficiente de importancia ( $I$ ) como:

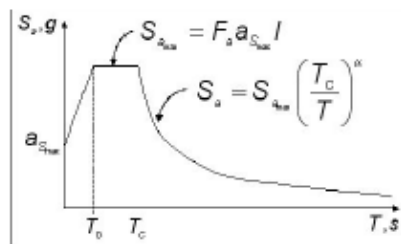
$$a_{max} = a_a * F_a * I$$

Para el caso de la zona 3 donde se ubica el Polígono Las independencias, el estudio de microzonificación sísmica del área urbana de Medellín estableció un valor de  $a_{max}$  0.07 para sismos de servicio y  $F_a$  3.57 (Tabla 33). Considerando el tipo de edificaciones (grupo III), el coeficiente de importancia es 1.0. Si se reemplazan estos valores en la ecuación anterior se tiene que:  $a_{max} = 0.25g$

**Tabla 33.** Coeficientes espectrales para los sismos de control de daños y de diseño  
(Tomado Microzonificación sísmica Medellín, 2006)

## COEFICIENTES ESPECTRALES PARA LOS SISMOS DE CONTROL DE DAÑOS Y DE DISEÑO

Zona Homogénea	Sismo de control de daños						Sismo de diseño					
	$a_{smax}$	$F_a$	$S_{amax}/I$	$T_0$	$T_c$	$\square$	$a_{smax}$	$F_a$	$S_{amax}/I$	$T_0$	$T_c$	$\square$
1	0.05	4.50	0.23	0.10	0.50	1.43	0.27	2.60	0.70	0.10	0.60	1.34
2	0.08	2.80	0.22	0.10	0.30	1.17	0.34	2.35	0.80	0.10	0.40	1.17
3	0.07	3.57	0.25	0.10	0.50	1.48	0.30	2.66	0.80	0.20	0.70	1.52
4	0.05	3.60	0.18	0.10	0.60	1.46	0.23	2.17	0.50	0.10	0.65	1.22
5	0.06	3.66	0.22	0.10	0.50	1.42	0.20	3.00	0.60	0.10	0.60	1.26
6	0.05	2.81	0.14	0.10	0.40	1.11	0.20	2.50	0.50	0.10	0.50	1.07
7	0.06	3.66	0.22	0.10	0.50	1.42	0.20	3.00	0.60	0.10	0.60	1.26
8	0.08	2.25	0.18	0.10	0.65	1.52	0.23	2.40	0.55	0.10	0.75	1.37
9	0.06	3.75	0.23	0.10	0.40	1.31	0.26	2.70	0.70	0.10	0.55	1.28
10	0.09	2.78	0.25	0.10	0.40	1.35	0.38	2.10	0.80	0.10	0.50	1.29
11	0.06	3.75	0.23	0.10	0.50	1.43	0.26	2.88	0.75	0.10	0.65	1.43
12	0.06	4.16	0.25	0.10	0.65	1.67	0.26	3.07	0.80	0.15	0.70	1.52
13	0.06	4.16	0.25	0.10	0.40	1.35	0.26	3.07	0.80	0.10	0.50	1.29
14	0.05	2.81	0.14	0.10	0.50	1.23	0.20	3.00	0.60	0.10	0.55	1.21



$I$ : Coeficiente de importancia  
(numeral A.2.5 de la ley 400 de 1997)

El coeficiente sísmico de diseño para análisis seudoestático de taludes KST tiene valor inferior o igual al de  $a_{max}$  y se admiten los siguientes valores mínimos de  $KST/a_{max}$ , dependiendo del tipo de material térreo (reforzado o no) y del tipo de análisis (Tabla 34).

**Tabla 34.** Valores de  $Kst/a_{max}$  (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 suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados se tiene una relación  $KST/amax = 0.80$ , entonces El coeficiente sísmico de diseño para análisis pseudoestático sería  $(KST) = 0.20$ .

Para definir amenaza por estabilidad, el valor límite para el factor de seguridad en el caso estático se toma de acuerdo a lo planteado en el Decreto 1626 de 2015, en el cual se define que para valores inferiores a 1.2 (o  $PF > 0.05/año$ ) 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 estático se determina la condición de amenaza de acuerdo al factor de seguridad obtenido, para los casos pseudoestático 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 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.

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).

Teniendo en cuenta lo expresado anteriormente, y considerando que el periodo de retorno del sismo incorporado en los análisis es de 475 años ( $PF=0.0021/año$ ) se calculan las probabilidades de falla para este escenario y se presentan en cada perfil de manera detallada, lo cual se presenta de manera similar para el escenario saturado donde el periodo de retorno es de 25.1 años ( $PF=0.04/año$ ).



## Perfil 1

El primer escenario evaluado correspondió a la situación actual que considera la situación de estabilidad en las condiciones encontradas durante el estudio. El factor de seguridad determinístico obtenido en esta situación bajo la consideración estática fue de 1.23 y el factor de seguridad medio es de 1.23 con una probabilidad de falla del 0.0% (Figura 72). De manera similar para la situación actual, pero bajo la influencia del sismo el factor de seguridad determinístico se reduce a 0.86 y el factor de seguridad medio es de 0.87 con una probabilidad de falla de 100%. Finalmente, para el perfil No 1 se realizó el análisis de estabilidad para una condición hipotética en donde se simuló la saturación de los materiales que componen el perfil sin considerar la influencia del sismo. Bajo esta situación se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 1.06 y un factor de seguridad medio de 1.07, con una probabilidad de falla de 0%.

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 ubican entre 1.2 y 1.5. La profundidad de falla se estima en 8.48 m aproximadamente y se espera un movimiento de velocidad alta. En condición pseudoestática la amenaza es media ya que  $PF=0.0021$ . Para la condición saturada la amenaza es baja ya que  $PF=0$ . En la

Figura 73 y Figura 74 se muestran los análisis de estabilidad realizados.

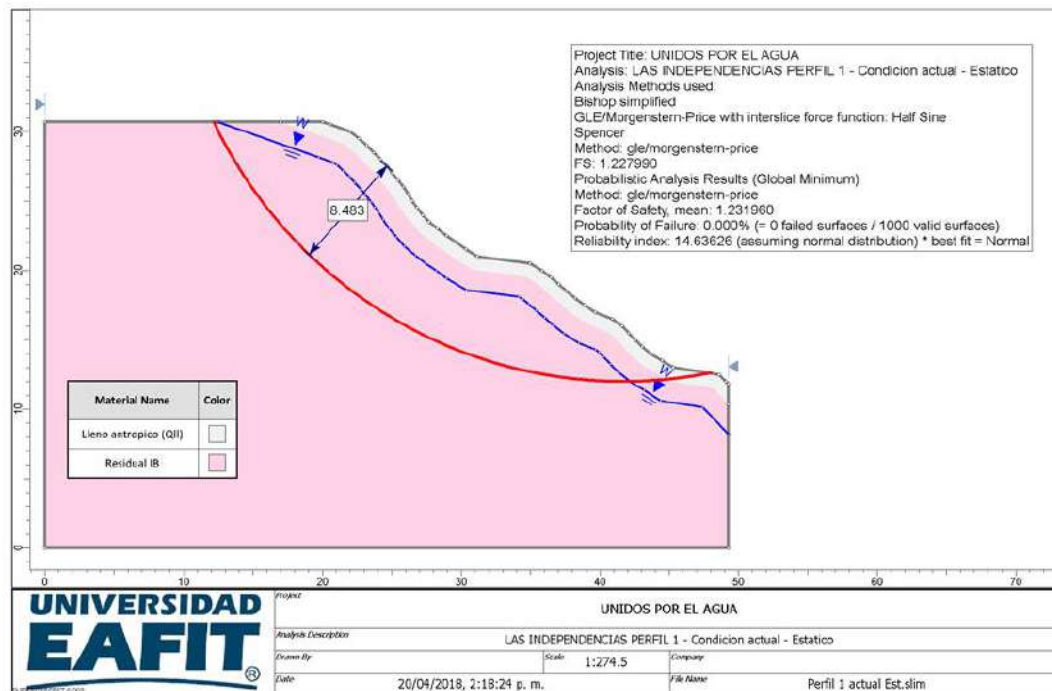


Figura 72. Análisis de estabilidad perfil 1 condición actual estático.

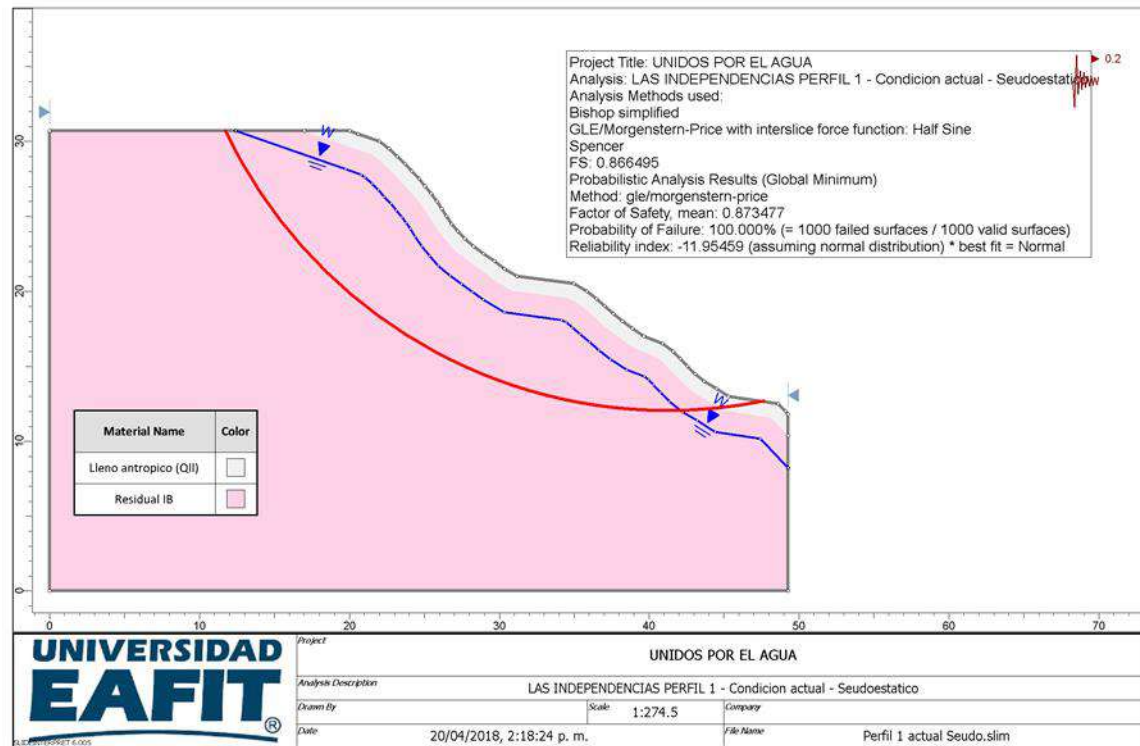
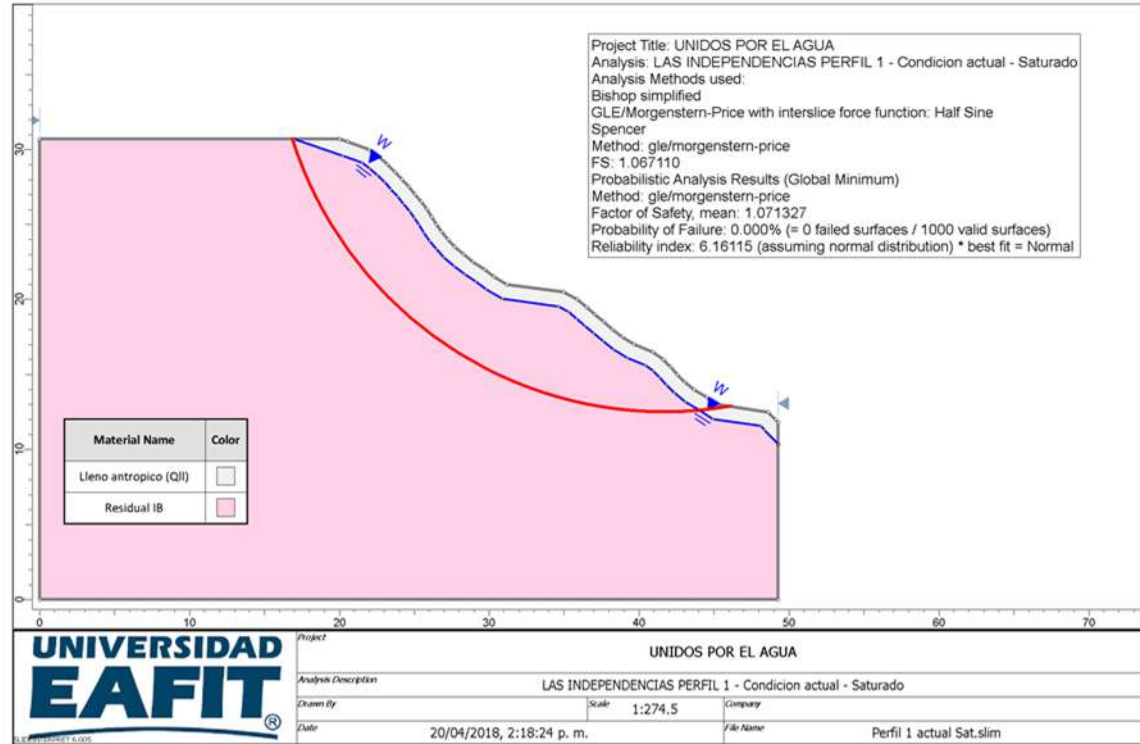


Figura 73. Análisis estabilidad perfil 1 condición actual seudoestática.



**Figura 74.** Análisis estabilidad perfil 1 condición actual saturada.

### Perfil 2.

La amenaza por movimientos en masa en condición estática es media.  $FS=1.21$  con una profundidad del círculo de falla de 3.28 metros. La amenaza en condición seudoestática es media  $PF=0.002$ . En condición saturada la amenaza es media ya que  $PF= 0.03$ .

El primer escenario evaluado correspondió a la situación actual que considera la situación de estabilidad en las condiciones encontradas durante el estudio. El factor de seguridad determinístico obtenido en esta situación bajo la consideración estática fue de 1.21 y el factor de seguridad medio es de 1.22 con una probabilidad de falla del 0.0%. De manera similar para la situación actual, pero bajo la influencia del sismo el factor de seguridad determinístico se reduce a 0.88 y el factor de seguridad medio es de 0.89 con una probabilidad de falla de 97%. Finalmente, para el perfil 2 se realizó el análisis de estabilidad para una condición hipotética en donde se simuló la saturación de los materiales que componen el perfil sin considerar la



influencia del sismo. Bajo esta situación se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 0.95 y un factor de seguridad medio de 0.96, con una probabilidad de falla de 73.9%.

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 ubican entre 1.2 y 1.5. La profundidad de falla se estima en 3.28m aproximadamente y se espera un movimiento de velocidad alta. En condición pseudoestática la amenaza es media ya que  $PF=0.0021$ . Para la condición saturada la amenaza es media  $PF=0.03$ . En la Figura 75, Figura 76 y Figura 77 se muestran los análisis de estabilidad realizados:

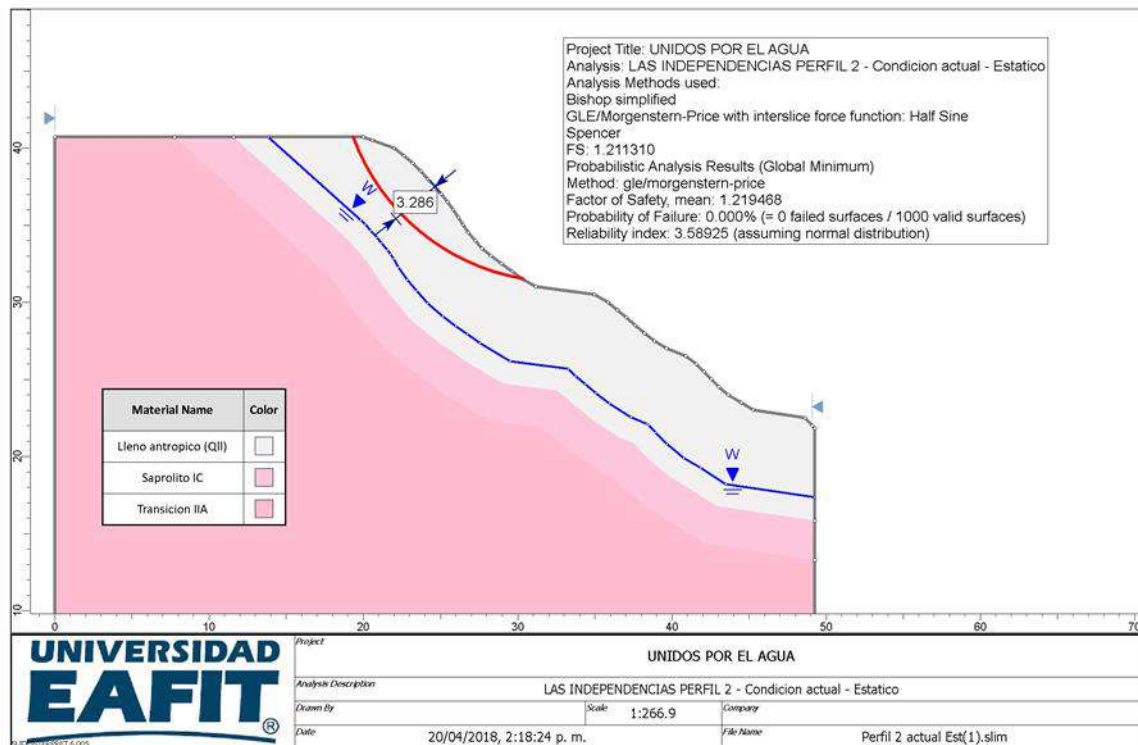


Figura 75. Análisis de estabilidad perfil 2 actual estático.

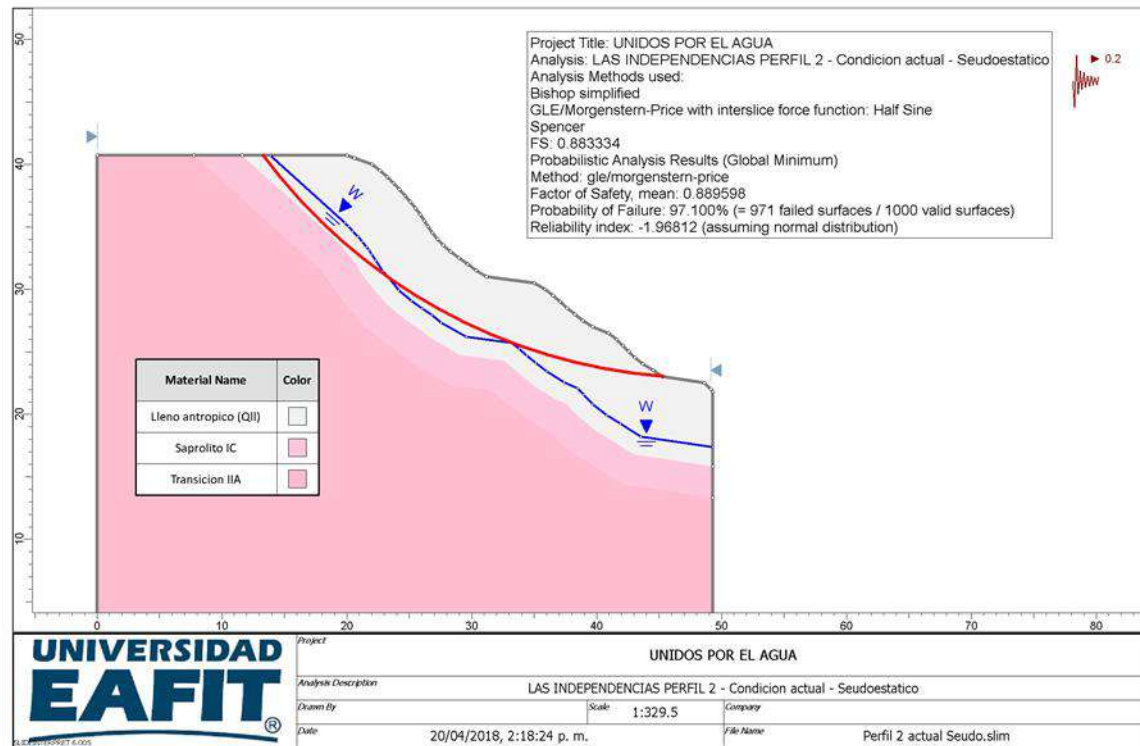
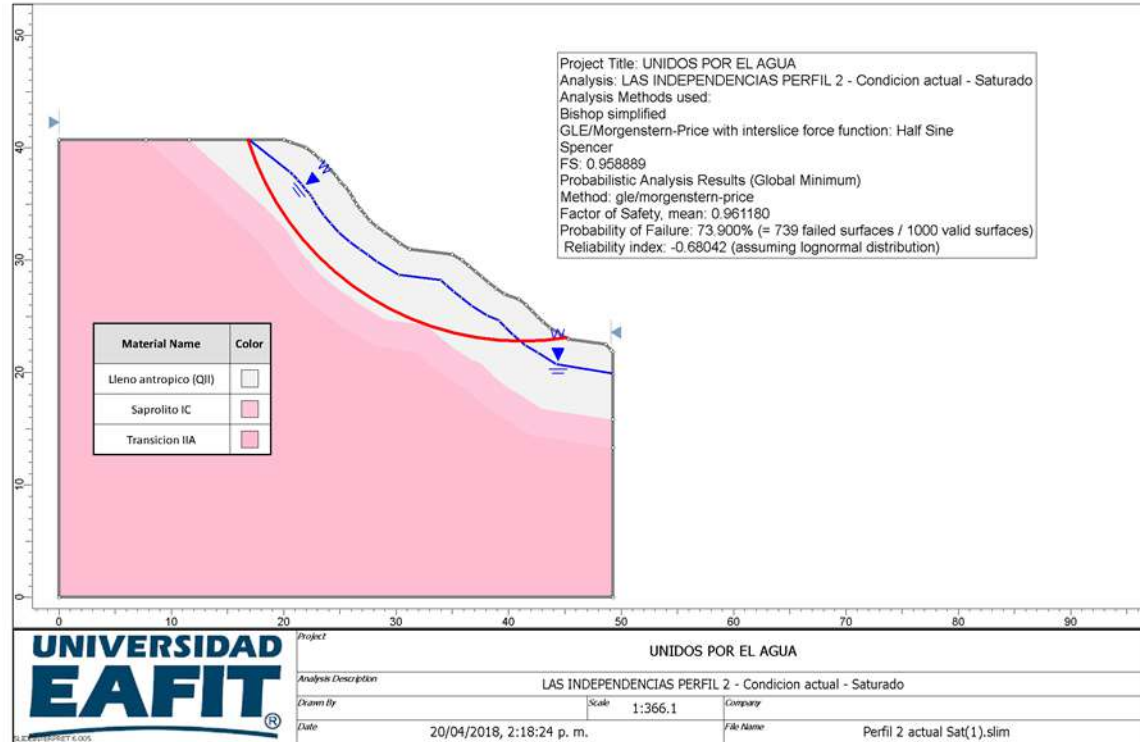


Figura 76. Análisis de estabilidad perfil 2 actual seudoestático.



**Figura 77.** Análisis estabilidad perfil 2 condición saturada.

### Perfil 3.

El primer escenario evaluado correspondió a la situación actual que considera la situación de estabilidad en las condiciones encontradas durante el estudio. El factor de seguridad determinístico obtenido en esta situación bajo la consideración estática fue de 1.19 y el factor de seguridad medio es de 1.19 con una probabilidad de falla del 0.0%. De manera similar para la situación actual, pero bajo la influencia del sismo el factor de seguridad determinístico se reduce a 0.84 y el factor de seguridad medio es de 0.84 con una probabilidad de falla de 100%. Finalmente, se realizó el análisis de estabilidad para una condición hipotética en donde se simuló la saturación de los materiales que componen el perfil sin considerar la influencia del sismo. Bajo esta situación se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 0.92 y un factor de seguridad medio de 0.93, con una probabilidad de falla de 100%.

Los resultados anteriores permiten clasificar la amenaza por movimientos en masa como alta para la condición estática, según decreto 1626 de 2015, pues los factores de seguridad son menores a 1.2. La profundidad de falla se estima en 5.72m aproximadamente y se espera un movimiento de velocidad alta. En condición

seudoestática la amenaza es media ya que  $PF=0.0021$ . Para la condición saturada la amenaza es media  $PF=0.04$ . En la

Figura 78,

Figura 79 y Figura 80 se muestran los análisis de estabilidad realizados:

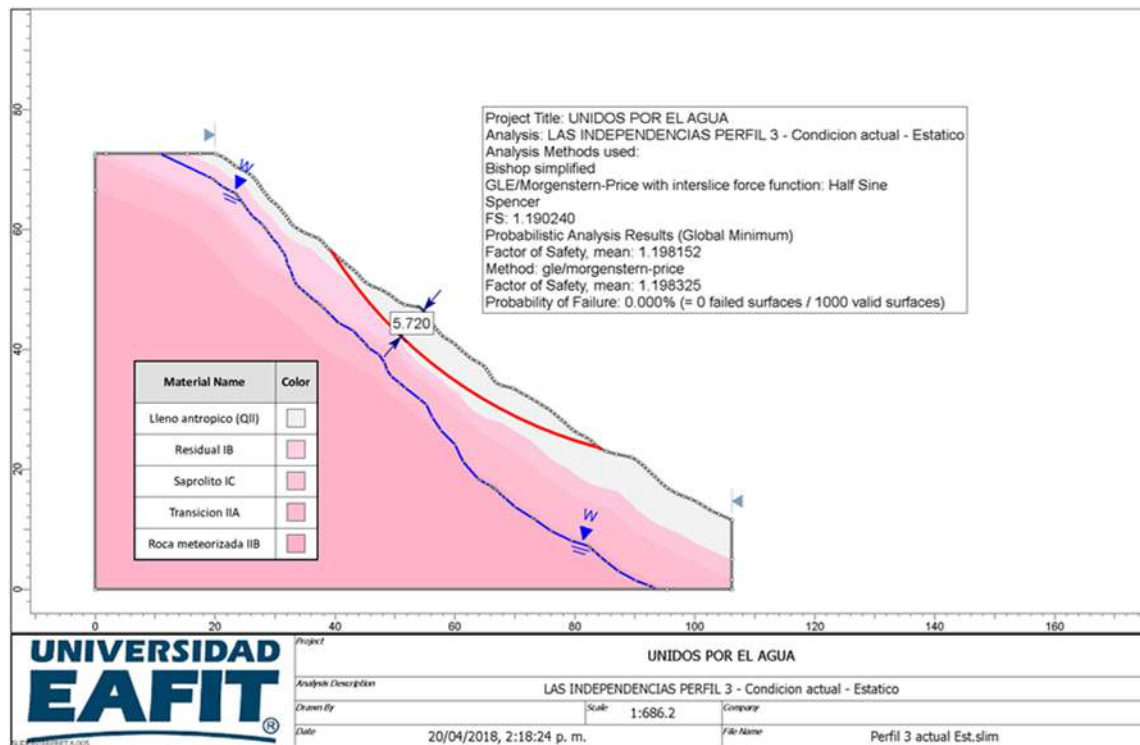


Figura 78. Análisis de estabilidad perfil 3 actual estático.



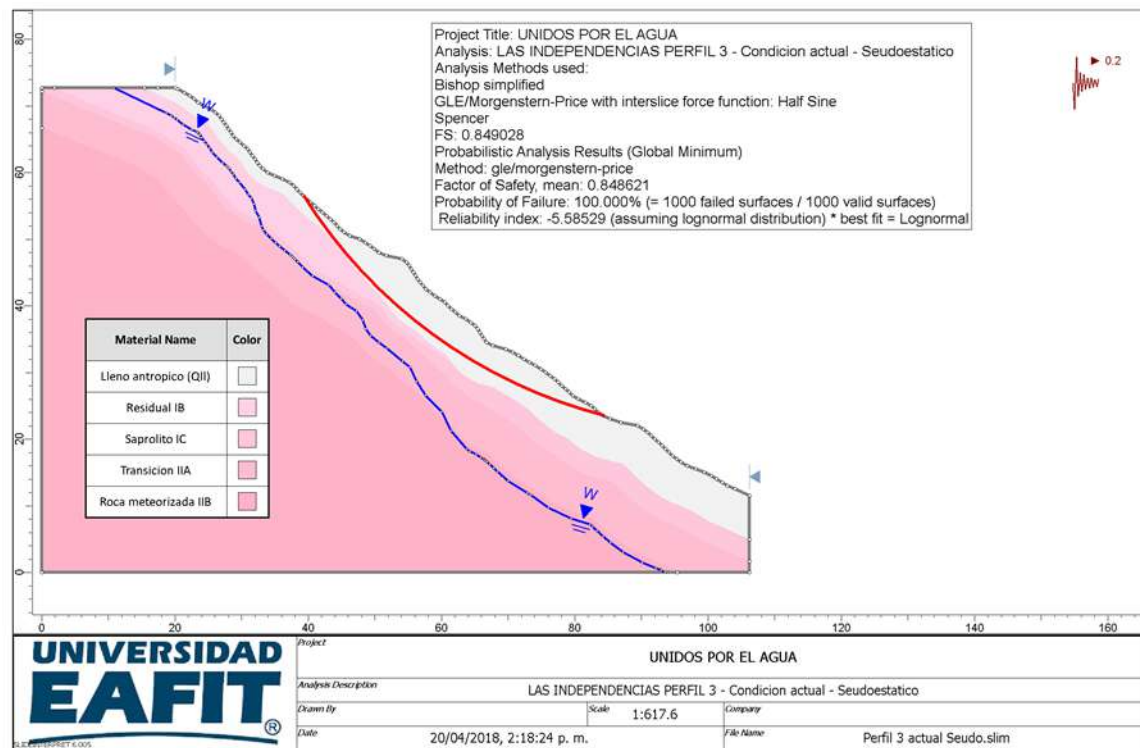
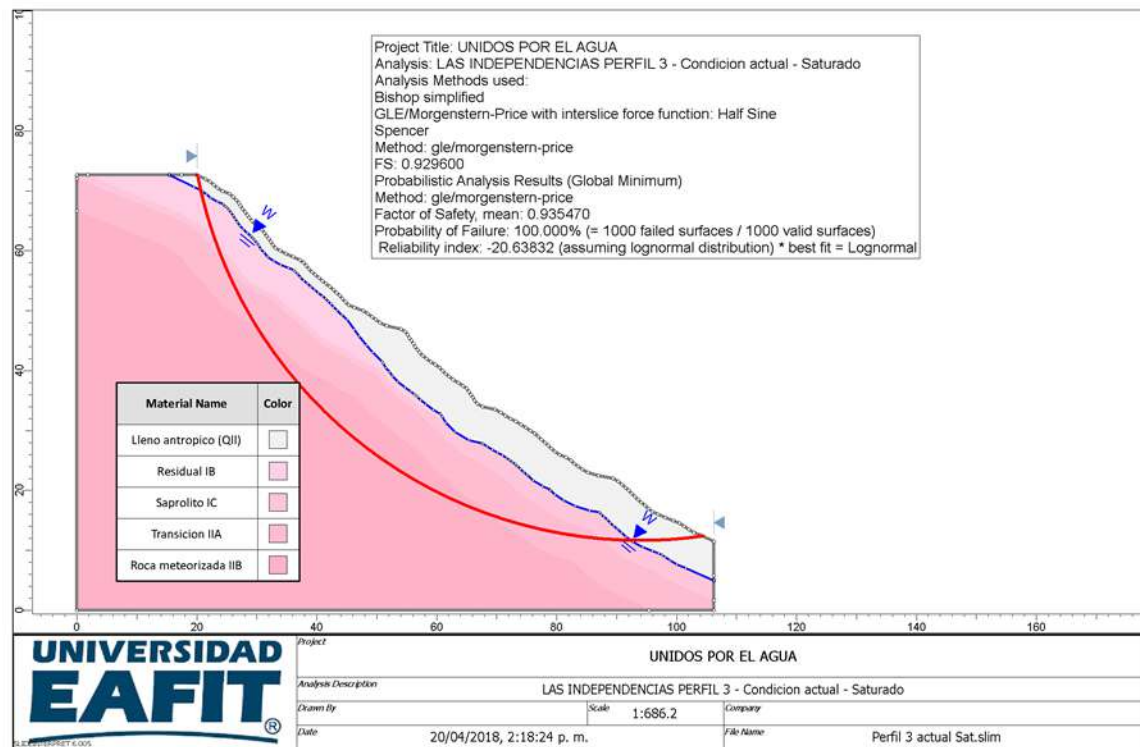


Figura 79. Análisis de estabilidad perfil 3 actual seudoestático.



**Figura 80.** Análisis de estabilidad perfil 3 actual saturado.

## Perfil 4.

El primer escenario evaluado correspondió a la situación actual que considera la situación de estabilidad en las condiciones encontradas durante el estudio. El factor de seguridad determinístico obtenido en esta situación bajo la consideración estática fue de 1.12 y el factor de seguridad medio es de 1.12 con una probabilidad de falla del 0.0%. De manera similar para la situación actual, pero bajo la influencia del sismo el factor de seguridad determinístico se reduce a 0.87 y el factor de seguridad medio es de 0.9 con una probabilidad de falla de 93.8%. Finalmente, se realizó el análisis de estabilidad para una condición hipotética en donde se simuló la saturación de los materiales que componen el perfil sin considerar la influencia del sismo. Bajo esta situación se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 0.87 y un factor de seguridad medio de 0.91, con una probabilidad de falla de 87.7%.

Los resultados anteriores permiten clasificar la amenaza por movimientos en masa como alta para la condición estática, según decreto 1626 de 2015, pues los factores

de seguridad son menores a 1.2. La profundidad de falla se estima en 1.92m aproximadamente y se espera un movimiento de velocidad alta. En condición pseudoestática la amenaza es media ya que  $PF=0.0021$ . Para la condición saturada la amenaza es media  $PF=0.036$ . En la Figura 81, Figura 82 y Figura 83 se muestran los análisis de estabilidad realizados:

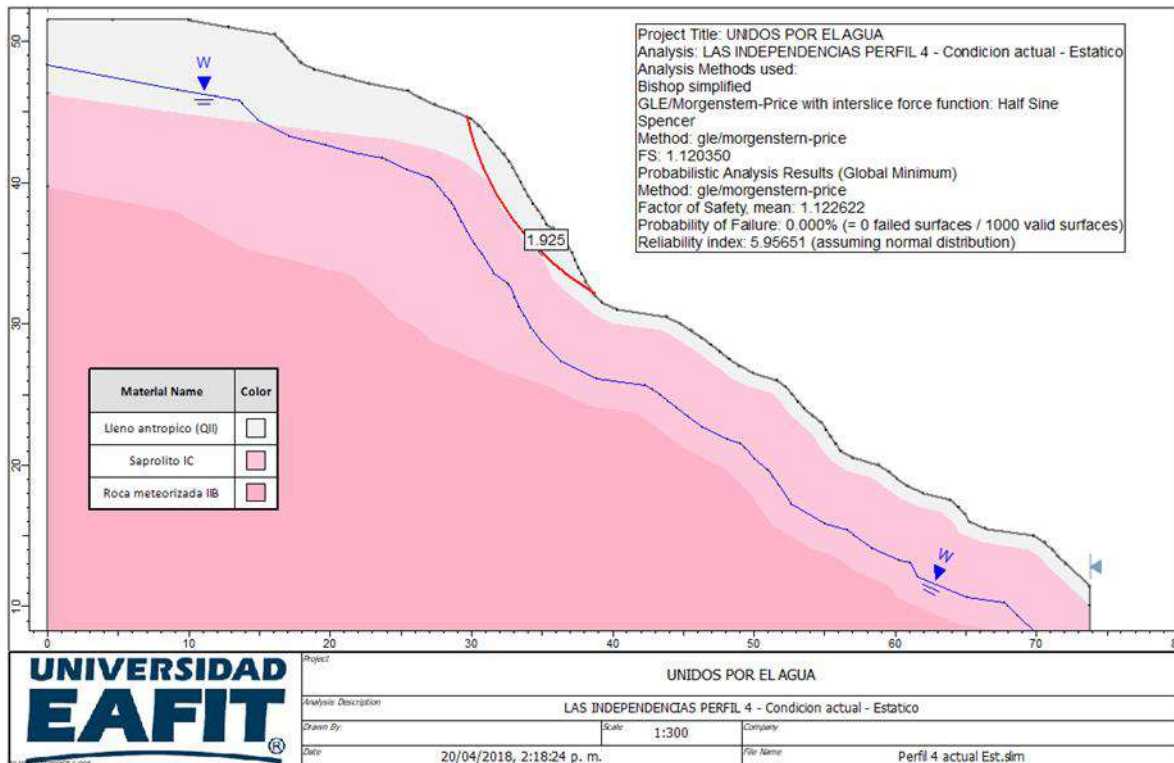


Figura 81 Análisis de estabilidad perfil 4 actual estático.

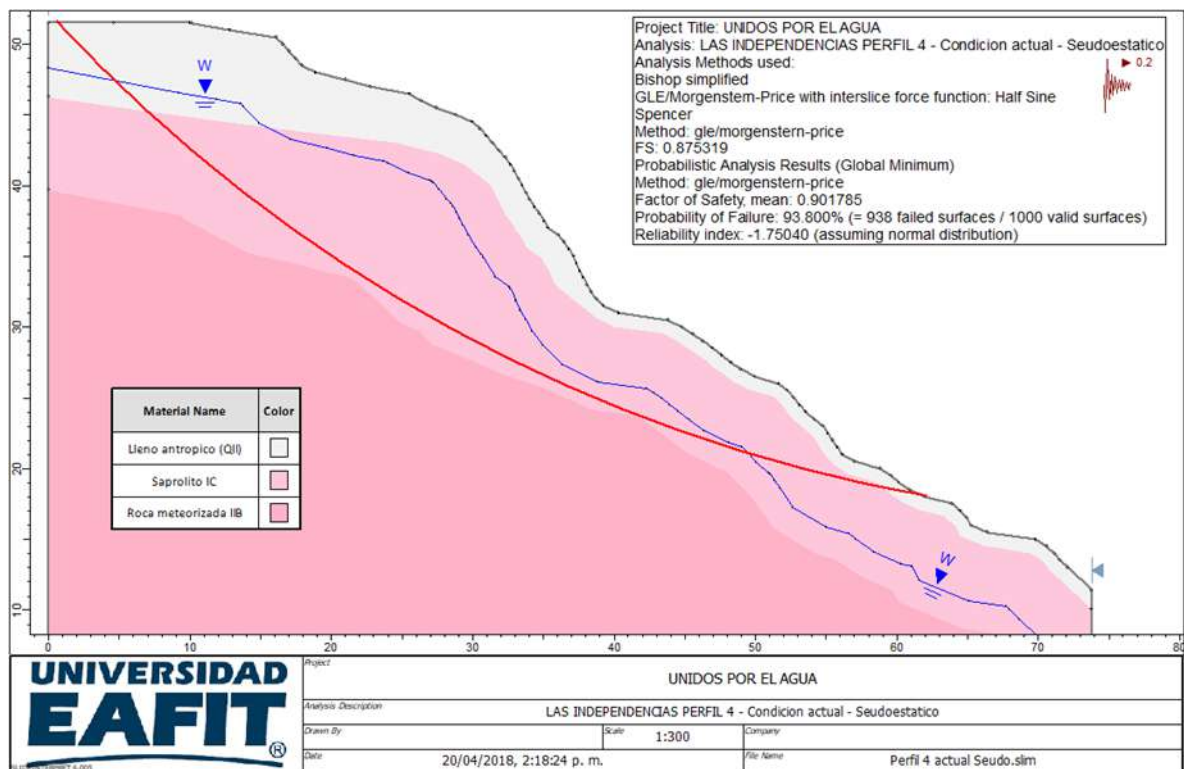


Figura 82 Análisis de estabilidad perfil 4 actual seudoestático.



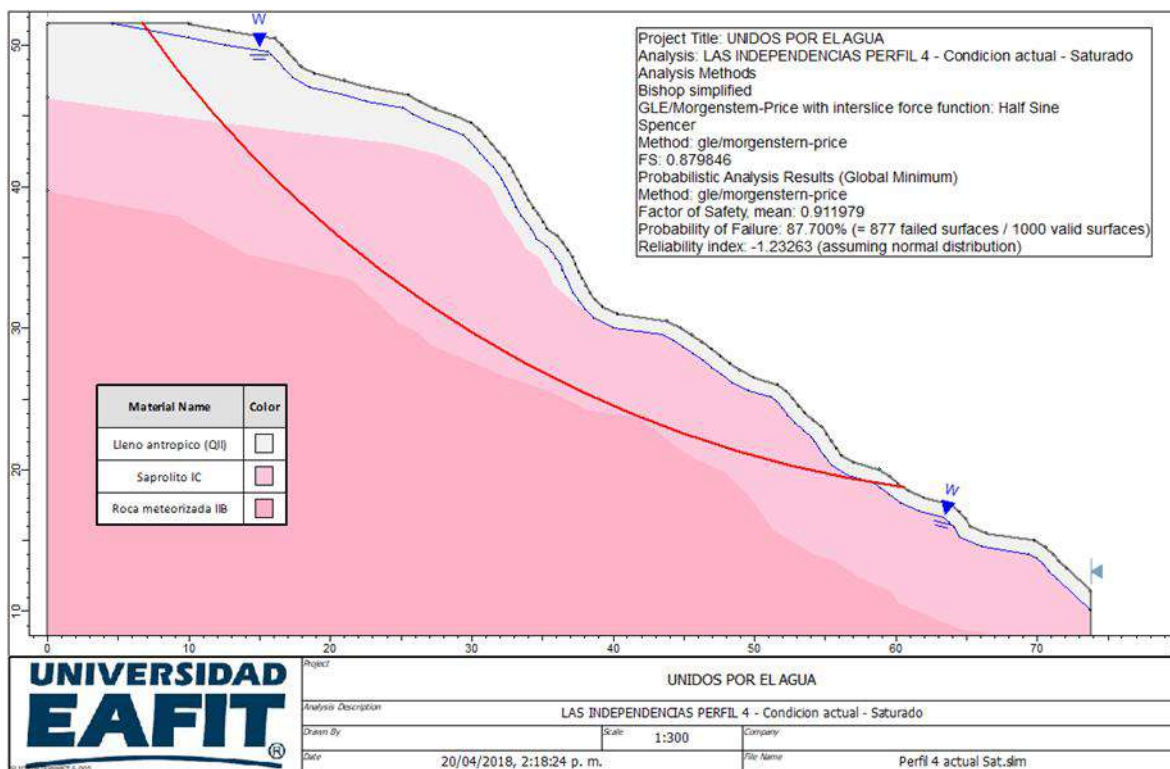


Figura 83 Análisis de estabilidad perfil 4 actual saturado.

## Perfil 5.

El primer escenario evaluado correspondió a la situación actual que considera la situación de estabilidad en las condiciones encontradas durante el estudio. *El factor de seguridad determinístico obtenido en esta situación bajo la consideración estática fue de 1.35 y el factor de seguridad medio es de 1.35 con una probabilidad de falla del 0.0%.* De manera similar para la situación actual, pero bajo la influencia del sismo el factor de seguridad determinístico se reduce a 0.95 y el factor de seguridad medio es de 0.95 con una probabilidad de falla de 97%. Finalmente, se realizó el análisis de estabilidad para una condición hipotética en donde se simuló la saturación de los materiales que componen el perfil sin considerar la influencia del sismo. Bajo esta situación se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 0.70 y un factor de seguridad medio de 0.69, con una probabilidad de falla de 100%.

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 La profundidad de falla se estima en 10 metros aproximadamente y se espera un movimiento de velocidad alta. En condición pseudoestática la amenaza es media ya que  $PF=0.002$ . Para la

condición saturada la amenaza es media  $PF=0.04$ . En la Figura 84, Figura 85 y Figura 86 se muestran los análisis de estabilidad realizados:

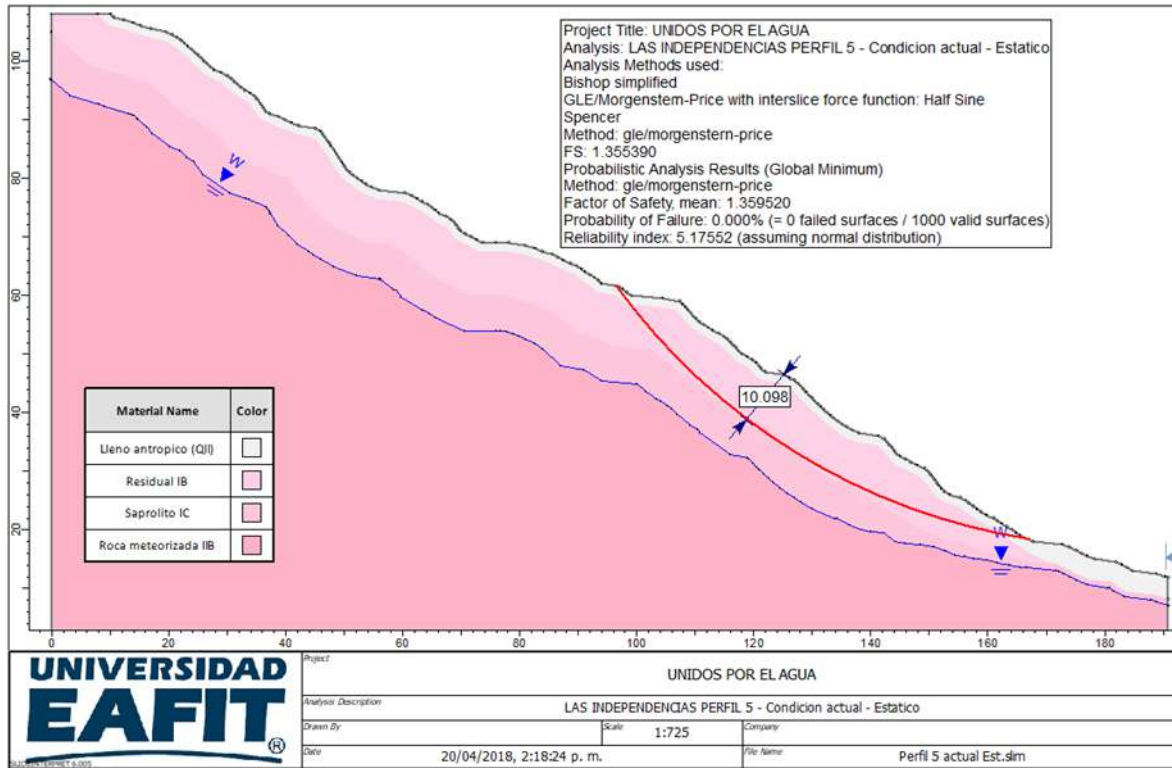


Figura 84 Análisis de estabilidad perfil 5 actual estático.

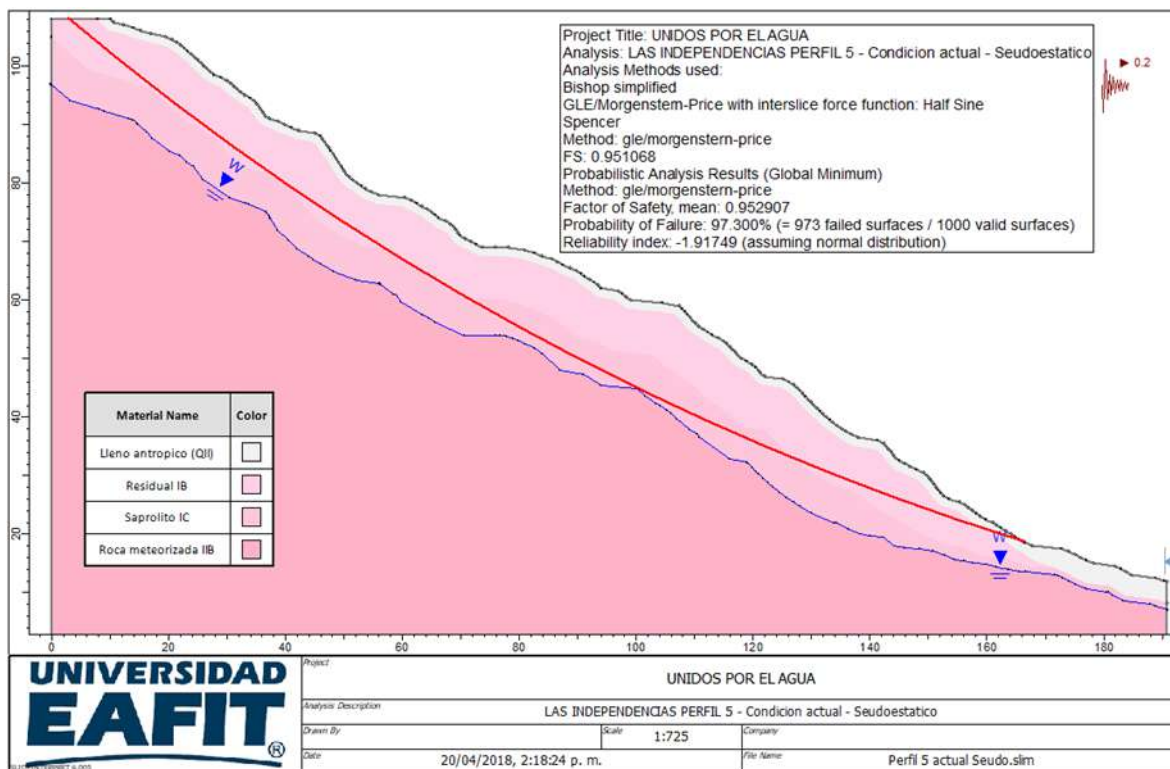
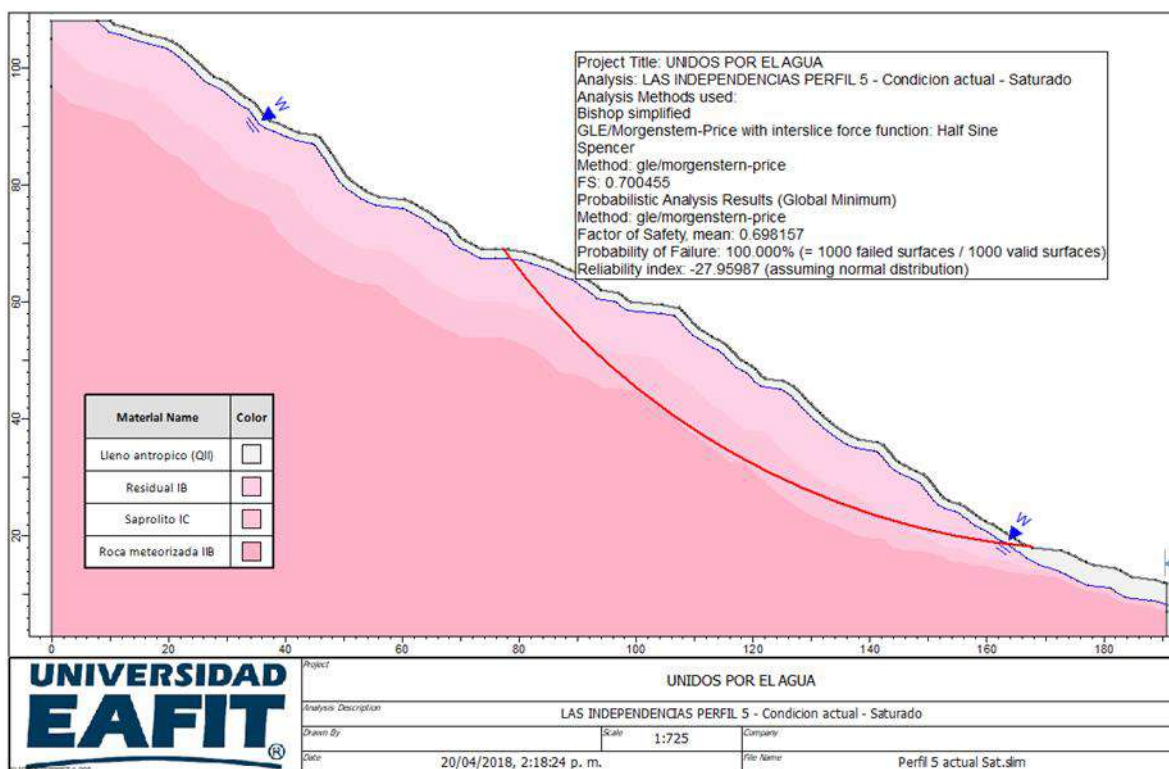


Figura 85 Análisis de estabilidad perfil 5 actual pseudoestático.



**Figura 86** Análisis de estabilidad perfil 5 actual saturado.

## Perfil 6.

Para la condición actual estática la amenaza es media ya que  $FS=1.22$  con una profundidad del círculo de falla de 12.2 metros. Para la condición pseudoestática la amenaza es media ya que  $PF= 0.0021$ , para la condición saturada la amenaza es media  $PF=0.031$ .

El primer escenario evaluado correspondió a la situación actual que considera la situación de estabilidad en las condiciones encontradas durante el estudio. El factor de seguridad determinístico obtenido en esta situación bajo la consideración estática fue de 1.21 y el factor de seguridad medio es de 1.22 con una probabilidad de falla del 0.0%. De manera similar para la situación actual, pero bajo la influencia del sismo el factor de seguridad determinístico se reduce a 0.81 y el factor de seguridad medio es de 0.82 con una probabilidad de falla de 100%. Finalmente, se realizó el análisis de estabilidad para una condición hipotética en donde se simuló la saturación de los materiales que componen el perfil sin considerar la influencia del sismo. Bajo esta situación se obtuvo un factor de seguridad determinístico de 0.96 y un factor de seguridad medio de 0.97, con una probabilidad de falla de 87%.



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. La profundidad de falla se estima en 12 metros aproximadamente y se espera un movimiento de velocidad alta. En condición pseudoestática la amenaza es media ya que  $PF=0.002$ . Para la condición saturada la amenaza es media  $PF=0.031$ . En la Figura 87, Figura 88 y Figura 89 se muestran los análisis de estabilidad realizados:

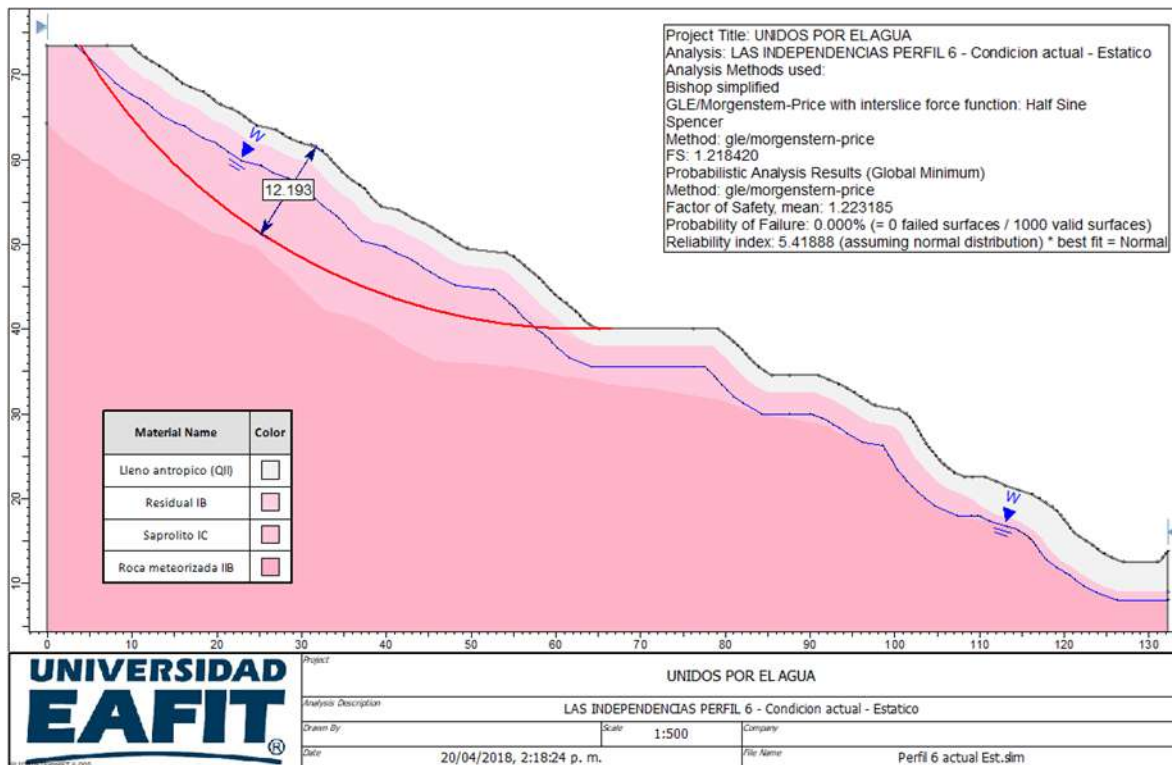


Figura 87 Análisis de estabilidad perfil 6 actual estático.

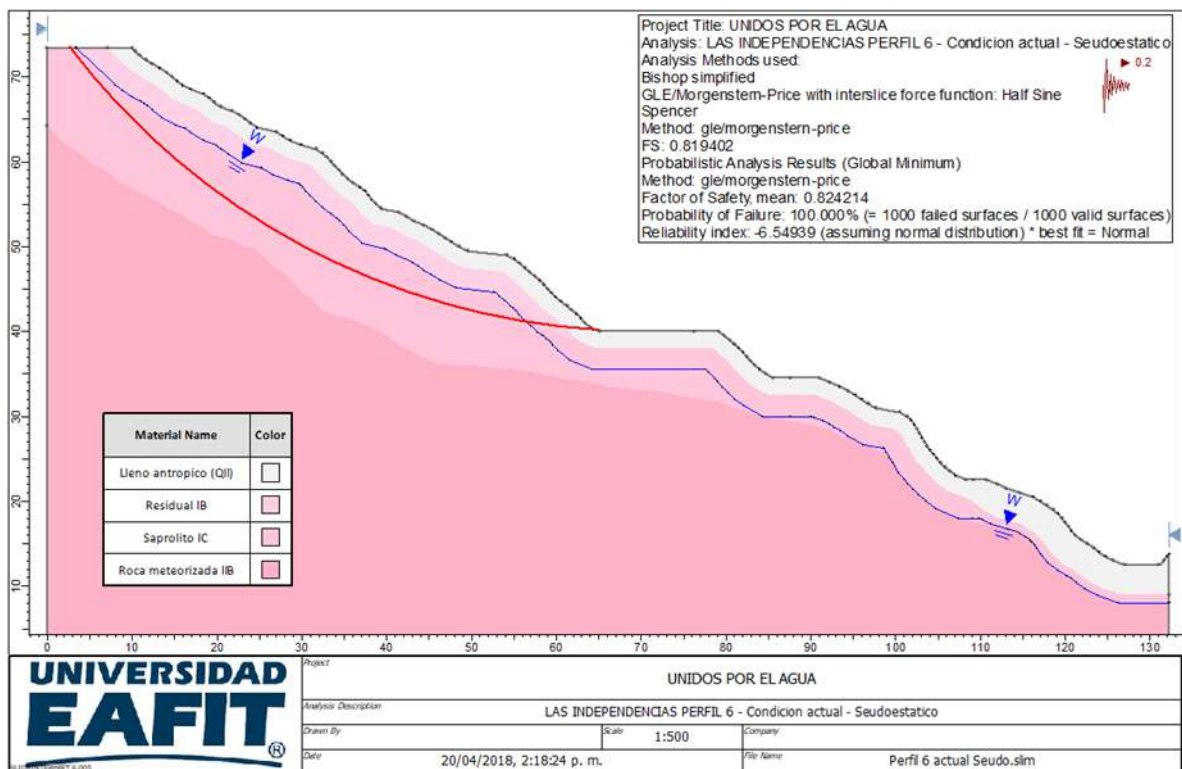


Figura 88 Análisis de estabilidad perfil 6 actual seudoestático.

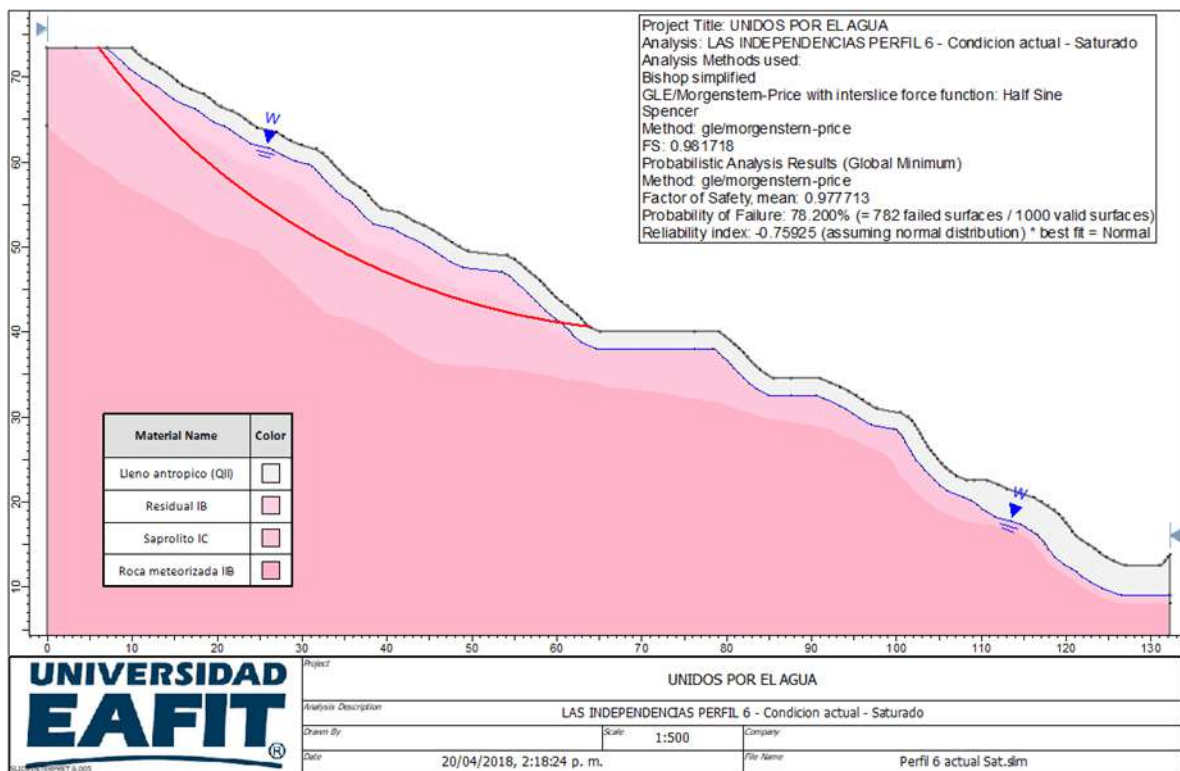


Figura 89 Análisis de estabilidad perfil 6 actual seudoestático.

## 8. ASPECTOS HIDROGEOLÓGICOS

### 8.1 MODELO HIDROGEOLÓGICO REGIONAL

Considerando las características geológicas de una región, el primer elemento a analizar, en la búsqueda de potenciales unidades almacenadoras de agua subterránea, son las condiciones texturales y estructurales de las unidades litológicas de la zona de estudio. Se plantean aquí unas premisas en términos de la expectativa que, a nivel descriptivo, generarían las condiciones de porosidad y permeabilidad primaria (textura) o secundaria (estructuras y meteorización) (AMVA, 2013)

De lo expuesto en el capítulo correspondiente a Geología se retoma aquí las condiciones que, además de la composición y origen, determinan características texturales de los materiales de la corteza terrestre, dentro del dominio espacial del Valle de Aburrá; aquí radica el sentido de incluir dentro de la descripción geológica un minucioso nivel de detalle en términos de mineralogía, afectación estructural y meteorización de saprolitos. De acuerdo con esto, en la Tabla 35 se sintetiza una interpretación que da lugar a una primera aproximación acerca de las potenciales bondades hidrogeológicas en la zona de estudio; dentro de las rocas ígneas se considera que las características adquiridas a través de procesos de fracturamiento y meteorización en el Stocks de Altavista, esta unidad debe ser objeto de un análisis más detallado para evaluar la probabilidad de constituir posibles acuíferos o zonas de recarga. Dentro de las rocas metamórficas se encontraron condiciones de posible interés desde el punto de vista de la recarga a las Metabasitas del Picacho y respecto a los depósitos del Cuaternario, todos son considerados en principio como posibles reservorios de agua subterránea (modificado de AMVA, 2013).

**Tabla 35.** Unidades hidrogeológicas en la zona de estudio (Modificado de AMVA, 2013)

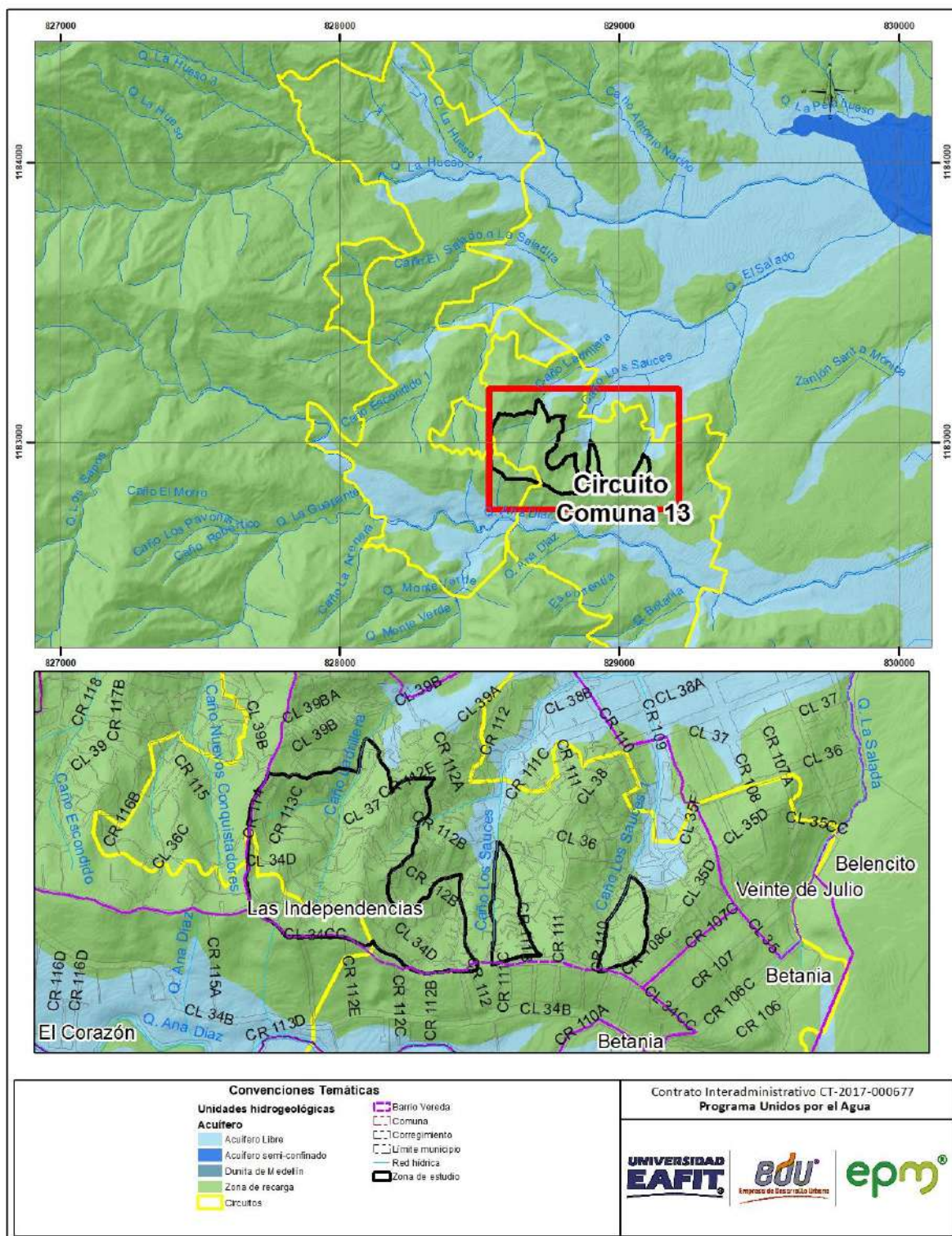
Tipo de roca	Unidad geológica	Asignatura	Características texturales	Características estructurales	Diagnostico hidrogeológico
<b>Ígneas</b>	Stock de Altavista	(KdA)	Roca compacta, Saprolito varia de limo arcilloso a limo arenoso	Se encuentra diaclasado	Probable potencial hidrogeológico
<b>Metamórficas</b>	Metabasitas del Picacho	(JKmbP)	Saprolito limoso	Se encuentran diaclasadas	Probable potencial hidrogeológico
<b>Depósitos</b>	Depósitos Aluviales	(Qal)	Matriz areno limosa	Sin Reportar	Buen potencial hidrogeológico



Tipo de roca	Unidad geológica	Asignatura	Características texturales	Características estructurales	Diagnostico hidrogeológico
	Depósitos Aluviotorrenciales	(Qat)	Matriz areno gravosa	No reportadas	Buen potencial hidrogeológico
	Depósitos de flujos de escombros y/o lodos	(QFa)	Bloques en matriz que varía de arena fina a arcillosa	Sin Reportar	Buen potencial hidrogeológico
		(QFIII)			
		(QFIV)			
		(NQFII)			
		(NFI)			
		(NFprel)			

Según el Área Metropolitana del Valle de Aburrá, 2013, en el Valle de Aburrá existen tres unidades hidrogeológicas de interés acuífero (Figura 90), y se designan como:

- i) **Acuífero Libre del Valle de Aburrá:** Conformado por los depósitos aluviales del río Aburrá - Medellín y sus afluentes, y los depósitos de vertiente, categorizados como flujos de lodo y escombros con edades del Neógeno o el Cuaternario. Texturalmente estos depósitos están constituidos por gravas, arenas y cantos en matriz areno-arcillosa gradando a arcillosa hacia la base, con presencia de lentes de grava y arcilla. Esta unidad se ubica en el área de estudio, hacia las inmediaciones de la quebrada Ana Díaz, con influencia en el polígono 1213-1.
- ii) **Acuífero semiconfinado del Valle de Aburrá:** Conformado por depósitos de origen aluvial, separados del acuífero libre por una capa sellante de carácter arcilloso. El acuífero semiconfinado estaría localizado regionalmente al noreste del polígono de estudio, sobre la cuenca baja de la quebrada El Salado y La Hueso, está conformado por gravas, arenas y cantos en matriz arcillo-arenosa con pequeños lentes de arena o arcilla; aún no se tiene suficiente información para modelar con certeza la geometría de esta unidad.



**Figura 90.** Unidades hidrogeológicas para el Valle de Aburrá, modificado de AMVA 2013.

Los factores que condicionan la recarga de un sistema acuífero son la distribución espacial de las unidades hidrogeológicas, las características geomorfológicas que posee el paisaje, los rasgos estructurales de las rocas que rodean a los acuíferos, el tipo de cobertura, la hidrografía, las características hidráulicas de los suelos y las condiciones hidrometeorológicas (AMVA, 2013).

De acuerdo con la conceptualización general al respecto, algunos factores antrópicos pueden constituir también fuentes de recarga, estos son: los retornos por riego, las fugas en redes de acueducto y alcantarillado, y la recarga artificial (AMVA, 2013).

Para la determinación de las potenciales áreas de recarga en el valle de Aburrá se tiene como hipótesis la existencia de tres posibles fuentes de recarga: I) una recarga distribuida en las superficies libres donde afloran las unidades acuíferas, II) la interacción hidráulica que existe con los principales cuerpos de agua superficial, como lo son el río Aburrá-Medellín y sus principales afluentes, y III) la recarga proveniente de los aportes de flujos regionales, a partir de las rocas encajantes que presentan permeabilidad secundaria (AMVA, 2013).

La dirección del flujo subterráneo proviene desde las zonas de recarga hacia el río, siguiendo en términos generales el sentido de la pendiente; es evidente el papel del río Aburrá-Medellín como frontera hidráulica que capta el flujo base. Llama la atención el sector ubicado en inmediaciones de La Aguacatala hasta el Cerro Nutibara, el cual coincide con un tramo en el que el río cambia su curso y describe una curva cóncava hacia el oeste, allí las líneas de flujo subterráneo que tienen su origen en la vertiente oriental del valle, trascienden el cauce superficial para luego confluir con las líneas de flujo que provienen del occidente, en un sector alineado subparalelamente al río. Esta situación podría ser un indicio de la existencia de paleocauces o de intervenciones antrópicas (AMVA 2013).

## 8.2 PERMEABILIDAD

Entendiendo la permeabilidad como la capacidad de un suelo para permitir el paso de un fluido (en términos particulares, el agua) sin que dicho tránsito altere la estructura interna del suelo, se valoró de manera general la permeabilidad de los suelos superficiales que conforman el polígono Las Independencias. Para lo anterior, se tuvo en cuenta las clasificaciones granulométricas de los materiales obtenidos en los ensayos de laboratorio y se compararon con valores de la literatura establecidos por diferentes autores, en este caso específico se utilizó como



referencia la información que se muestra en la Tabla 36 extractada de Mecánica de suelos en la ingeniería práctica de Terzaghi y Peck (1980).

**Tabla 36.** Valores relativos de permeabilidad. (Fuente: Terzaghi K y Peck R, 1980)

Permeabilidad relativa	Valores de K ( cm/seg )	Suelo típico
Muy permeable	$> 1 * 10^{-1}$	Grava gruesa
Moderadamente permeable	$1 * 10^{-1}$ a $1 * 10^{-3}$	Arena, arena fina
Poco permeable	$1 * 10^{-3}$ a $1 * 10^{-5}$	Arena limosa, arena sucia
Muy poco permeable	$1 * 10^{-5}$ a $1 * 10^{-7}$	Limo y arenisca fina
Impermeable	$< 1 * 10^{-7}$	Arcilla

Revisado el mapa de formaciones superficiales, se observa que existe un predominio de materiales residuales derivados de rocas ígneas plutónicas del Stock de Altavista (horizonte IB y saprolito IC) caracterizado por presentar arenas arcillosas SC, arenas limosas SM y arcillas de baja plasticidad CL con predominio de arenas. Según la tabla anterior tendrían valores de permeabilidad (K) entre  $1 \times 10^{-3}$  y  $1 \times 10^{-5}$  clasificándolos como suelos poco permeables, por lo que es de esperarse que exista un predominio de la infiltración.

La otra unidad superficial que aflora y que se encuentra en el sector corresponde a materiales de lleno, los cuales poseen granulometrías heterogéneas con materiales clasificados desde CL-CH y SC (arcillas de baja y alta plasticidad, arenas arcillosas), donde se pueden esperar valores de permeabilidad que oscilen entre  $1 \times 10^{-3}$  hasta  $1 \times 10^{-7}$ , es decir materiales poco permeables a impermeables.

### 8.3 EVALUACION DE DRENAJE SUPERFICIAL

Los drenajes de aguas superficiales observados en el polígono de estudio están directamente relacionadas a la presencia de obras de conducción de aguas de escorrentía (cunetas), existencia de redes de alcantarillado y soluciones individuales de vivienda. En el polígono de estudio las redes están distribuidas, sobre vías y caminos principales, dejando amplias zonas sin conexión a esta red, además a esta deficiencia se identifica el mal manejo de los desechos y las basuras hacen insuficientes las redes existentes. Las aguas de escorrentía corren principalmente los caños Los Sauces, Los Sauces 1 y Ladrillera, así como a vaguadas y canales artificiales desarrollados para ese fin.



## **9. ZONIFICACIÓN DE AMENAZAS**

Para el polígono Las independencias la zonificación de amenazas incluye la relacionada como movimientos en masa, debido a que según el Acuerdo 48 de 2014 la zona analizada se clasifica únicamente como de condición de riesgo por movimientos en masa.

### **9.1 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 los contornos obtenidos por el runout.

Una vez se obtienen los resultados de los análisis de estabilidad, estos 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. Se descartó la utilización de metodologías de superposición de mapas, puesto que en estudios anteriores los técnicos de Planeación Municipal consideraron este tipo de mapas, menos precisos.

#### **9.1.1 Amenaza por estabilidad**

Para la zonificación de amenazas por movimientos en masa se utilizó el método determinístico, el cual corresponde a un análisis cuantitativo en el que se calcula el factor de seguridad de cada ladera. 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. 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.

Para el análisis de amenaza por estabilidad, el valor límite para el factor de seguridad en el caso estático se toma de acuerdo a 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 estático se determina la condición de amenaza de acuerdo al factor de seguridad obtenido, para los casos pseudoestático y saturado se tomarán como valores de referencia los correspondientes a la probabilidad de falla.

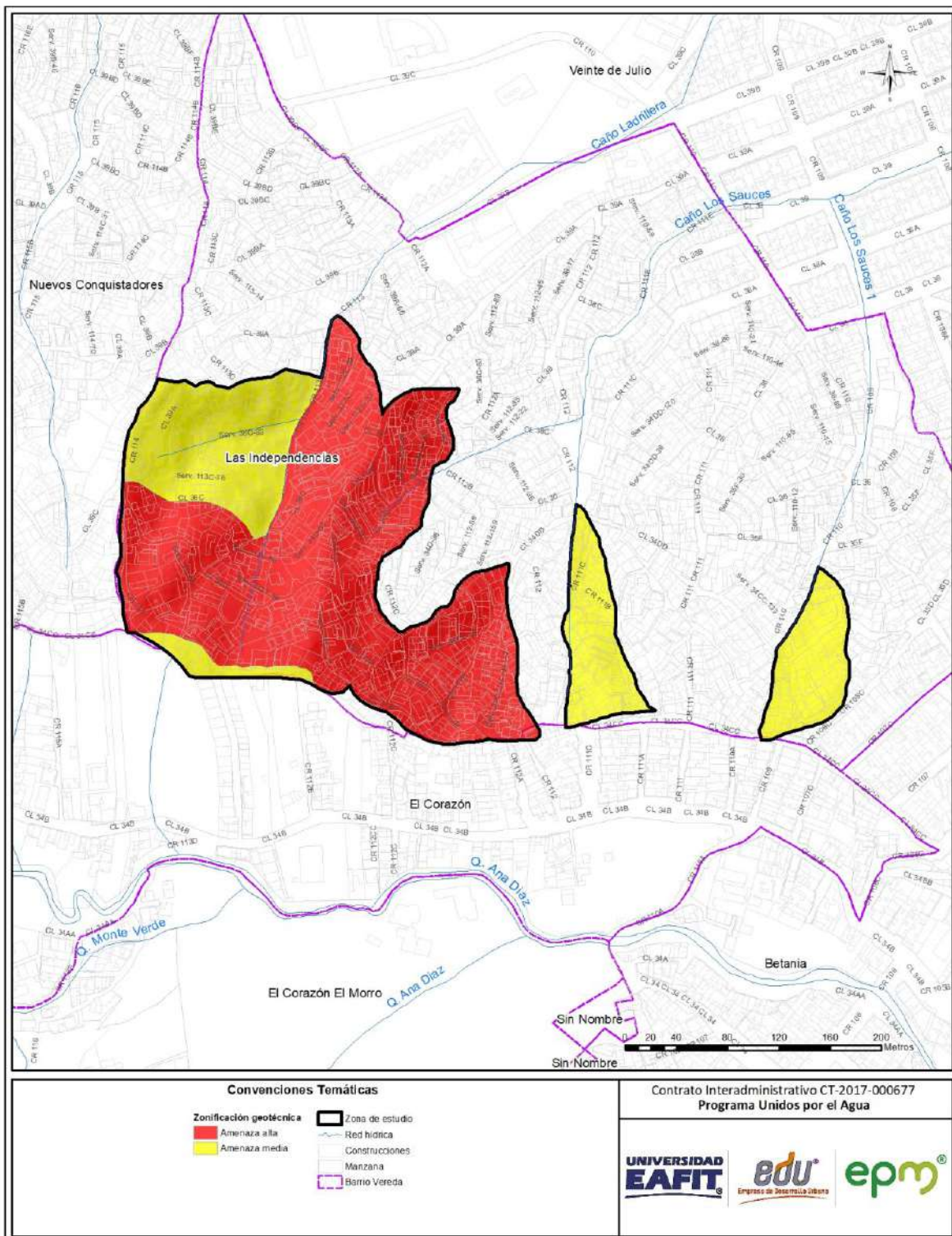
La probabilidad de falla presentada en los diferentes análisis realizados es un valor adimensional y corresponde a la probabilidad de que ocurra una falla en el talud, dado que se está presentando un escenario específico, por ejemplo, en el caso pseudoestático la probabilidad de falla presentada corresponde 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.

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).

Teniendo en cuenta lo expresado anteriormente, y considerando que el periodo de retorno del sismo incorporado en los análisis es de 475 años ( $PF=0.0021/año$ ) se calculan las probabilidades de falla para este escenario y se presentan en cada perfil de manera detallada, lo cual se presenta de manera similar para el escenario saturado donde el periodo de retorno es de 25.1 años.

#### 9.1.1.1 Amenaza en condiciones actuales estáticas

Basado en la metodología anterior, y en los rangos definidos por el Decreto 1626 de 2015 se definieron las siguientes zonas de amenazas para el polígono El Salado (Figura 91).



**Figura 91.** Mapa de amenaza por estabilidad del polígono Las Independencias.



**Amenaza Alta:** los análisis de estabilidad resultantes del análisis del perfil 2 del polígono Las Independencias, arrojaron factores de seguridad en condición estática de: perfil 3 (perforaciones 4 y 5) de 1.19, perfil 4 (perforaciones 6 y 7) de 1.09, que de acuerdo con estos resultados y a partir de la tabla de decisión propuesta por el Decreto 1626 de 2015, las zonas con factores de seguridad en los rangos inferiores a 1.2, se deben clasificar como zonas de amenaza alta.

En esta clasificación se localiza en un amplio sector de forma irregular, comprendido entre las carreras 112 y 114 y hacia el norte de la calle 34CC, asociado a las unidades de Lomos de laderas cortas, ladera recta, moderada y abrupta, laderas cóncavas, corta y muy abrupta. Esta categoría está caracterizada geológicamente por suelo residual y saprolito del Stock de Altavista y pendiente abrupta y muy abrupta.

Asociado a esta zona de amenaza alta y los factores de seguridad mencionados anteriormente, los movimientos en esta zona se caracterizan como de velocidad altas con superficies de falla en el perfil 3 de 5.72 m y perfil 4 de 1.92m. Se destaca que estos factores de seguridad indican una alta probabilidad de formación de inestabilidades asociadas al tipo de material detectado y a las altas pendientes del sector y no satisface los valores de factor de seguridad estipulados en los códigos para garantizar la estabilidad de la zona, por lo que se determina un nivel de amenaza alto.

**Amenaza Media:** corresponde a una zona con una moderada probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa; estas zonas presentan procesos geológicos, generalmente inactivos los cuales podrían reactivarse si no se toman correctivos. Aunque los procesos morfodinámicos en estas zonas no son 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.

Esta clasificación se ubica cuatro sectores, el primero está delimitada al occidente por el caño Los Sauces 1, al oriente por la divisoria que marca un pequeño lomo, el cual tiene una dirección preferencial S-N; al sur por la divisoria de aguas entre las quebradas El Salado y Ana Díaz, que coincide con la calle 34 CC y norte por un cambio de pendiente sobre la vertiente. El segundo está delimitado al oriente por una depresión formada por un canal de aguas lluvias, afluente del caño Los Sauces; al sur por la divisoria de aguas entre las quebradas El Salado y Ana Díaz, que coincide con la calle 34 CC; al occidente por el cauce del caño Los Sauces. El tercer



sector se ubica al suroccidente de la zona de estudio, correspondiente a una granja delgada asociada a la calle 34CC. El cuarto sector corresponde a las laderas ubicadas aproximadamente entre las carreras 113 y 114, entre las calles 36C y 37.

Esta categoría está geológicamente relacionada al suelo residual y saprolito del stock de Altavista. En esta zona se encuentran rangos de pendientes que oscilan entre abrupta y muy abrupta.

Asociado a esta zona de amenaza media se analizan los resultados del perfil 1 (perforación 1) con factor de seguridad de 1.23; perfil 2 (perforaciones 2 y 3) con valor de 1,21; perfil 5 (perforaciones 8 y 9) con un valor de 1.35 y el perfil 6 (perforaciones 9 y 10) donde se obtienen factores de seguridad de 1.22 en condiciones estáticas. Se destaca que este factor de seguridad indica una probabilidad media de formación de inestabilidades asociadas al tipo de material y a la inclinación de las pendientes del sector y no satisface los valores de factor de seguridad estipulados en los códigos para garantizar la estabilidad de la zona, por lo que se determina un nivel de amenaza medio.

## 9.1.1.2 Amenaza en condiciones pseudo – estáticas

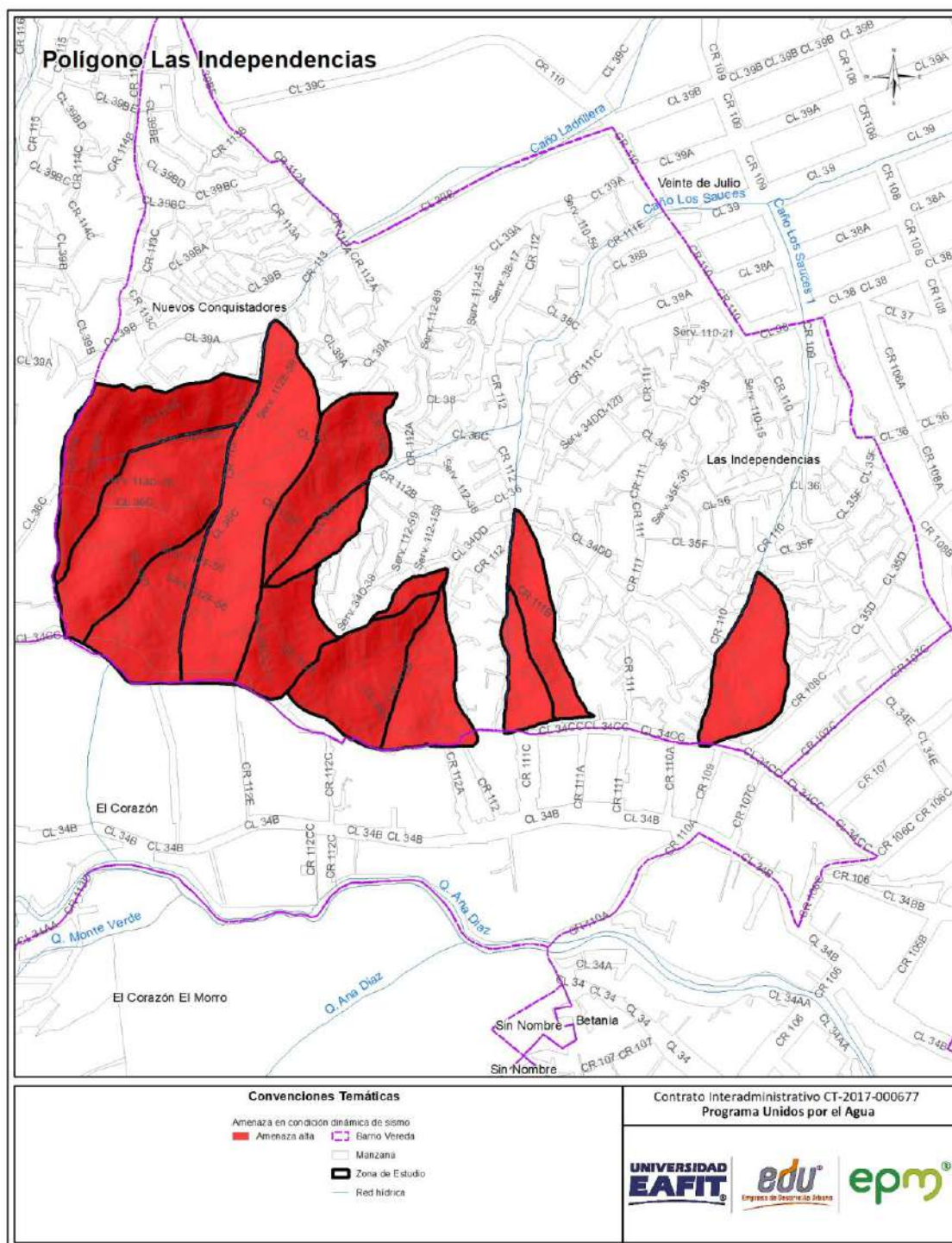
El cálculo de la amenaza en condiciones pseudo-estáticas se realizó a partir de los factores de seguridad obtenidos en cada uno de los perfiles bajo una condición de sismo, para los cuales se obtuvieron valores que oscilan entre 0.81 y 0.95 (Tabla 37), y de acuerdo con estos resultados y a partir de la tabla de decisión propuesta por el Decreto 1626 de 2015, las zonas con factores de seguridad en los rangos inferiores a 1.2, se deben clasificar como zonas de amenaza alta (Figura 92):

**Tabla 37.** Factores de seguridad y probabilidad de falla en condiciones pseudo-estáticas

Perfil	Perforación	FS <sub>se</sub>	Amenaza FS <sub>se</sub>	PF(%)	PF (Tr 475 años)	PF (Tr 50 años)	Amenaza TR50 años
1	P1	0.87	Alto	100	0.002	0.105	Media
2	P2 – P3	0.88	Alto	97	0.002	0.102	Media
3	P4 – P5	0.84	Alto	100	0.002	0.105	Media
4	P6 – P7	0.87	Alto	93.8	0.0019	0.098	Media
5	P8 – P9	0.95	Alto	97	0.002	0.102	Media
6	P9 – P10	0.81	Alto	100	0.002	0.105	Media

Igualmente se realizó el cálculo de la amenaza en condiciones pseudo-estáticas a partir de las probabilidades de falla obtenidos en cada uno de los perfiles bajo

influencia del sismo, para los cuales se obtuvieron valores de 55 % y 100% respectivamente. Relacionando estos valores con el periodo de retorno incorporado en los análisis (475 años), se obtiene una probabilidad de falla que oscila entre 0.0019 y 0.0002 para los 6 perfiles, las cuales distribuidas en un periodo de retorno de 50 años corresponden a valores que oscilan entre 0.098 y 0.105 por lo que se clasifica el polígono analizado como de amenaza media en condiciones pseudo-estáticas por corresponder a una probabilidad localizada en el rango entre 0.002 y 0.5. Se destaca que este resultado es menos crítico que el determinado con los factores de seguridad por lo que se descarta para el análisis y se trabaja con el escenario más crítico.



**Figura 92.** Mapa de amenaza por estabilidad en condición pseudoestática del polígono Las Independencias.

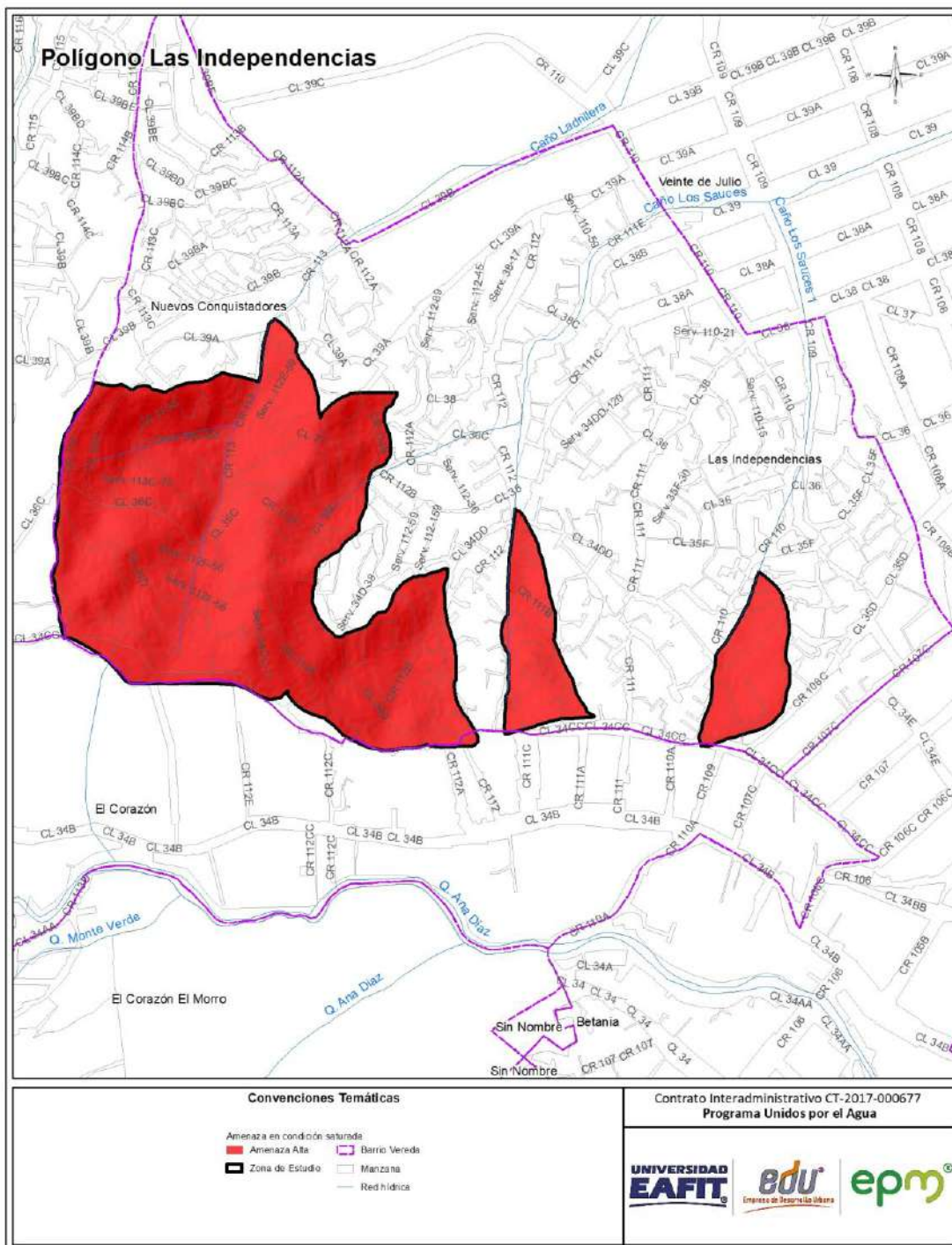
### 9.1.1.3 Amenaza en condiciones saturadas

El cálculo de la amenaza en condiciones saturadas se realizó a partir de los factores de seguridad (FS) obtenidos para cada uno de los perfiles, bajo una condición de saturación de los materiales que componen los perfiles de suelos, se obtuvieron valores que oscilan entre el 0.70 y 1.06 (Tabla 38); y que de acuerdo a la tabla de decisión propuesta por el Decreto 1626 de 2015, las zonas con factores de seguridad en los rangos inferiores a 1.2 son consideradas con de amenaza alta, como es el caso de la totalidad de los valores del polígono de estudio (Figura 92).

**Tabla 38.** Factores de seguridad y probabilidad de falla en condición saturada

Perfil No	Perforación	FS	Amenaza – FS	PF %	PF (TR 25.1)	Amenaza TR 25.1
1	P1	1.06	Alta	0.0	0.0	baja
2	P2 – P3	0.95	Alta	73.9	0.03	Media
3	P4 – P5	0.92	Alta	100	0.04	Media
4	P6 – P7	0.87	Alta	87.7	0.036	Media
5	P8 – P9	0.70	Alta	100	0.04	Media
6	P9 – P10	0.96	Alta	87	0.031	Media





**Figura 93.** Mapa de amenaza por estabilidad en condición saturada del polígono Las Independencias.

Igualmente se realizó el cálculo de la amenaza en condiciones saturadas a partir de las probabilidades de falla obtenidos en los perfiles 1 (PF=0%), perfil 2 (PF=73.9%), perfil 3 (PF=100%), perfil 4 (PF=87.7%), perfil 5 (PF=100%) y perfil 6 (PF=87%), bajo una condición de saturación de los materiales que componen los perfiles de suelos, se obtuvieron valores entre 73.9 y 100%, excepto para el perfil 1 que el valor fue de 0%. Relacionando estos valores con el periodo de retorno obtenido en los análisis hidrológicos de la zona (25.1 años), se obtiene probabilidades de falla de 0 para el perfil 1, perfil 2 de 0.03, perfil 3 de 0.04, perfil 4 de 0.036, perfil 5 de 0.04 y perfil 6 de 0.031, por lo que, de acuerdo al rango de clasificación, el polígono del perfil 1 está en la categoría de amenaza baja, mientras que la zona relacionada a los perfiles 2,3,4,5 y 6 está en categoría de amenaza media.

## 9.1.2 Amenaza por Run-Out

Una vez calificada y analizada la amenaza por estabilidad, se ubicaron puntos a lo largo de la parte alta de la zona de falla, para poder conocer la altura desde la cual podría desprenderse el movimiento en masa, y por medio del modelo de elevación digital se obtuvieron los parámetros para poder conocer cuáles serían las distancias y el recorrido que podría tomar dicho deslizamiento. Con estas dos informaciones se realizó el modelamiento del RUNOUT (distancia de viaje) y se clasificó de manera conjunta con la amenaza por estabilidad. De acuerdo con la metodología aplicada (Guimarães, 2015), el contorno 0.4 representa una probabilidad del 90% de que hasta esta zona pueda desplazarse los materiales asociados a la ocurrencia de un movimiento en masa.



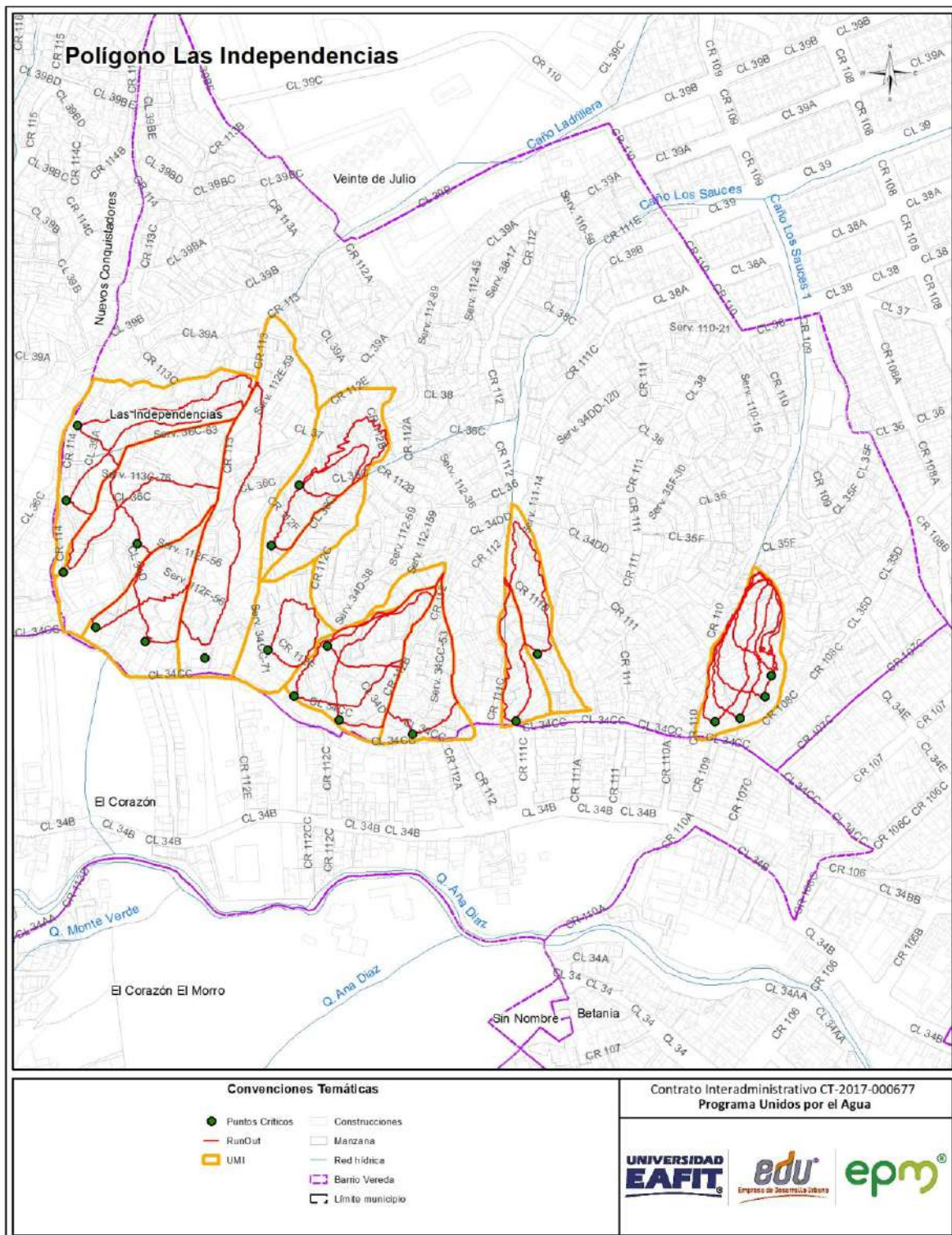


Figura 94. Mapa amenaza Runout del polígono Las Independencias.

Para el Polígono Las Independencias los análisis del runout muestran que los deslizamientos que se generan en las vertientes altas de todo el polígono, tienen la probabilidad de descender por las vertientes hacia la zona central y baja del polígono, donde se presentan cambios de pendiente y en su mayoría son las fuentes hídricas permanentes y temporales las que funcionan como límite del proceso de depositación y acumulación de materiales.

Se destaca que la probabilidad de acumulación de materiales resultantes de dichos procesos fue uno de los condicionantes que determinaron la necesidad de establecer la UMI hasta este sector.

### 9.1.3 Amenaza total

La definición de la amenaza final resulta de la combinación de la amenaza obtenida mediante el método determinístico (análisis de estabilidad) 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 en condiciones estáticas 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.

Teniendo en cuenta que, para el polígono de Las Independencias, se determinaron zonas de amenaza por runout, la amenaza está condicionada a las características propias de estabilidad del terreno asociado a las condiciones topográficas y geomecánicas de los materiales que conforman el perfil de suelos, la cual a partir de los análisis de estabilidad obtenidos se determinan las siguientes categorías

**Amenaza Alta:** de acuerdo con el POT (2014) son áreas con un nivel medio de probabilidad que se presenten movimientos en masa o 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.

En esta clasificación se localiza en un amplio sector de forma irregular, comprendido entre la carrera 112 e inmediaciones de la carrera 114 y hacia el norte de la calle



34CC. Esta categoría está caracterizada geológicamente está asociado a suelo residual y saprolito del stock de Altavista y pendientes abruptas (Figura 95).

Esta área se caracteriza por unidades geomorfológicas de lomos de laderas cortas; ladera recta, moderada y abrupta, laderas cóncavas, corta y muy abrupta; con longitudes que oscilan entre 20 y 70 m y pendientes en los rangos de 40-60% y mayores > 60%, con una alta probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa representado en factores de seguridad que oscilan entre 1.09 1.19 en los perfiles analizados en condiciones estáticas actuales. De acuerdo al runout la masa desprendida pueden llegar a depositarse en la zona media y baja del área de estudio y hacia la zona norte del polígono, generando una ampliación por runout en la zona inicialmente analizada.

**Amenaza media:** de acuerdo con el POT (2014) son áreas con un nivel medio de probabilidad que se presenten movimientos en masa o 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.

Esta categoría se identifica en cuatro sectores, el primero está delimitada al occidente por el caño Los Sauces 1, al oriente está definida por la divisoria que marca un pequeño lomo, el cual tiene una dirección preferencial S-N, al sur por la divisoria de aguas entre las quebradas El Salado y Ana Díaz, que coincide con la calle 34 CC y norte por un cambio de pendiente sobre la vertiente. El segundo está delimitado hacia el oriente por una depresión formada por un canal de aguas lluvias, afluente del caño Los Sauces; al sur por la divisoria de aguas entre las quebradas El Salado y Ana Díaz, que coincide con la calle 34 CC y al occidente por el cauce del caño Los Sauces. El tercer sector se ubica al suroccidente de la zona de estudio, correspondiente a una granja delgada asociada a la calle 34CC. El cuarto sector corresponde a la ladera alta ubicada en proximidades de carrera 114.

Esta zona se caracteriza unidades geomorfológicas de lomos de laderas cortas, laderas rectas y abruptas de longitud moderadas y pendientes que oscilan entre abruptas a muy abrupta. Geológicamente se identifica el suelo residual y el saprolito del Stock de Altavista, con una mediana probabilidad de ocurrencia de movimientos en masa, presentando un factor de seguridad de 1.23 en el perfil 1, 1,21 en el perfil 2, 1.35 en el perfil 5 y 1,22 en el perfil 6 en condiciones estáticas actuales. La estabilidad de esta zona está condicionada al uso adecuado del suelo y del manejo de aguas de escorrentía provenientes de las partes altas de las vertientes.

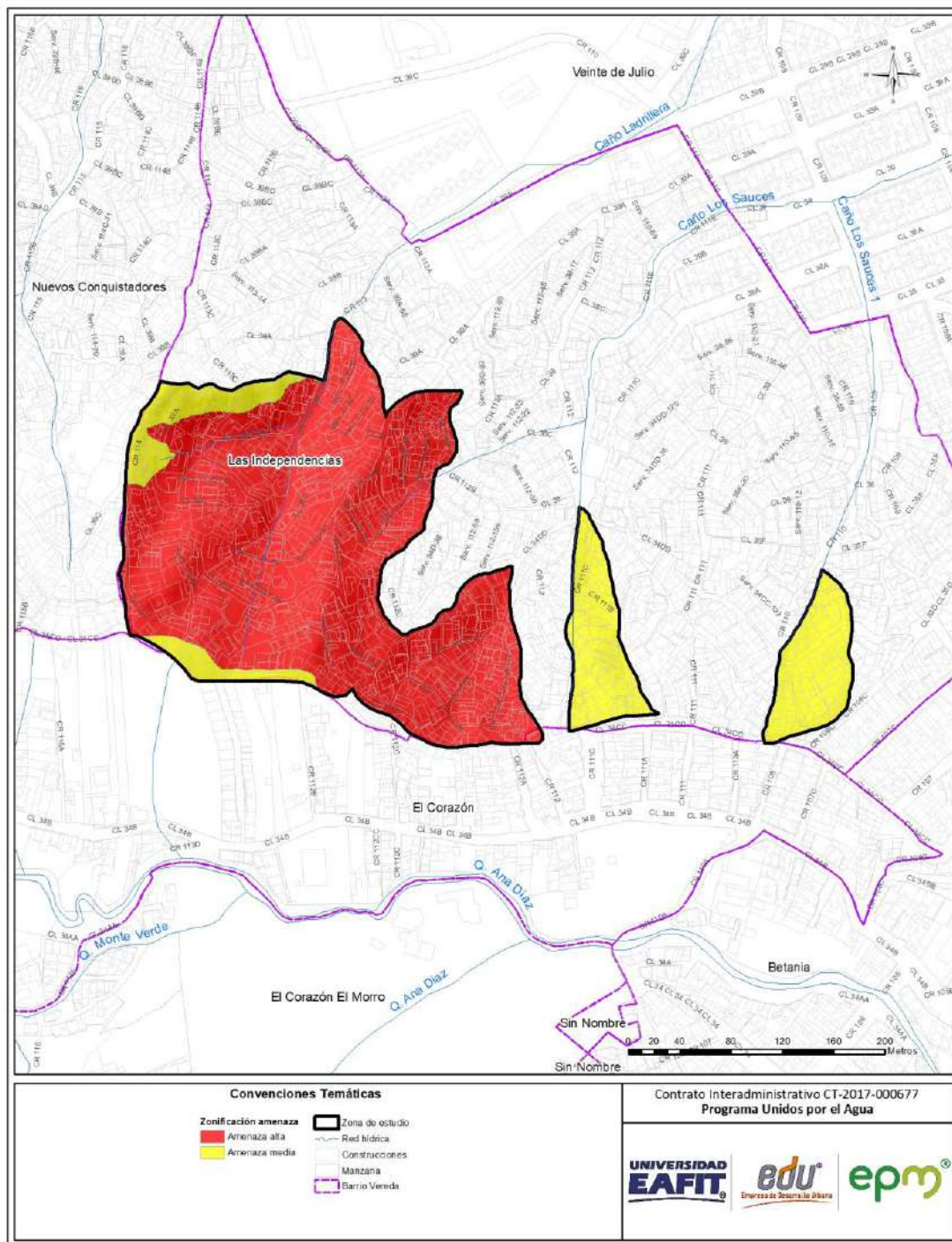


Figura 95. Mapa de amenaza total del polígono de Las independencias

El mapa de zonas homogéneas geotécnicas corresponde al mapa de estabilidad, dado que éste homogeniza las condiciones geotécnicas en los diferentes rangos de amenaza, los cuales son producto de los factores de seguridad obtenidos en cada uno de los perfiles analizados.

## 10. VULNERABILIDAD

A continuación, se presenta el análisis de la vulnerabilidad por movimientos en masa para el polígono de estudio. Inicialmente se analizará para las construcciones y posteriormente para las líneas vitales. Al final del capítulo se presentará la estimación de esta variable para personas, la cual se basa en datos de información secundaria y en aproximaciones a partir de la vulnerabilidad de las construcciones.

De manera general, en el polígono Las Independencias se analizaron 815 construcciones, 350 postes de energía y 136 vías, esta información proviene de la evaluación realizada en campo, de su estructuración y almacenamiento en una base de datos y su procesamiento posterior (anexo 6).

### 10.1 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. 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).

#### 10.1.1 Cálculo de la fragilidad sobre las construcciones.

Para la identificación de la fragilidad de las construcciones, se tuvo en cuenta la evaluación o análisis de los parámetros predominantes de las estructuras expuestas, los cuales son: tipología estructural, edad de la construcción, cantidad de niveles de la edificación y estado de conservación de la misma, todo esto de acuerdo a los parámetros y calificaciones definidos en el documento metodológico con la siguiente expresión (anexo 1).

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

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



Donde se consideran seis parámetros para la evaluación de la fragilidad de las edificaciones:

$S_{tip}$ : tipo de la edificación.

$S_{alt}$ : altura de la edificación.

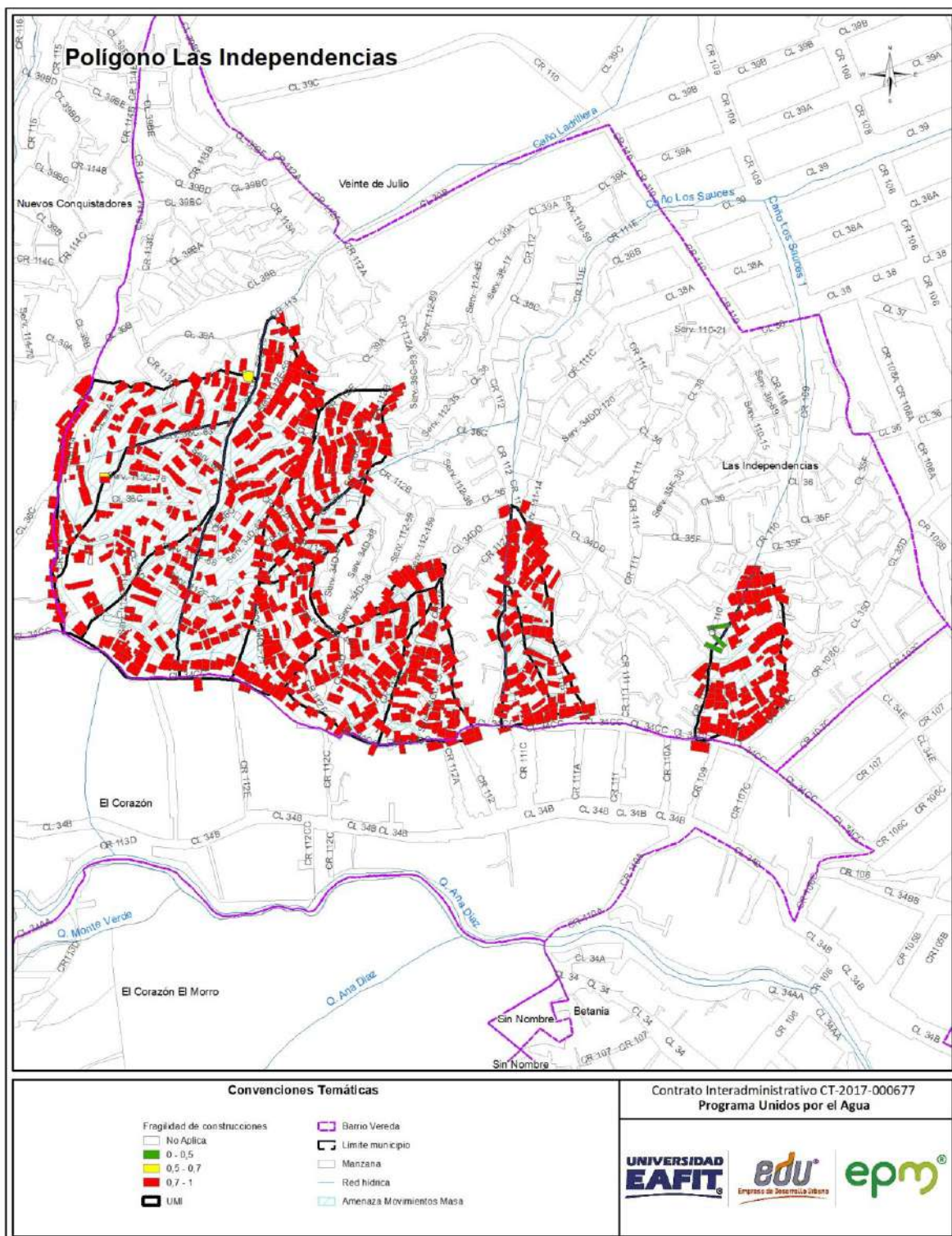
$S_{con}$ : conservación de la edificación.

$S_{ed}$ : edad de la edificación.

$S_{Acueducto}$ : caracterización del sistema de acueducto de la edificación.

$S_{Alcantarillado}$ : caracterización del sistema del alcantarillado de la edificación.

De acuerdo a la Figura 96, se puede concluir que la mayoría de las construcciones analizadas en el polígono denominado Las Independencias presentan fragilidades altas, referenciadas en un rango entre 0.7 y 1, con un valor representativo de 782 edificaciones, las cuales se encuentran ubicadas de manera general a lo largo del polígono (Figura 97, Figura 98 y Figura 99).



**Figura 96.** Distribución espacial de la fragilidad de las construcciones por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias.

En la Figura 97 corresponde a una construcción que se clasifica como mampostería no reforzada dentro de la tipología E, la cual se caracteriza por poseer un sistema estructural de muros cargueros. Esta tipología representa el 69% de las construcciones del polígono.



**Figura 97.** Tipología estructuras ligeras (E). Construcción ubicada en el polígono Las Independencias

En la Figura 98 se puede visualizar una estructura que se clasifica como construcción improvisada dentro de la tipología F, la cual se caracteriza por no poseer una estructura definida y suele ser construida con materiales precarios o de recuperación, paneles de madera desgastados, metal, entre otros, estas estructuras no tienen un sistema de cimentación definido y usualmente se encuentran ubicadas en los puntos más altos o donde se presentan grandes cambios de pendiente. Esta tipología representa el 4% de las construcciones del polígono.





**Figura 98.** Tipología construcciones simples (F). Estructura ubicada en el polígono Las Independencias.

En la Figura 99 se puede visualizar una estructura que tiene un valor de fragilidad intermedio asociado; la misma se puede clasificar como tipología D o estructuras con confinamiento deficiente e híbridas, ya que, si bien no cuentan con un confinamiento adecuado, tienen elementos estructurales que hacen que la edificación sea menos vulnerable, como columnas de sección menor y cimentaciones de zapatas. Está tipología se encuentra representada en el 22% de las construcciones del polígono.



**Figura 99.** Tipología estructuras con confinamiento deficiente e híbridas (D). Estructura ubicada en el polígono Las Independencias.



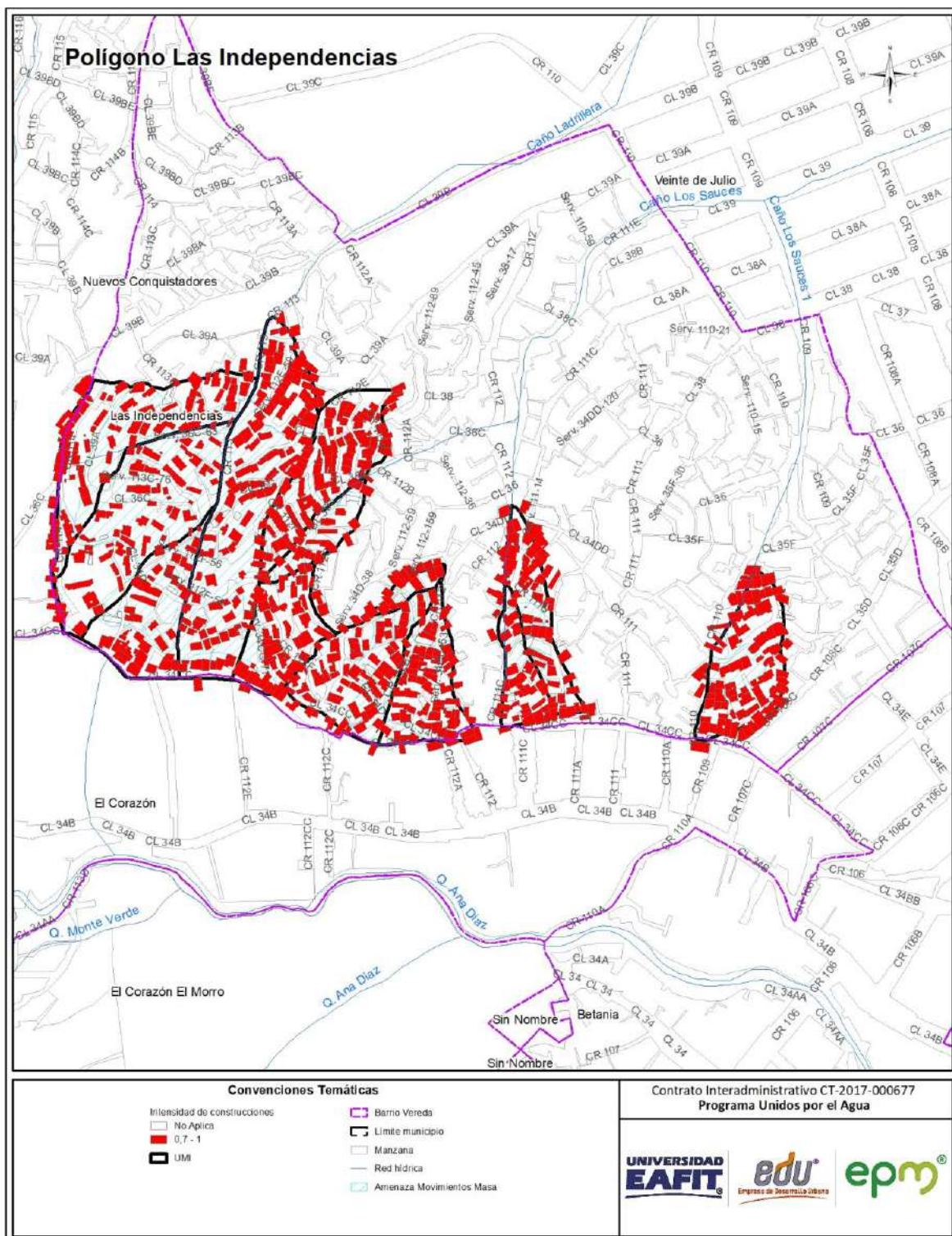
## 10.1.2 Cálculo de la intensidad sobre las construcciones.

En la valoración de la intensidad de los eventos amenazantes se tienen en cuenta dos tipos de movimientos que producen deformación en el terreno, el movimiento lento y el movimiento rápido.

En el polígono de estudio se presentan los movimientos rápidos, definidos en un escenario de desplazamiento en etapa de falla, donde se calcula la intensidad, en función de la relación entre la presión de impacto del deslizamiento y la presión límite soportada por la edificación, además se debe tener en cuenta la relación existente entre la profundidad de la falla del deslizamiento y la altura de la edificación, descritos en el capítulo de Análisis Geotécnico.

En el polígono Las Independencias se identifica una intensidad alta para todas las construcciones evaluadas; como se mencionó anteriormente dicha intensidad está en función de la profundidad y la presión de impacto (Figura 100).

Para estructuras de tipología ligeras (E), las cuales son el 73% del total de las construcciones evaluadas, la presión límite de la estructura es 5 Kpa, del mismo modo para una presión límite se presenta una velocidad límite, la cual indica que los movimientos de masa a esas velocidades provocarían el colapso total de las estructuras.



**Figura 100.** Distribución espacial de la intensidad de las construcciones por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias.

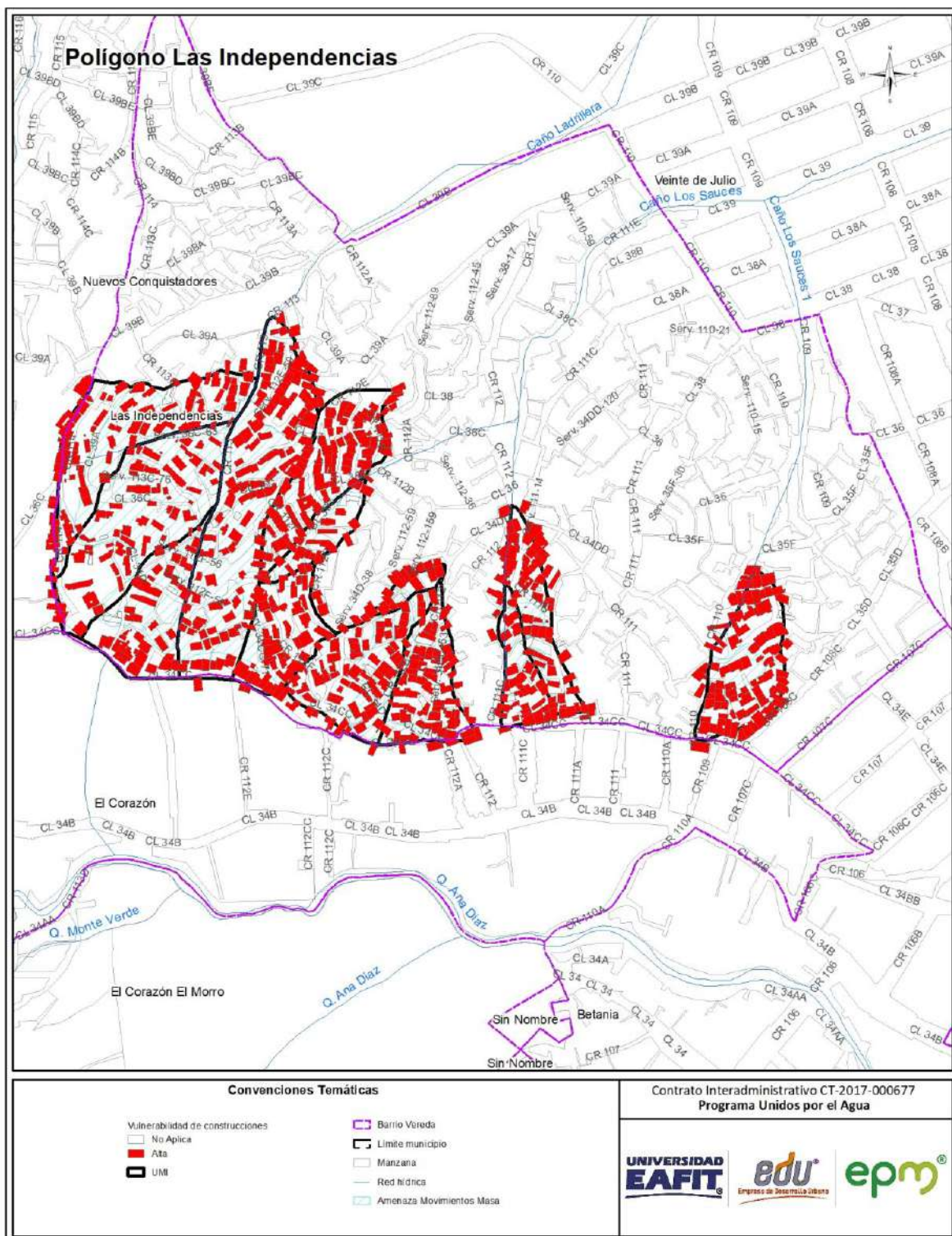
## 10.1.3 Cálculo de la vulnerabilidad de las construcciones

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 3.4. (Anexo 1.)

La vulnerabilidad alta corresponde al 100% de las edificaciones, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad y medios a altos de intensidad, las construcciones con esta vulnerabilidad se localizan a lo largo del polígono (Figura 101).





**Figura 101.** Distribución espacial de la vulnerabilidad de las construcciones por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias.



## 10.2 ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD DE LAS LÍNEAS VITALES POR MOVIMIENTO EN MASA

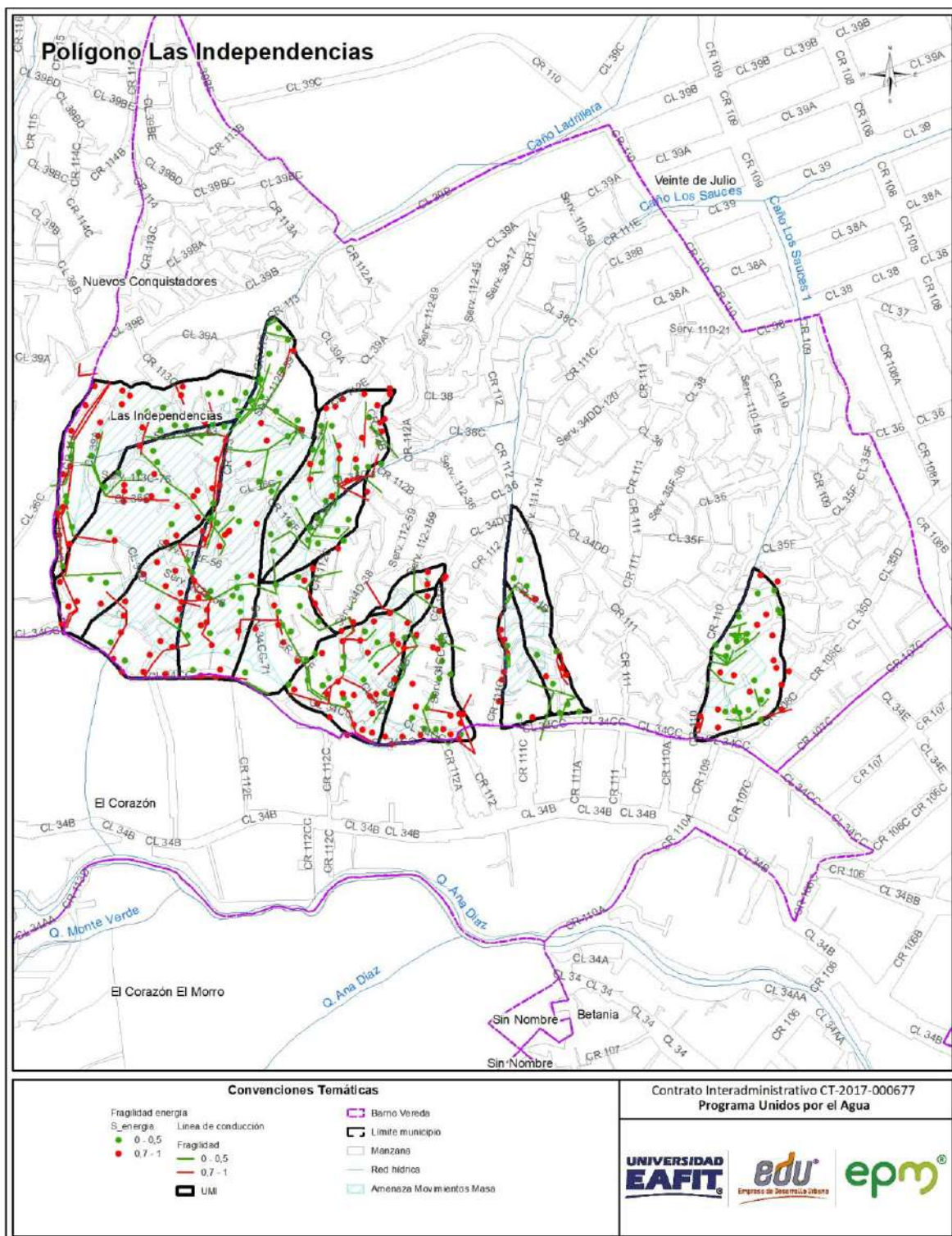
Similar al procedimiento, los parámetros y características que se utilizan para determinar la vulnerabilidad en construcciones, se deberá calcular la fragilidad conforme la información obtenida de campo y los criterios de medición en cada una de las denominadas líneas vitales (vías, energía, acueducto y alcantarillado, 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.

Como se mencionó anteriormente en el polígono Las Independencias se analizaron 350 postes de energía y 136 vías, que corresponden al componente de líneas vitales (anexo 5).

### 10.2.1 Cálculo de la fragilidad de la línea vital – energía

La fragilidad de la línea vital energía se mide teniendo en cuenta los parámetros de carga y estado de las redes localizadas en la zona de estudio del polígono denominado Las Independencias.

En el polígono Las Independencias se encontraron 350 postes, de los cuales 192 de ellos están en mal estado, es decir, agrietados y/o fisurados, los cuales en su gran mayoría son de madera y por ende su carga mínima de rotura es 0 (KgF), lo que hace que tengan una fragilidad de 1; estos postes se encuentran localizados a lo largo del polígono (Figura 102).



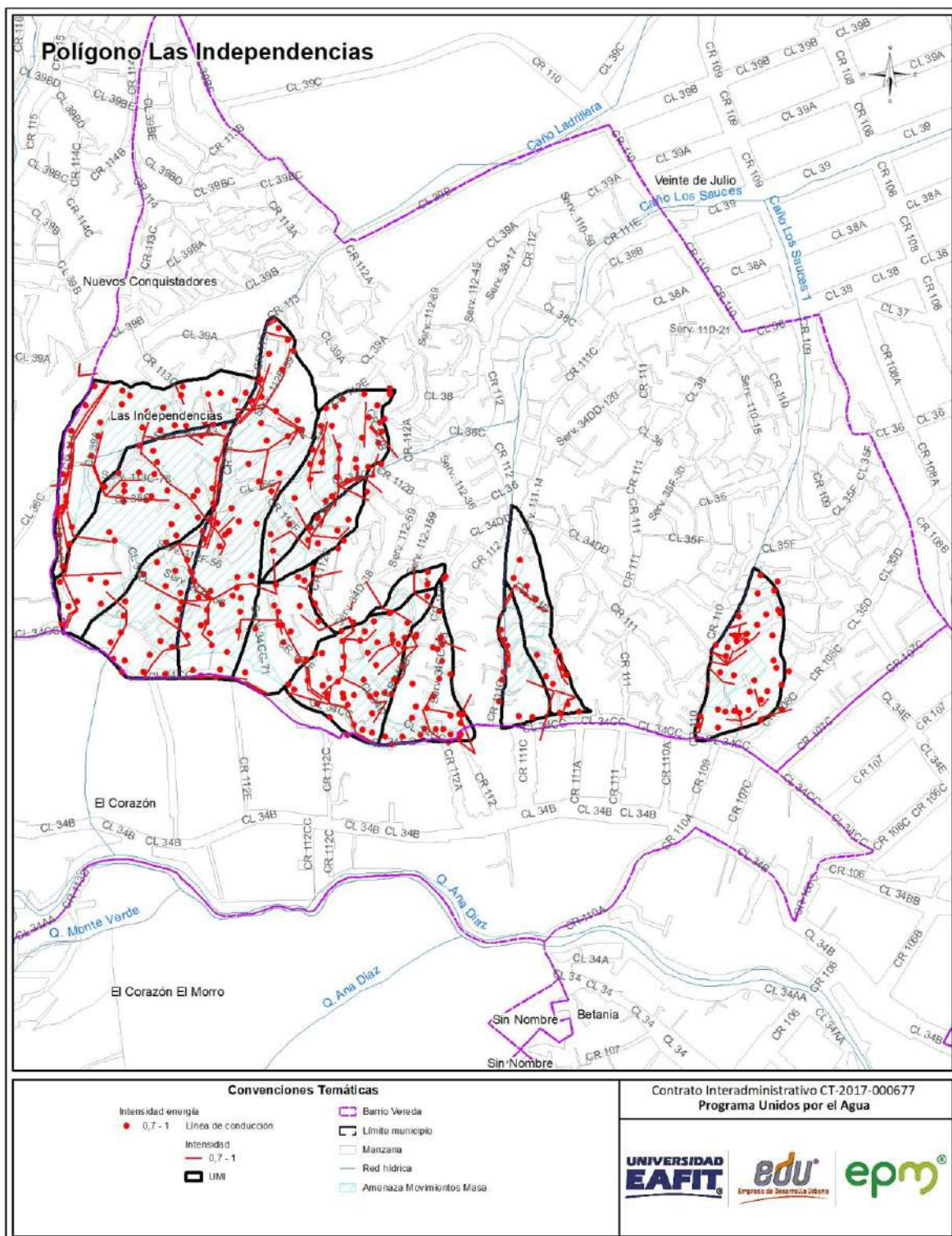
**Figura 102.** Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias.

## 10.2.2 Cálculo de la intensidad de la línea vital – energía

Para la determinación de la intensidad en movimientos rápidos, como es el caso del polígono estudiado, el parámetro de intensidad en función de la presión de tierras crítica, se expresa como la relación entre la altura del deslizamiento y la altura nominal del poste (Anexo 1).

La intensidad de la línea vital de energía del polígono Las Independencias es alta, en toda el área de estudio. Dicho resultado se debe a la relación que hay entre la altura del deslizamiento y la altura nominal de los postes, lo que indica que para los elementos que se encuentran dentro de la zona de viaje del deslizamiento, el mecanismo de impacto puede ser enterramiento e impacto (Figura 103).





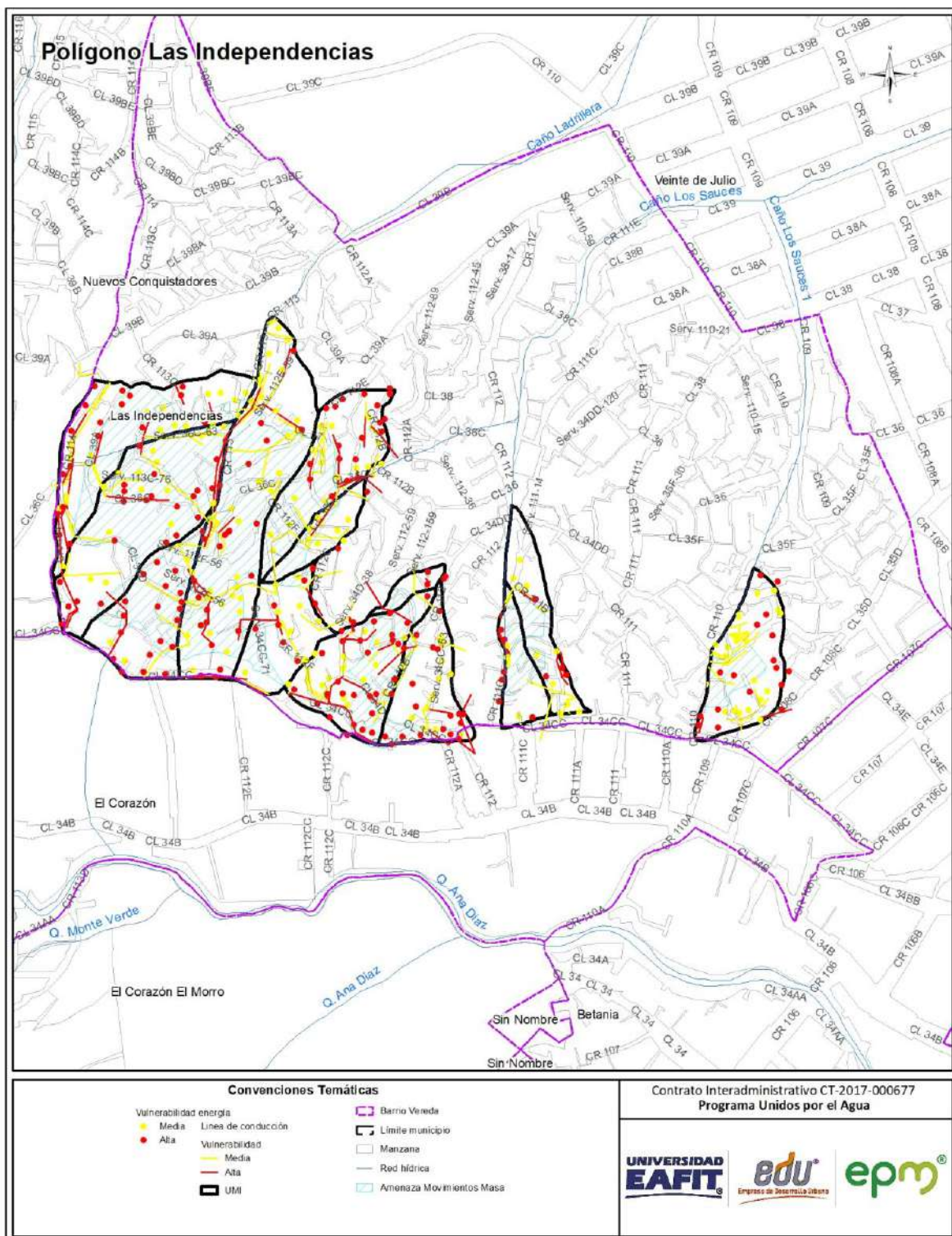
**Figura 103.** Distribución espacial de la intensidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias.



## 10.2.3 Cálculo de la vulnerabilidad de la línea vital – energía

La vulnerabilidad alta corresponde al 55% de los postes de energía evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad y medios a altos de intensidad, los postes con esta vulnerabilidad se localizan a lo largo del polígono (Figura 104).

La vulnerabilidad media corresponde al 45% de los postes de energía evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores medios a bajos de fragilidad y medios a altos de intensidad, los postes con esta vulnerabilidad se localizan a lo largo del polígono.



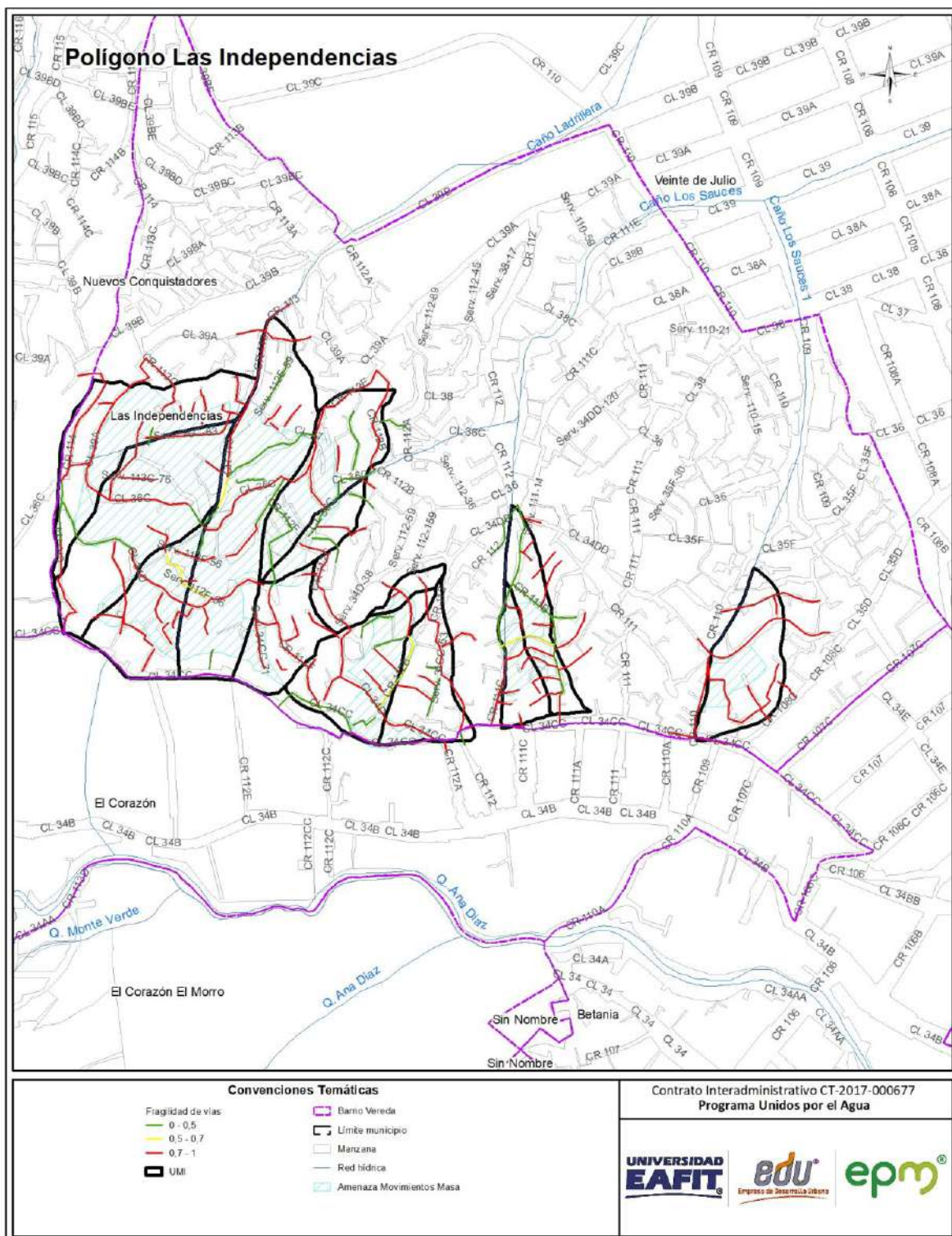
**Figura 104.** Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital energía por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias.

## 10.2.4 Cálculo de la fragilidad de la línea vital – vías

Para la valoración de la fragilidad de las vías, se consideran los parámetros de material o tipo, existencia de obras de drenaje y presencia de daños. La tipología de estas vías puede ser: vehicular, puente vehicular o peatonal, sendero peatonal a nivel y a desnivel (con escaleras).

Las vías de acceso del polígono que están representadas con color verde son vías con fragilidad baja, que no presentan daños de rotura ni asentamientos, tienen valores de fragilidad inferiores a 0,5 y están representadas por el 23% de las vías ubicadas, están ubicadas al oriente y hacia el centro del polígono, se evidencian vías con fragilidad entre 0,5 y 0,7, debido a la presencia de daños como baches, fisuras entre otras que comprometen el ancho útil de la misma, correspondiente al 3%, distribuidas a lo largo del polígono. Adicionalmente la falta de obras de drenaje hace que aumente la fragilidad de los accesos viales ya que la gran mayoría de las vías internas del polígono corresponden a vías locales como andenes de circulación, conformados por pavimento rígido a nivel y desnivel; en el polígono de estudio se identificaron tramos de vías con valoración entre 0,7 – 1 que representa una fragilidad alta, con un valor porcentual del 74% y se encuentran ubicadas de manera uniforme a lo largo del polígono (Figura 105).





**Figura 105.** Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias.

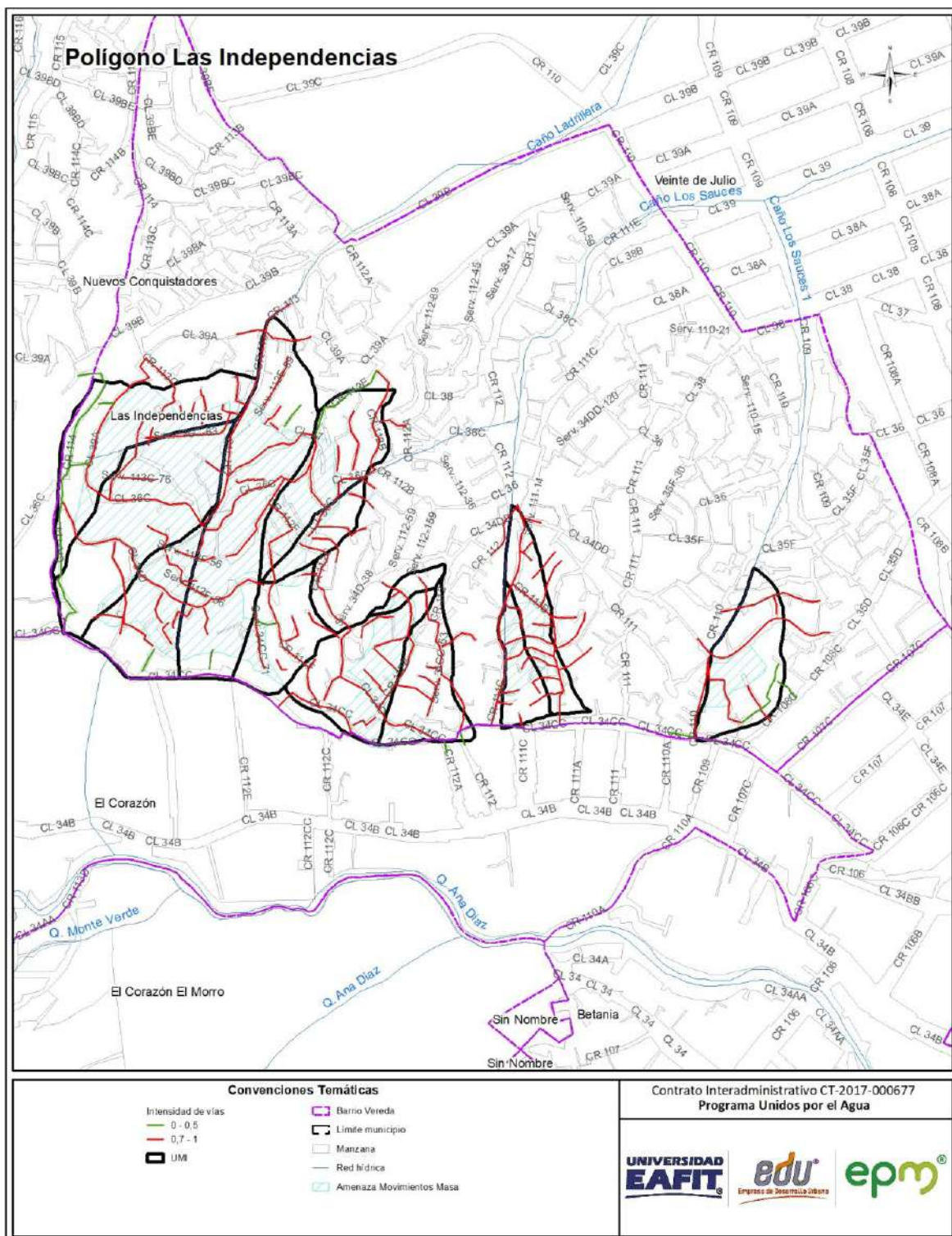


## 10.2.5 Cálculo de la intensidad de la línea vital – vías

La determinación del parámetro de intensidad en movimientos rápidos para redes viales se define a partir de la ocupación por la masa deslizada o el ancho de vía invadido (determinado a partir de la distancia de viaje calculada de acuerdo con los métodos presentados en el capítulo de amenaza de la Metodología General).

La intensidad alta corresponde al 86% de las vías evaluadas, las cuales se define a partir del ancho invadido u ocupado por la masa deslizada, en el caso de registrarse un movimiento, la vía con esta intensidad se localiza a lo largo polígono (Figura 106).

La intensidad baja corresponde al 14% de las vías evaluadas, las cuales se define a partir del ancho invadido u ocupado por la masa deslizada, en el caso de registrarse un movimiento, las vías con esta intensidad se localizan en el nororiente y en el suroccidente del polígono.



**Figura 106.** Distribución espacial de la intensidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias.

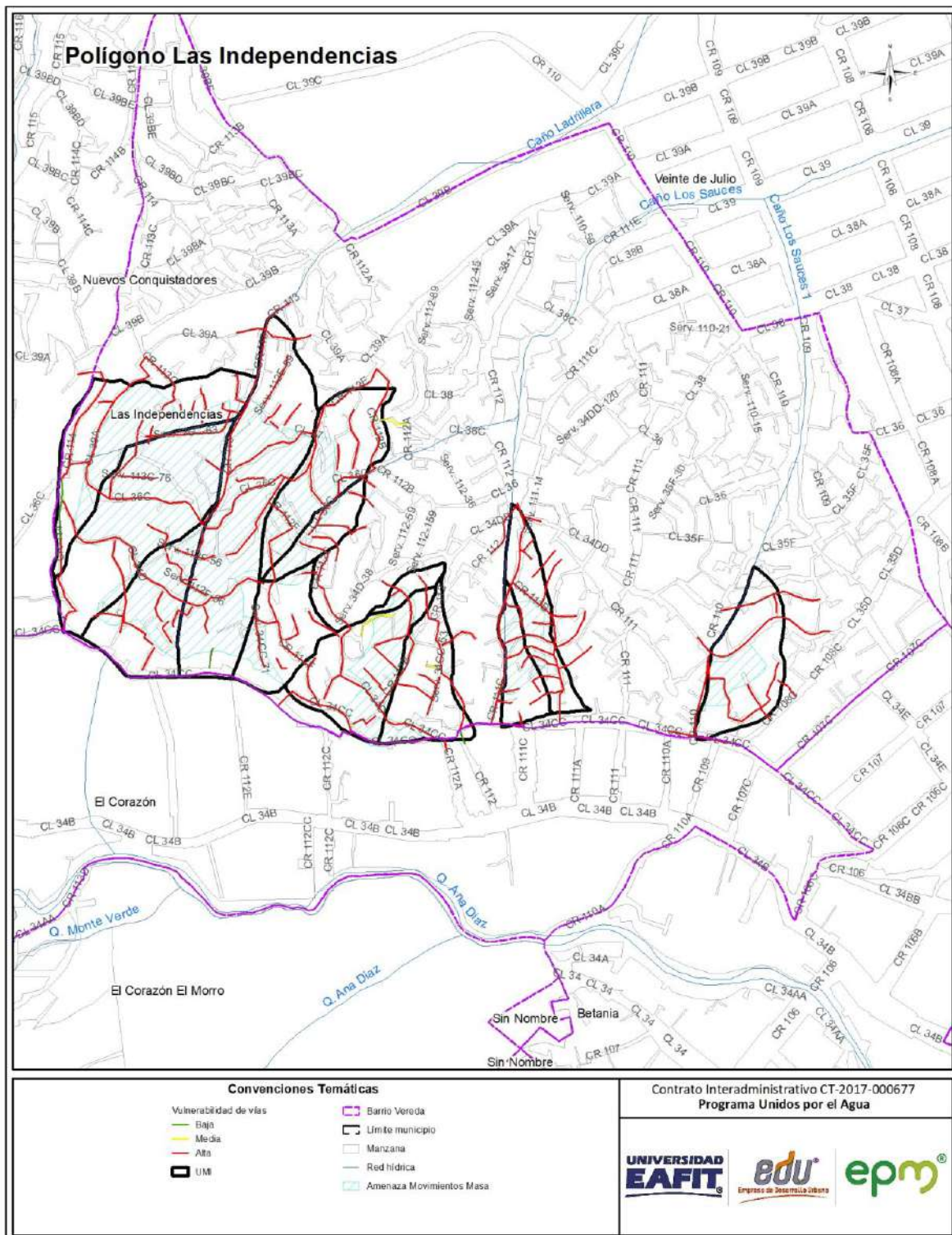
## 10.2.6 Cálculo de la vulnerabilidad de la línea vital – vías

La vulnerabilidad alta corresponde al 96% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad y medios a altos de intensidad, las vías con esta vulnerabilidad a lo largo del polígono (Figura 107).

La vulnerabilidad media corresponde al 2% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de fragilidad y medios a bajos de intensidad, las vías con esta vulnerabilidad se localizan en el centro del polígono.

La vulnerabilidad baja corresponde al 2% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores medios de fragilidad y medios a bajos de intensidad, las vías con esta vulnerabilidad se localizan en el oriente y corresponde a la carrera 114 del polígono.





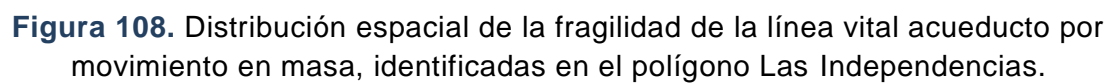
**Figura 107.** Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital vías por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias.



## 10.2.7 Cálculo de la fragilidad del acueducto

La fragilidad representa la respuesta de los elementos expuestos frente a las cargas generadas por la interacción de los movimientos en masa con dichos elementos, para determinar el cálculo de la fragilidad en el caso puntual de la línea vital de acueducto, es necesario contemplar los siguientes parámetros: operador de red, estado de la red, diámetro, si la tubería presenta deflexión, y el tipo de material de la tubería como, PVC, hierro dúctil, polietileno, etc.

La fragilidad en la red del acueducto en el polígono Las Independencias, arrojo en su totalidad valores bajos debido a las características propias de la red y a que no se hallaron daños en esta línea vital, donde se transporta agua potable, abastecida por EPM (Figura 108).

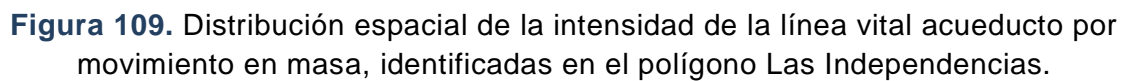


## 10.2.8 Cálculo de la intensidad del acueducto

Teniendo en cuenta que el fenómeno de movimiento en masa impone una carga uniforme a lo largo de la red del acueducto, la determinación de los umbrales tolerables está dada en función del diámetro de la tubería.

La intensidad de la red de acueducto del polígono Las Independencias es baja, en toda el área de estudio. Dicho cálculo depende netamente de las deflexiones medidas en campo, con respecto a las deflexiones permitidas de acuerdo al diámetro de la tubería (Figura 109).

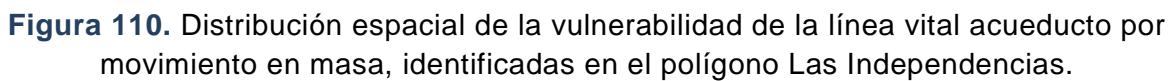






## 10.2.9 Cálculo de la vulnerabilidad del acueducto

Para el polígono Las Independencias, predomina la vulnerabilidad baja correspondiente al 100% de los tramos del acueducto evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores bajos de fragilidad y medios a bajos de intensidad, los tramos del acueducto con esta vulnerabilidad se localizan a lo largo del polígono (Figura 110).

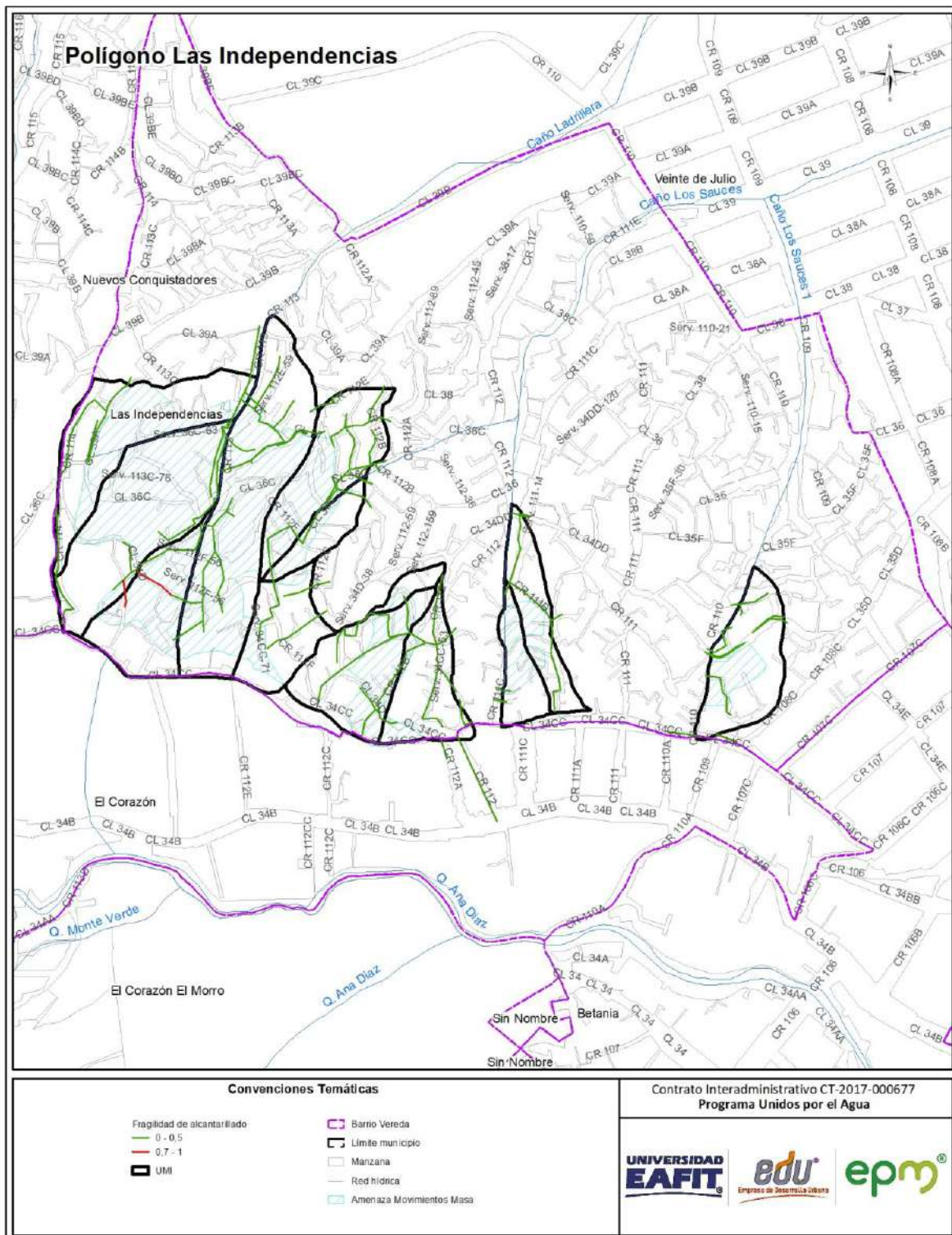


## 10.2.10 Cálculo de la fragilidad del alcantarillado

El sistema de alcantarillado también tiene elementos expuestos, el parámetro de fragilidad depende de las características del bien que sufre afectación, es decir, que la fragilidad estará en función, en este caso, del operador de red, el estado de conservación y del material de fabricación de la tubería, como concreto, PVC, polietileno, etc.

La fragilidad en la red del alcantarillado en el polígono Las Independencias, arroja el 99% valores bajos debido a las características propias de la red y a que no se hallaron daños en esta línea vital donde se transportan aguas residuales, recolectadas por EPM, sin embargo, se evidencian tramos con fragilidad mayor a 0,7, correspondiente al 1%, localizados en el suroccidente, entre la Serv. 112 F-114 y Serv. 112 F-56 (Figura 111).





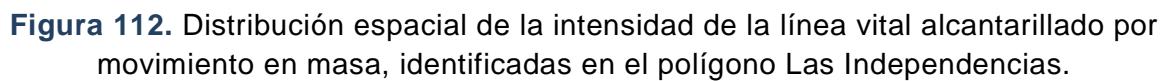
**Figura 111.** Distribución espacial de la fragilidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias.



## 10.2.11 Cálculo de la intensidad del alcantarillado

El cálculo de la intensidad de la red de alcantarillado se evalúa en función de la tolerancia que tiene el material del mismo. Conforme a las características de los elementos que hacen parte de la red, acorde al SGC se define un umbral tolerable para la misma de 5 cm.

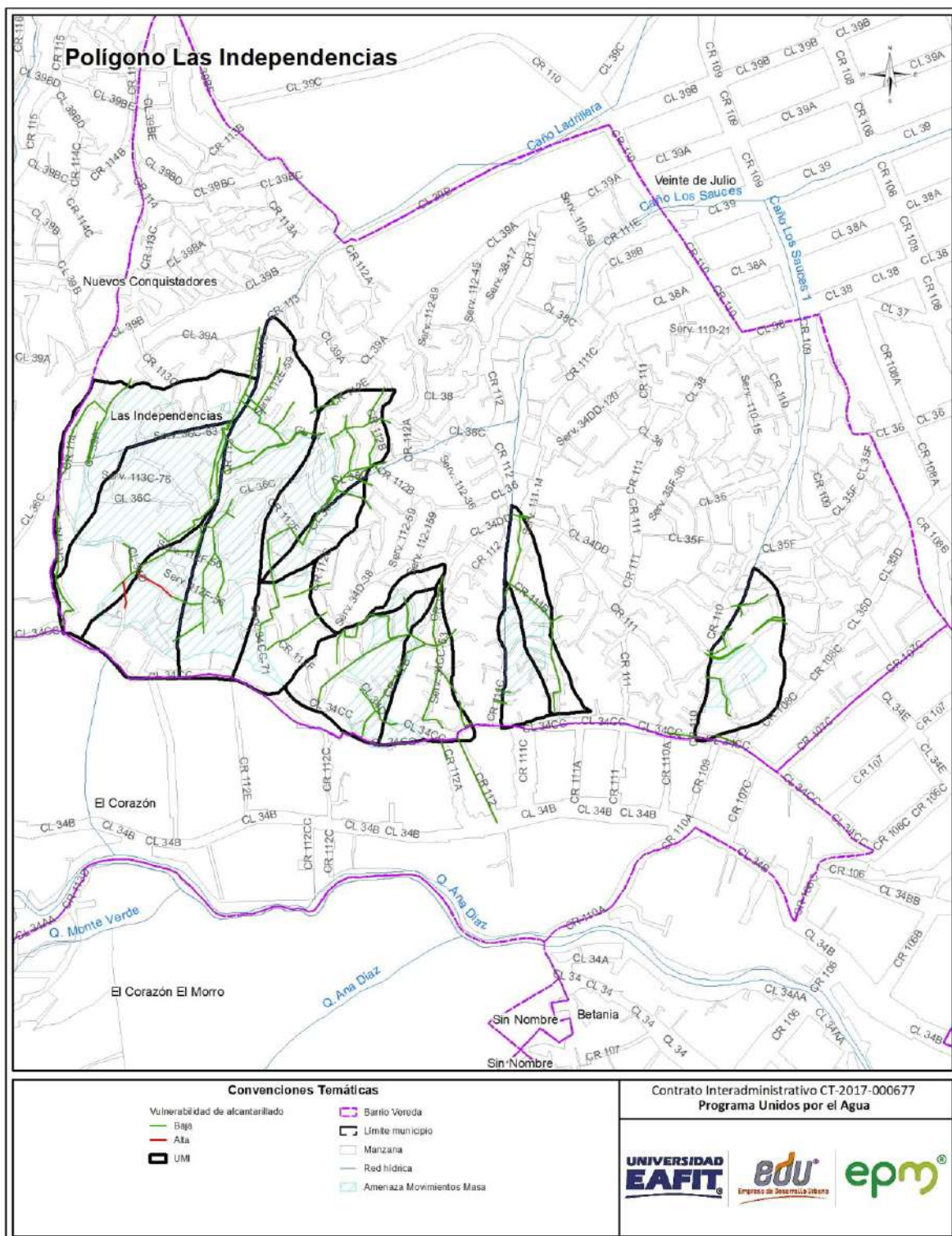
La intensidad del alcantarillado del polígono Las Independencias es baja, en toda el área de estudio. Dicho cálculo depende netamente de las deflexiones medidas en campo, con respecto a las deflexiones permitidas de la tubería (Figura 112).



## 10.2.12 Cálculo de la vulnerabilidad del alcantarillado

Para el polígono Las Independencias, predomina la vulnerabilidad baja correspondiente al 99% de los tramos de la red de alcantarillado evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores bajos de fragilidad y medios a bajos de intensidad, los tramos del acueducto con esta vulnerabilidad se localizan a lo largo del polígono. Sin embargo, se evidencian tramos de vulnerabilidad alta, correspondiente al 1%, localizados en el suroccidente, entre la Serv. 112 F-114 y Serv. 112 F-56 (Figura 113).





**Figura 113.** Distribución espacial de la vulnerabilidad de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificadas en el polígono Las Independencias.



## 10.3 VULNERABILIDAD DE PERSONAS POR MOVIMIENTOS EN MASA

### 10.3.1 Análisis de vulnerabilidad de personas.

Para hallar el número de personas en vulnerabilidad, se parte de la vulnerabilidad calculado para las construcciones, (en el cual se cambia básicamente la fragilidad de la construcción por la fragilidad de las personas, del número de niveles de la edificación y el número de habitantes promedio por vivienda, el cual fue calculado en 3,46 de acuerdo al análisis demográfico realizado por la EDU y suministrado a la universidad EAFIT). Para la clasificación de los valores se toma como una vulnerabilidad alta el rango entre 0,5-1, media el rango de 0,2-0,5 y por último baja entre 0-0,2.

El anterior análisis arroja que para el polígono Las Independencias hay un número estimado de 4678 personas en vulnerabilidad alta por movimientos en masa.

## 10.4 DESCRIPCIÓN DE PROBLEMAS ENCONTRADOS EN LAS CONSTRUCCIONES.

- Las tipologías de las construcciones encontradas en un alto porcentaje, son estructuras ligeras con una fragilidad alta. Por lo tanto, son edificaciones que no cumplen con la Norma Sismo Resistente de 2010 NSR-10.
- Las cimentaciones de las estructuras, en su gran mayoría son poco profundas y en algunos casos, no existen (anexo 5).
- En las construcciones evaluadas se presentan fallas en los morteros de pega, se podría decir que en su mayoría corresponden a morteros con permeabilidad entre media y alta, lo que genera como consecuencia humedades interiores, sobre todo en zonas donde el viento golpea en momentos de lluvia.
- Las fachadas en ladrillo no se encuentran protegidas (hidrofugadas) o con algún recubrimiento, brindando la posibilidad de generar eflorescencias, manchas y ensuciamiento.
- En general la mampostería de las viviendas presenta procesos degradatorios incipientes y se identifica, presencia de cripto eflorescencias aisladas.
- Se observan grietas sin tratamiento, muchas de ellas asociadas a uniones entre distintos materiales de cerramiento (ladrillo, ventanas, puertas).

- Los tipos de cubiertas en losa de concreto, presentan permeabilidad, lo cual generan humedades al interior de las construcciones, lo anterior aplica para edificaciones de un solo nivel con dicho tipo de cubierta.
- Se observaron humedades en general en sobre cimientos, ocasionado por aguas de escorrentía.
- Se evidencio deterioro y desgaste propio del material en cubiertas en fibrocemento, zinc y barro, por malos procesos constructivos y falta de mantenimiento de los sistemas de cubiertas de las estructuras.
- En algunas edificaciones se realiza la recolección de las aguas lluvias de techos mediante bajantes, pero estos son descargados al terreno natural por falta de una red de alcantarillado en la cercanía o desconocimiento del habitante, humedeciendo el suelo y por ende afectando las fundaciones y favoreciendo la amenaza.

## 11. ZONIFICACIÓN DE RIESGO

De acuerdo a 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.

### 11.1 RIESGO POR MOVIMIENTOS EN MASA

En el análisis del riesgo por movimientos en masa se presenta tanto en análisis individual de los elementos expuestos como el análisis de riesgos por polígono.

#### 11.1.1 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 Las Independencias, de acuerdo con la tabla de decisión (Tabla 39) como que se presenta a continuación.

**Tabla 39.** Regla de decisión para el riesgo individual. Modificado de Phoon (2008) citado por Alcaldía de Medellín (2015).

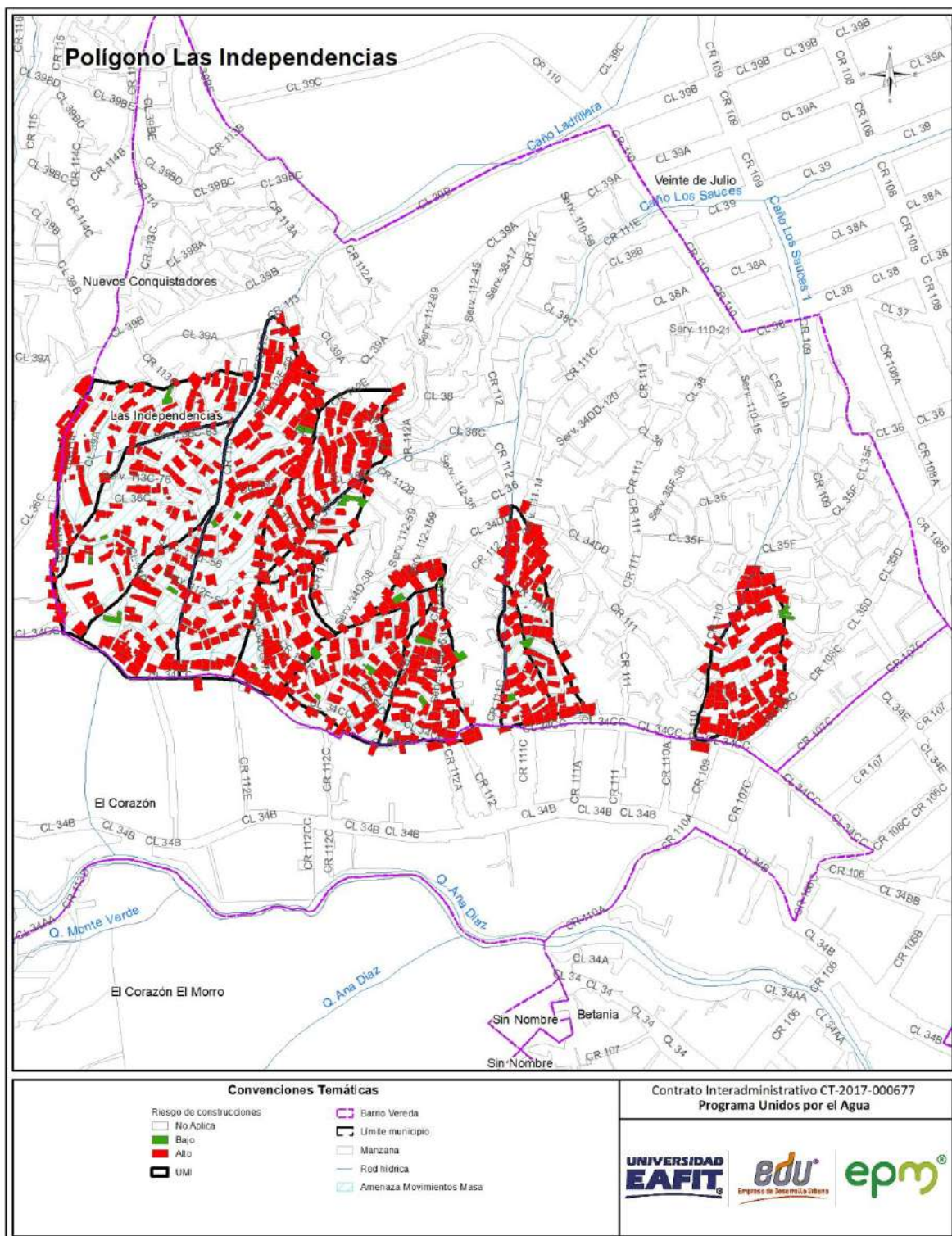
NIVEL DE AMENAZA	VULN. ALTA	VULN. MEDIA	VULN. BAJA
ALTA	ALTO	ALTO	MEDIO
MEDIA	ALTO	MEDIO	BAJO
BAJA	BAJO	BAJO	BAJO

## 11.1.1.1 Análisis de riesgo de las construcciones

En el polígono Las Independencias, se evidencia un nivel de riesgo alto para las construcciones, que corresponde al 94% de las edificaciones, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de vulnerabilidad y medios a altos para la amenaza, las construcciones con este riesgo se localizan a lo largo del polígono (Figura 114).

El riesgo bajo corresponde al 8% de las edificaciones, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de vulnerabilidad y medios a bajos para la amenaza, las construcciones con esta vulnerabilidad se localizan distribuidos a lo largo del polígono.





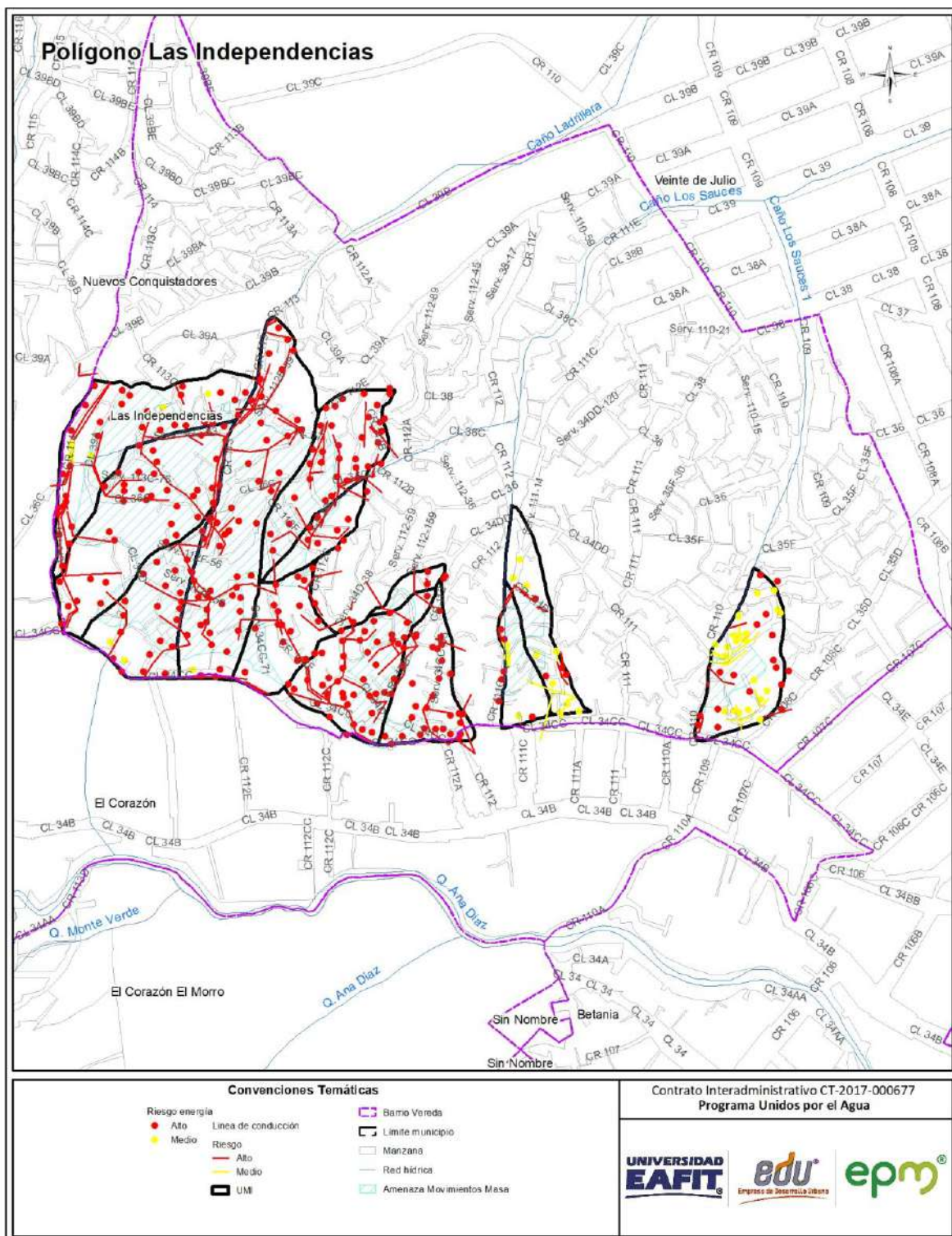
**Figura 114.** Distribución espacial del riesgo de las construcciones por movimiento en masa, identificada en el polígono Las Independencias.

## 11.1.1.2 Análisis de riesgo de línea vital - energía

En el polígono Las Independencias, se evidencia un nivel de riesgo alto que corresponde al 89% de los postes evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores altos de vulnerabilidad y medios a altos para la amenaza, los postes con este riesgo se localizan a lo largo del polígono (Figura 115).

El riesgo medio corresponde al 11% de los postes evaluados, los cuales se caracterizan por presentar valores medios de vulnerabilidad y medios para la amenaza, los postes con este riesgo se localizan en el oriente del polígono.





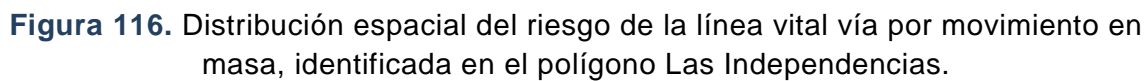
**Figura 115.** Distribución espacial del riesgo de la línea vital energía por movimiento en masa, identificada en el polígono Las Independencias.

### 11.1.1.3 Análisis de riesgo de línea vital - vías

En el polígono Las Independencias, se evidencia un nivel de riesgo alto que corresponde al 98% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por presentar valores altos de vulnerabilidad y altos para la amenaza, las vías con este riesgo se localizan en el norte del polígono.

El riesgo medio corresponde al 2% de las vías evaluadas, las cuales se caracterizan por valores medios de vulnerabilidad y medios para la amenaza, las vías con este riesgo se localizan en el oriente y el sur, corresponden a la carrera 114 (Figura 116).



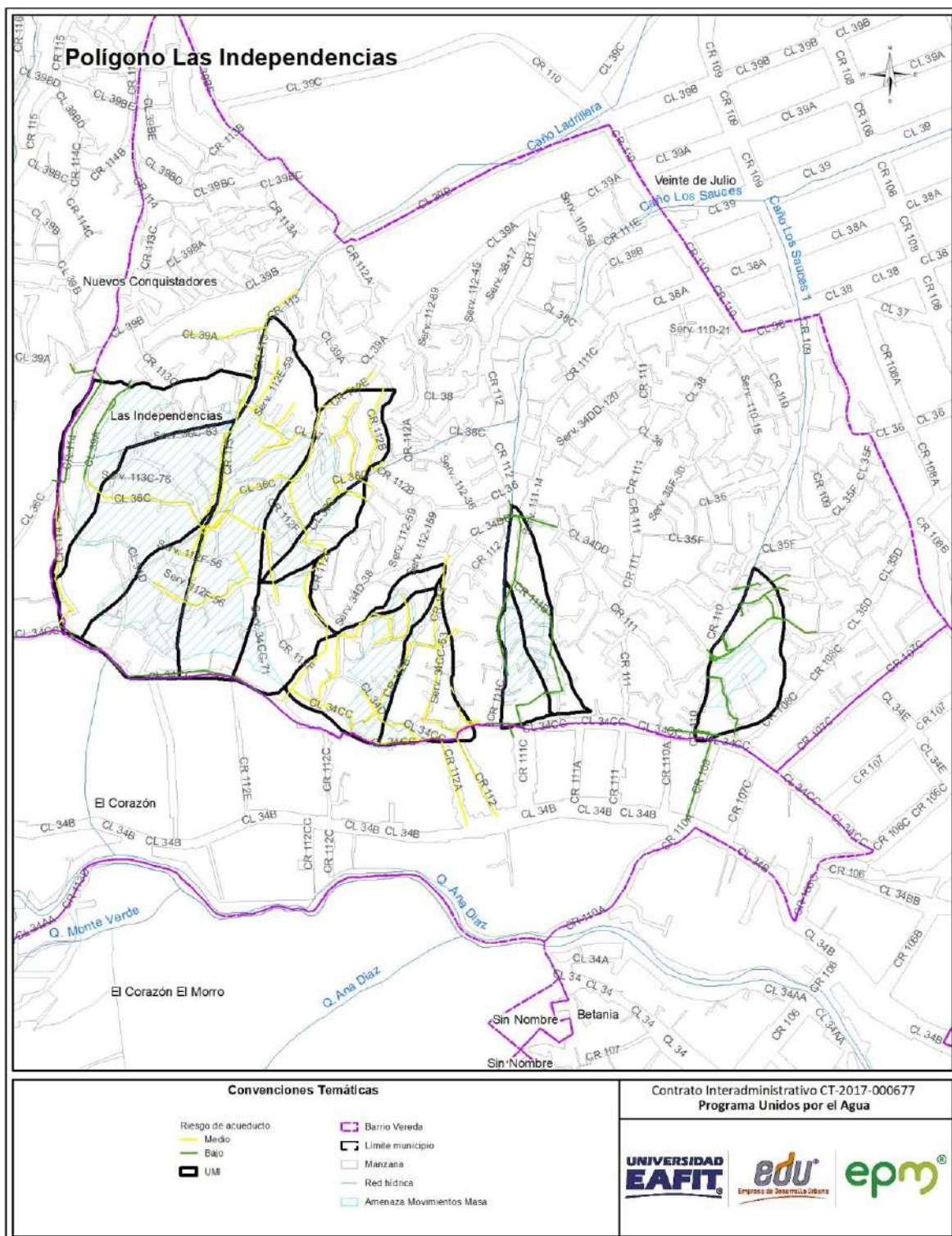


## 11.1.1.4 Análisis de riesgo de línea vital – acueducto

En el polígono Las Independencias, se evidencia un nivel de riesgo medio corresponde al 75% de los tramos de acueducto evaluadas, las cuales se caracterizan por valores medios de vulnerabilidad y medios para la amenaza, las vías con este riesgo se localizan en el centro del polígono.

El riesgo bajo corresponde al 25% de los tramos de acueducto evaluados, caracterizado por presentar valores bajos de vulnerabilidad y medios a bajos para la amenaza, los tramos de acueducto con este riesgo se localizan al oriente y occidente del polígono (Figura 117).





**Figura 117.** Distribución espacial del riesgo de la línea vital acueducto por movimiento en masa, identificada en el polígono Las Independencias.

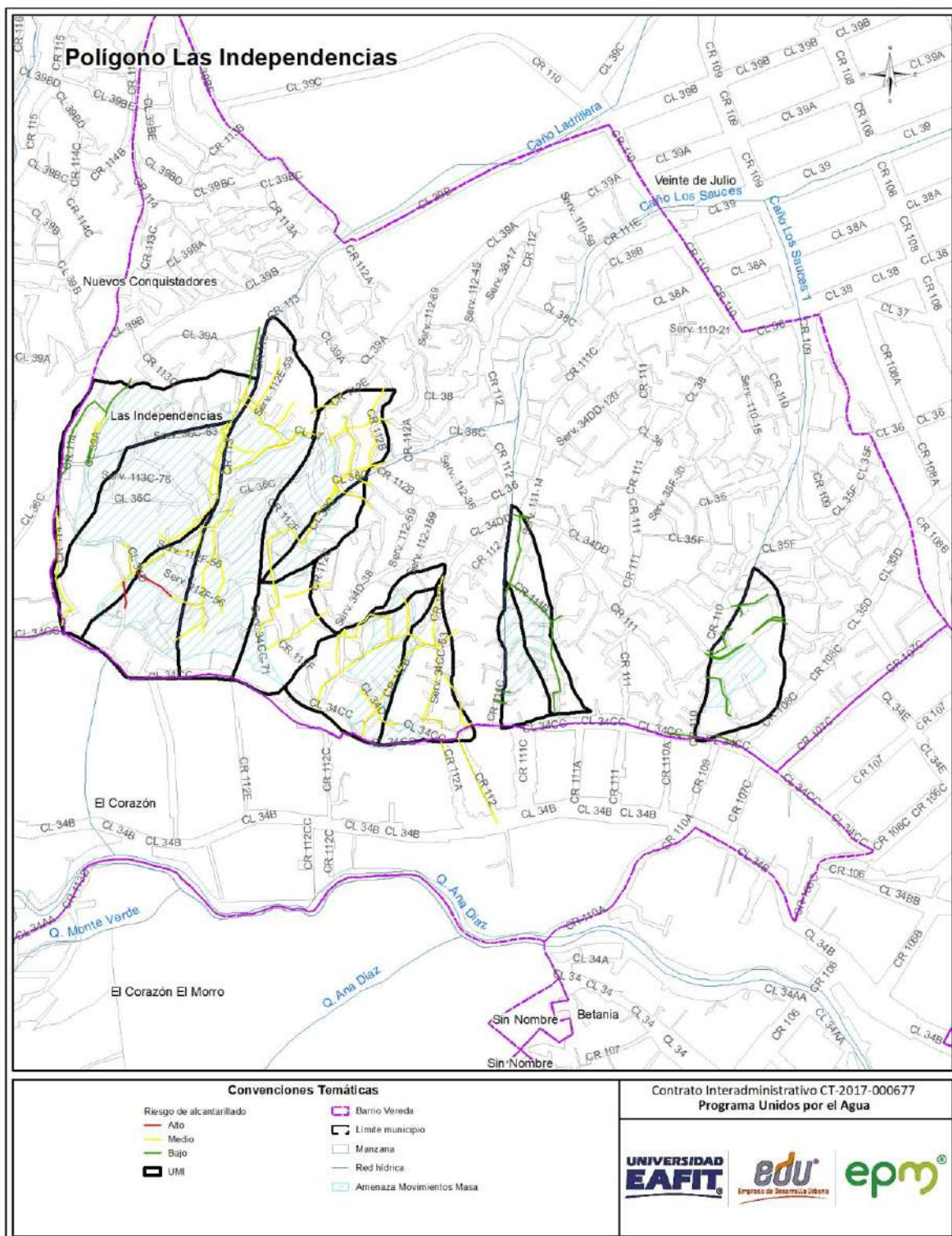
## 11.1.1.5 Análisis de riesgo de línea vital – alcantarillado

En el polígono Las Independencias, se evidencia un nivel de riesgo alto para los tramos de alcantarillado, que corresponde al 1% las cuales se caracterizan por presentar valores altos de vulnerabilidad y medios a altos para la amenaza, las construcciones con este riesgo se localizan sobre el tramo de la vía Serv 112F-56.

El riesgo medio corresponde al 75% de los tramos de alcantarillado evaluados las cuales se caracterizan por valores medios de vulnerabilidad y medios para la amenaza, las vías con este riesgo se localizan a lo largo del polígono.

El bajo corresponde al 24% de los tramos evaluados, caracterizado por presentar valores bajos de vulnerabilidad y medios a bajos para la amenaza, los tramos de alcantarillado con este riesgo se localizan en el occidente y el oriente del polígono (Figura 118).





**Figura 118.** Distribución espacial del riesgo de la línea vital alcantarillado por movimiento en masa, identificada en el polígono Las Independencias.

## 11.1.1.6 Análisis de riesgo de personas.

Para hallar el número de personas en riesgo, se parte del nivel de riesgo calculado para las construcciones, (en el cual se cambia básicamente la fragilidad de la construcción por la fragilidad de las personas, todo esto de acuerdo con los parámetros y calificaciones definidos en el documento metodológico, más específicamente en el numeral 3.3.1. (Anexo 1.), del número de niveles de la edificación y el número de habitantes promedio por vivienda, el cual fue calculado en 3,46 de acuerdo al análisis demográfico realizado por la EDU y suministrado a la universidad EAFIT.

El anterior análisis arroja que para el polígono Las Independencias hay un número estimado de 4567 personas en riesgo alto.

## 11.1.2 Riesgo por polígono

Teniendo en cuenta la zonificación de amenazas obtenidas, al igual que la profundidad y velocidad de los procesos morfodinámicos probables a generarse, se establece que para el polígono Las Independencias se obtienen zonas de riesgo alto no mitigable, alto, medio y bajo, como se describen teniendo en cuenta la siguiente tabla de decisión (Tabla 40 y Figura 119).

**Tabla 40.** 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	0,5	Bajo
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

**Riesgo alto mitigable:** es definido por el Decreto 1626 de 2015 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.

Esta categoría se localiza en un amplio sector de forma irregular, comprendido entre las carreras 112 y 114 y hacia el norte de la calle 34CC. A partir de los análisis de estabilidad se establece que los movimientos en masa tienen una probabilidad alta de ocurrencia, y exhiben profundidades de moderadas a altas y velocidad alta, por lo que se clasifican como de riesgo alto. Se destaca que 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.

**Riesgo Medio:** es definido por el Decreto 1626 de 2015 aquellas zonas en las cuales los procesos de inestabilidad o cualquier otro fenómeno pueden ser controlados con medidas de mitigación menores, que garanticen la seguridad de las edificaciones ubicadas en el área de influencia de los fenómenos.

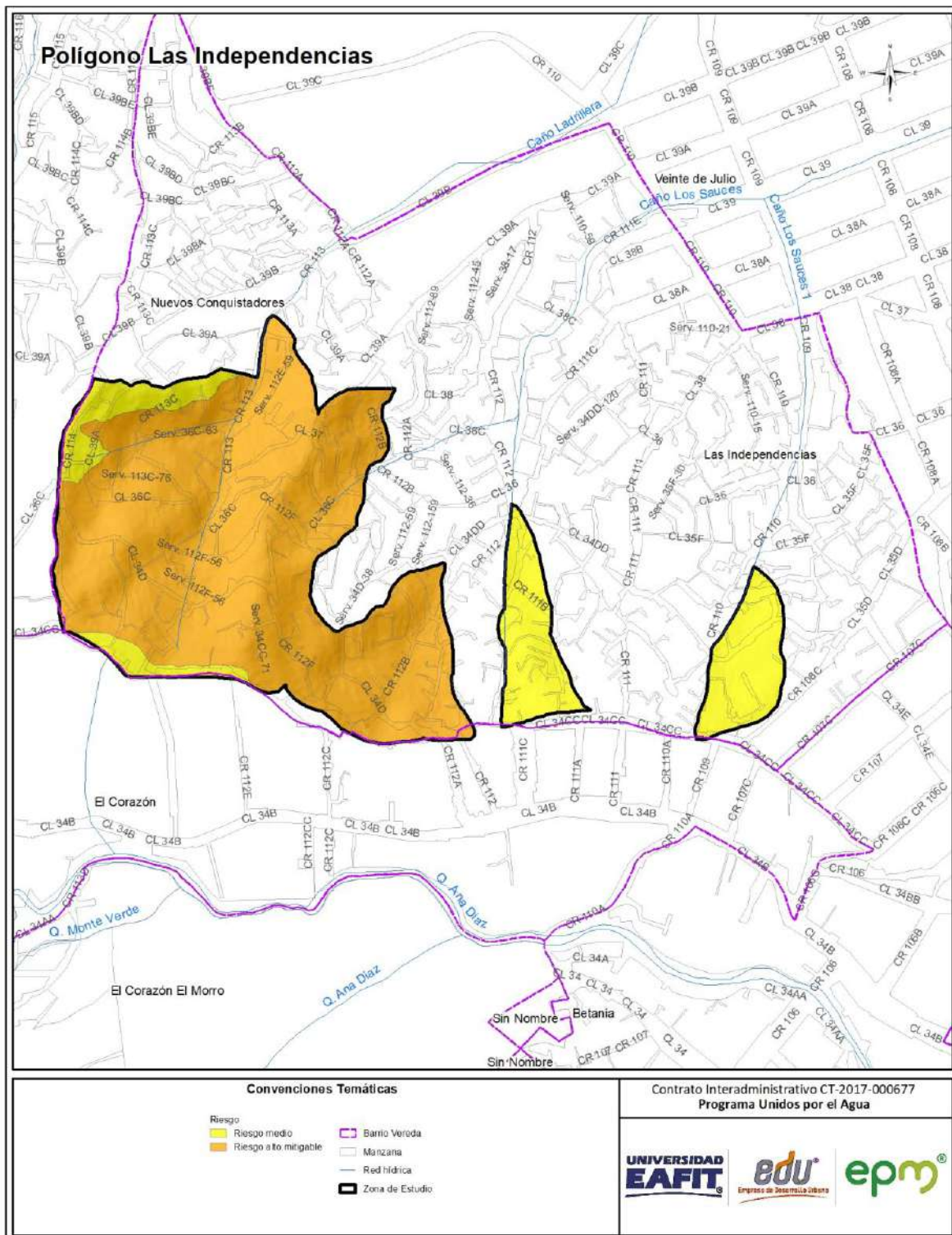
Esta categoría se identifica en cuatro sectores, el primero está delimitada al occidente por el caño Los Sauces 1, al oriente está definida por la divisoria que marca un pequeño lomo, el cual tiene una dirección preferencial S-N, al sur por la divisoria de aguas entre las quebradas El Salado y Ana Díaz, que coincide con la calle 34 CC y norte por un cambio de pendiente sobre la vertiente. El segundo está delimitado hacia el oriente por una depresión formada por un canal de aguas lluvias, afluente del caño Los Sauces; al sur por la divisoria de aguas entre las quebradas El Salado y Ana Díaz, que coincide con la calle 34 CC y al occidente por el cauce del caño Los Sauces. El tercer sector se ubica al suroccidente de la zona de estudio, correspondiente a una granja delgada asociada a la calle 34CC. El cuarto se ubica aproximadamente entre las carreras 113 y 114, entre las calles 36C y 37.

A partir de los análisis de estabilidad se establece que los movimientos en masa tienen una probabilidad media de ocurrencia, exhibiendo profundidades de moderadas a altas y velocidad alta, Igualmente, las obras propuestas mejoran la estabilidad de la zona, disminuyendo los niveles de riesgo.

Adicionalmente, las categorías del riesgo definidas en este informe, pueden variar en función de la amenaza, la cual es un proceso dinámico en el tiempo, y cuya condición puede cambiar de acuerdo con la recurrencia de movimientos en masa

ocasionados por prácticas inadecuadas para la construcción y mal manejo de aguas lluvias y residuales. Es por esto que se deben atender las recomendaciones que se presentan en el siguiente capítulo, para no aumentar esta condición.





**Figura 119.** Mapa de riesgo por polígono del polígono Las Independencias

Adicionalmente, las categorías del riesgo definidas en este informe, pueden variar en función de la amenaza, la cual es un proceso dinámico en el tiempo, y cuya condición puede cambiar de acuerdo con la recurrencia de movimientos en masa ocasionados por prácticas inadecuadas para la construcción y mal manejo de aguas lluvias y residuales.

Así mismo, una vez se ejecuten las obras propuestas, el grado de riesgo en categorías alto y medio, disminuyen a riesgo bajo, es por esto que se deben atender las recomendaciones que se presentan en el siguiente capítulo.

## 12. APTITUD GEOLÓGICA

Esta zonificación se realiza partiendo de los aspectos topográficos, geológicos, geomorfológicos y de procesos morfodinámicos identificados durante el trabajo de campo y los cuales condicionan en forma directa el grado de estabilidad de las laderas.

A estos aspectos se agregó la evaluación de la estabilidad de las laderas y las condiciones hidráulicas considerando las obras necesarias para alcanzar factores de seguridad ajustados a los requerimientos existentes en este aspecto. La zonificación referente a la aptitud geológica para el uso y ocupación del suelo se presenta de acuerdo con la clasificación utilizada por las “Directrices y lineamientos para la elaboración de los estudios geológicos, geomorfológicos, hidrológicos, hidráulicos, hidrogeológicos y geotécnicos para intervenciones en zonas de ladera, en el Valle de Aburrá”.

Se consideran cuatro tipos de zona de acuerdo a las características geológicas y geomorfológicas y a la complejidad de los procesos morfodinámicos identificados, las cuales se describen a continuación (Figura 120):

**Zonas Aptas con Restricciones Moderadas:** Corresponden a zonas estables dentro del predio de interés; sin embargo, su estabilidad está condicionada por la incidencia directa que presentan procesos morfodinámicos activos tales como socavación de márgenes y movimientos en masa identificados en la UMI asociada; la estabilidad global de estas zonas dependerá del manejo que se dé a los procesos morfodinámicos y al tipo de intervención que se proyecte. Se considera que las obras de estabilización proyectadas son técnica y económicamente viables (Acuerdo 09 de 2012).

En esta categoría de incluyen las zonas catalogadas en la zonificación de amenaza total, como de amenaza media por movimientos en masa. Se ubica en cuatro sectores, dos de ellos hacia la zona oriental relacionados a las laderas derechas de los caños Los Sauces y Los Sauces 1, el tercero se localiza al suroccidente sobre la calle 34CC y el ultimo se identifica al occidente en inmediaciones de la carrera 114. Estas zonas se caracterizada por pendientes en el rango de inclinada a muy abrupta, en materiales relacionados directamente al saprolito del stock de Altavista y se encuentra totalmente intervenida por la actividad urbanística.

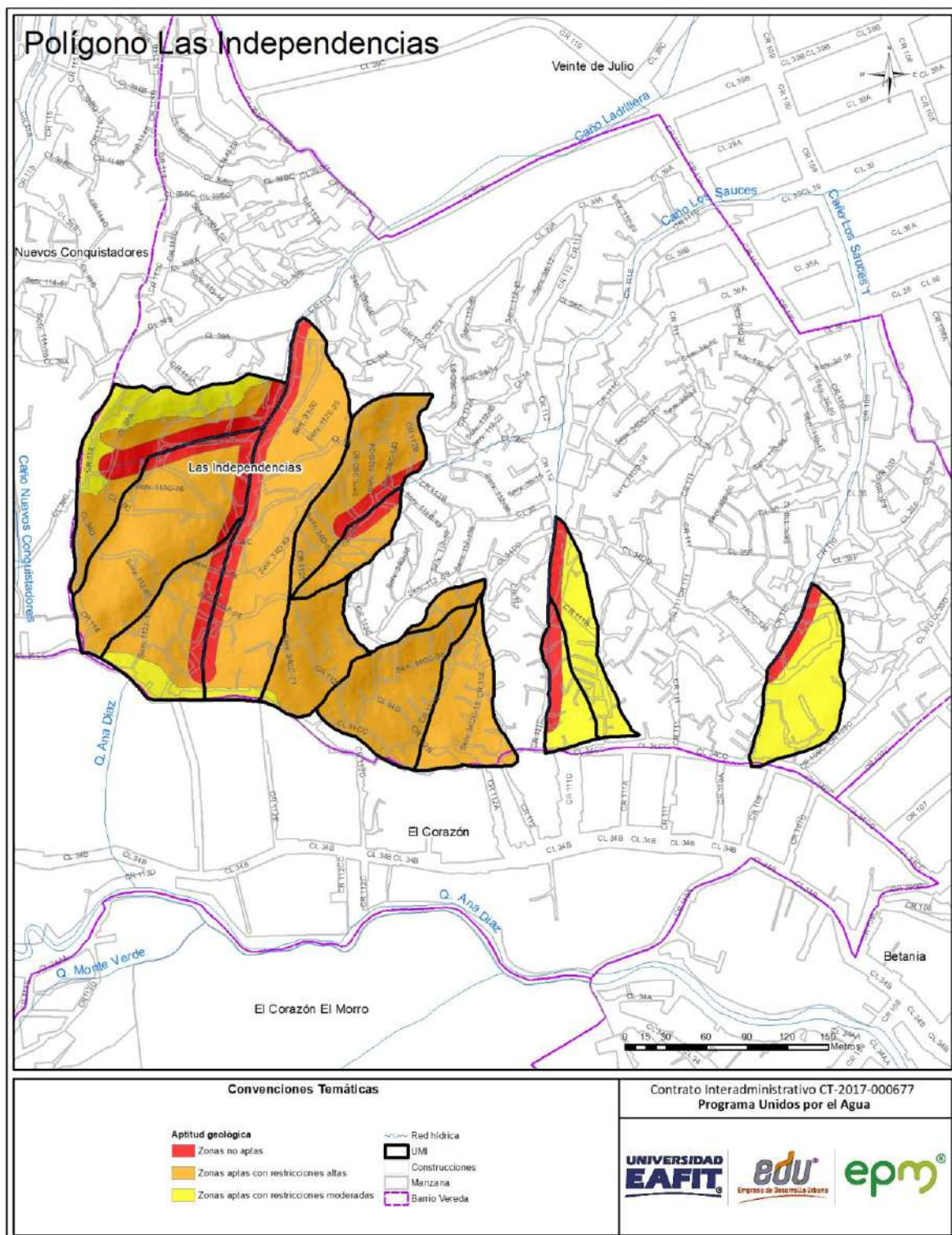
**Zonas Aptas con Restricciones Altas:** En las cuales se evidencia la ocurrencia de procesos morfodinámicos activos tales como socavación de márgenes y movimientos en masa localizados en el predio de interés y en la UMI asociada; la estabilidad global de estas zonas dependerá del manejo que se dé a los procesos morfodinámicos y al tipo de intervención que se proyecte sobre estas. El estudio debe evaluar la viabilidad técnica y económica de las obras de estabilización proyectadas dentro del lote y la UMI asociada (Acuerdo 09 de 2012).

En esta categoría de incluyen las zonas catalogadas en la zonificación de amenaza total, como de amenaza alta por movimientos en masa. Se encuentran distribuida de forma irregular entre las carreras 112 y 114, hacia la zona norte de la calle 34CC. La zona se caracteriza por pendientes en el rango de abrupta y muy abrupta, en materiales relacionados directamente al saprolito del stock de Altavista y se encuentra altamente intervenida por la actividad antrópica

**Zonas No Aptas:** Son aquellas con evidente inestabilidad por la ocurrencia de procesos morfodinámicos activos tales como socavación de márgenes y movimientos en masa dentro del lote de interés y la UMI asociada; el estudio considera que las obras de estabilización proyectadas son técnicamente complejas y de alto costo con respecto a las inversiones proyectadas en la zona o predio de interés. Las zonas con restricciones normativas se considerarán como No Aptas (Acuerdo 09 de 2012).

Esta categoría corresponde a las áreas definidas como suelo de protección en el acuerdo 48 de 2015. Se encuentra a los retiros de los caños Ladrillero y Sauces y afluentes menores. Se caracterizan geológicamente por el saprolito y suelo residual del Stock de Altavista, pendientes en los rangos desde muy inclinada a muy abrupta. Esta zona presenta una alta intervención.





**Figura 120.** Mapa de Aptitud geológica para el polígono Las Independencias

## **13. RECOMENDACIONES**

Las condiciones topográficas y la ocupación de las áreas evaluadas con viviendas o infraestructura, se constituyen en factores determinantes en la definición de propuestas para el mejoramiento de la estabilidad del polígono Las Independencias, dado que su implementación podría generar modificaciones sustanciales en estos aspectos que implican altos costos económicos y sociales.

Las recomendaciones que se presentan a continuación tienen como objetivo disminuir los niveles de riesgo identificados en el polígono en estudio, las cuales corresponden a medidas principalmente de tipo estructural que incluyen obras de ingeniería que buscan la estabilización de las laderas comprometidas, así como obras complementarias que se deben adelantar en todo el polígono de interés, por lo que para garantizar la estabilidad de la zona y el cambio en las restricciones establecidas se requiere de una intervención de tipo integral en donde se ejecuten de forma conjunta los planteamientos aquí establecidos.

### **13.1 RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS**

Para el polígono Las Independencias se han planteado como alternativas para el mejoramiento de la estabilidad la implementación de estructuras de contención tipo anclajes activos y pantallas de contención tipo pilas pre-excavadas amarradas con una viga cabezal. Las primeras consisten en sistemas de estabilización donde se utilizan anclajes activos en asocio con estructuras de reacción en superficie (dados de concreto) para aumentar el factor de seguridad de una ladera. Dada su disposición o arreglo sistemático, este tipo de obras requieren amplios espacios para su implementación y se recomiendan especialmente en sectores de pendientes escarpadas.

A continuación, se analizará la estabilidad para los perfiles 1 a 6, bajo la consideración de que se incluirán las obras o propuestas de mejoramiento de la estabilidad para cada uno de dichos sectores.

#### **13.1.1 Análisis de estabilidad condición proyectada**

**Perfil 1:** Para el perfil 1 el análisis de estabilidad en la situación actual arrojó un factor de seguridad de 1.22 y 0.86 para la condición estática y seudoestática respectivamente, con lo cual se justifica la necesidad de implementar obras de mejoramiento de la estabilidad de la ladera.

Esta zona corresponde a una cicatriz de deslizamiento, debido a las altas pendientes las cuales no permiten ubicar pilas y a la posibilidad de espacio para construir anclajes se seleccionó la opción correspondiente a anclajes activos. Un arreglo en tres bolillos compuestos por 4 líneas de anclajes separados 2 metros tanto en la horizontal como en la vertical. La cota de la línea superior 1666 msnm, la longitud de la hilera superior 25 metros y longitud de la hilera inferior 22 metros.

Anclajes activos de 20 metros de longitud de los cuales 15 metros corresponden al bulbo y 5 metros libres. Cada anclaje con una capacidad de 36 toneladas compuesto por 3 cables de  $\frac{1}{2}$ ". Diámetro de perforación 0.15 m y sistema de inyección IRS (repetitivo y selectivo).

Los factores de seguridad obtenidos con obra en condición estática  $FS=1.7$  y en condición seudoestática  $FS=1.16$  con probabilidad de falla del 0%. Los factores de seguridad obtenidos cumplen con la norma, sin embargo, para garantizar estabilidad es necesario realizar manejos adecuados de agua por medio de la construcción de subdrenes con un diámetro de 2" y longitud 20 metros ubicados entre líneas de anclajes y separados 3 metros en la horizontal, además obras de drenaje superficiales para el manejo de aguas lluvias e implementación de sistemas de alcantarillado en las zonas que no cuenten con este. En la Figura 121 y Figura 122 se anexan los análisis de estabilidad:

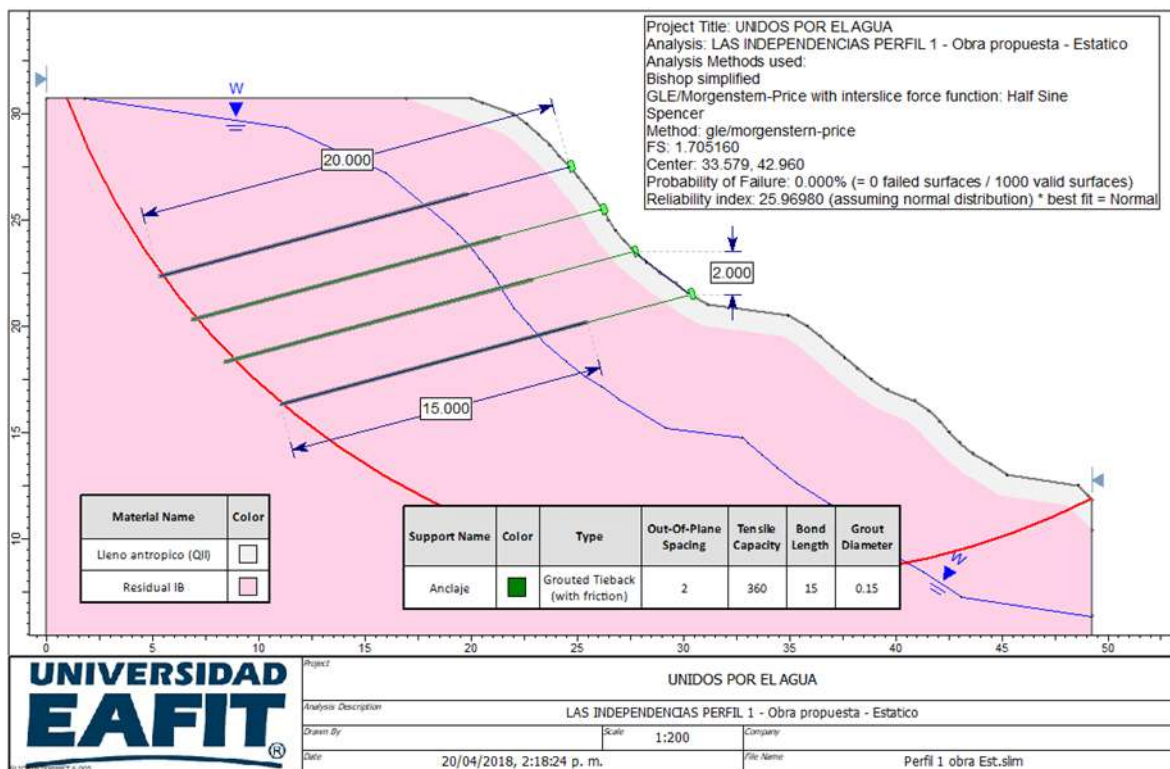
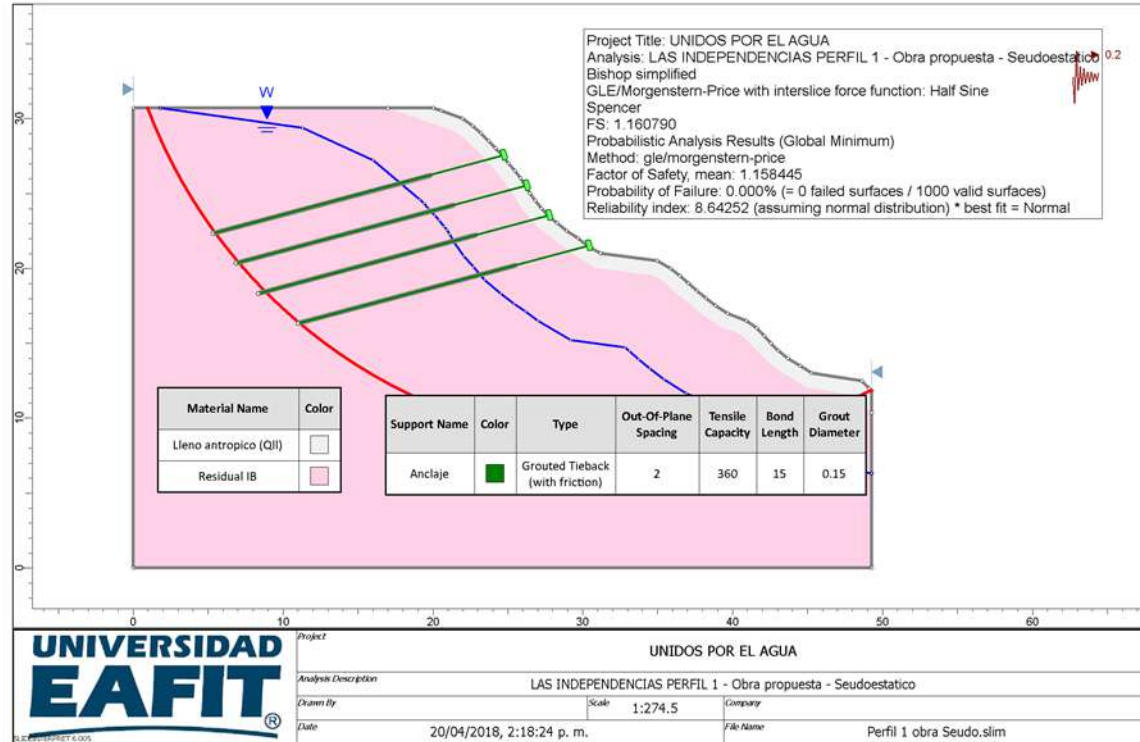


Figura 121. Análisis estabilidad perfil 1 Alternativa anclajes activos, condición estática.





**Figura 122.** Análisis estabilidad perfil 1 con obra en condición seudoestática.

**Perfil 2:** El análisis de estabilidad en la situación actual estática arrojó un factor de seguridad determinístico y medio de 1.21 con una probabilidad de falla del 0% y para la condición actual seudoestática un factor de seguridad determinístico de 0.88 y medio de 0.89 con probabilidad de falla del 87% con lo cual se justifica la necesidad de implementar obras de mejoramiento de la estabilidad de la ladera.

En esta zona las pendientes son altas, por lo tanto, la opción más adecuada son anclajes activos. Un arreglo en tres bolillos compuestos por 3 líneas de anclajes separados 2 metros tanto en la horizontal como en la vertical. La cota de la hilera superior 1662 msnm, la longitud de hileras 12 metros.

Anclajes activos de 12 metros de longitud de los cuales 8 metros corresponden al bulbo y 4 metros libres. Diámetro de la perforación 0.15 m, cada anclaje con una capacidad de 20 toneladas compuesto por 2 cables de ½". El sistema de inyección IRS (repetitivo y selectivo).

Los factores de seguridad determinístico obtenidos con obra en condición estática  $FS=1.59$  y medio  $FS=1.59$  y en condición pseudoestática  $FS=1.10$  determinístico y medio 1.11. Los factores de seguridad obtenidos cumplen con la norma, sin embargo para garantizar estabilidad es necesario realizar manejos adecuados de agua por medio de la construcción de subdrenes con un diámetro de 2" y longitud 20 metros ubicados entre líneas de anclajes y separados 3 metros en la horizontal, además obras de drenaje superficiales para el manejo de aguas lluvias e implementación de sistemas de alcantarillado en las zonas que no cuenten con este. En la Figura 123 y Figura 124 se anexan los análisis de estabilidad:

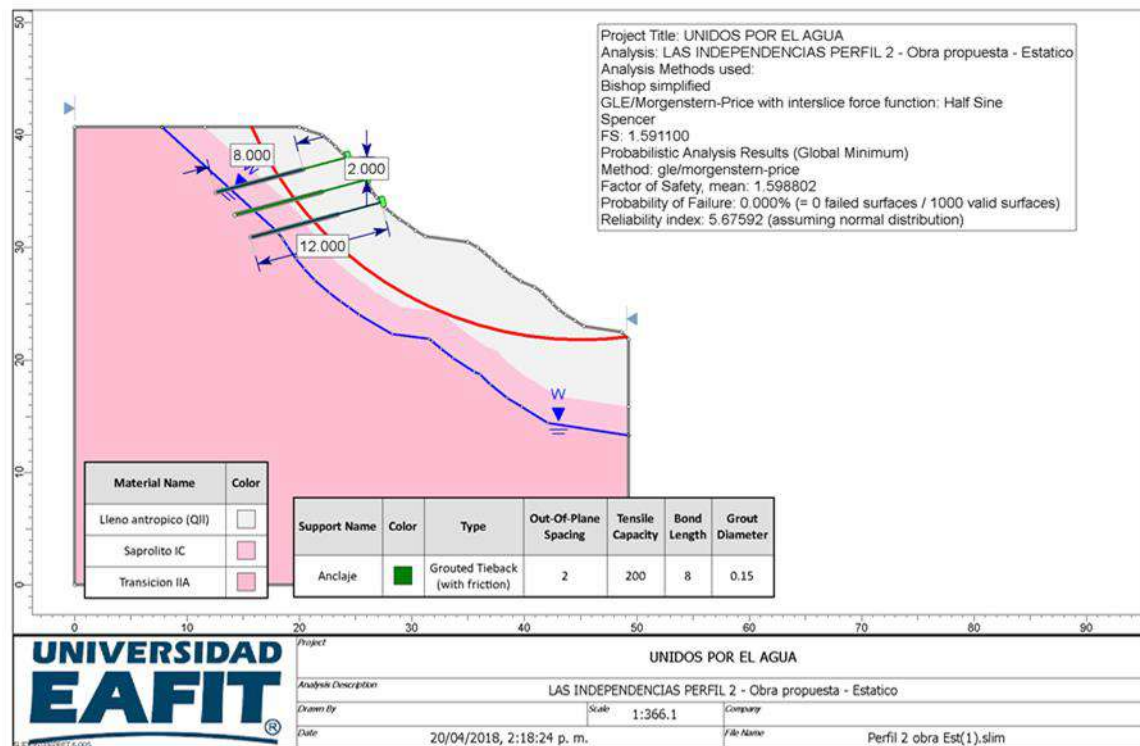
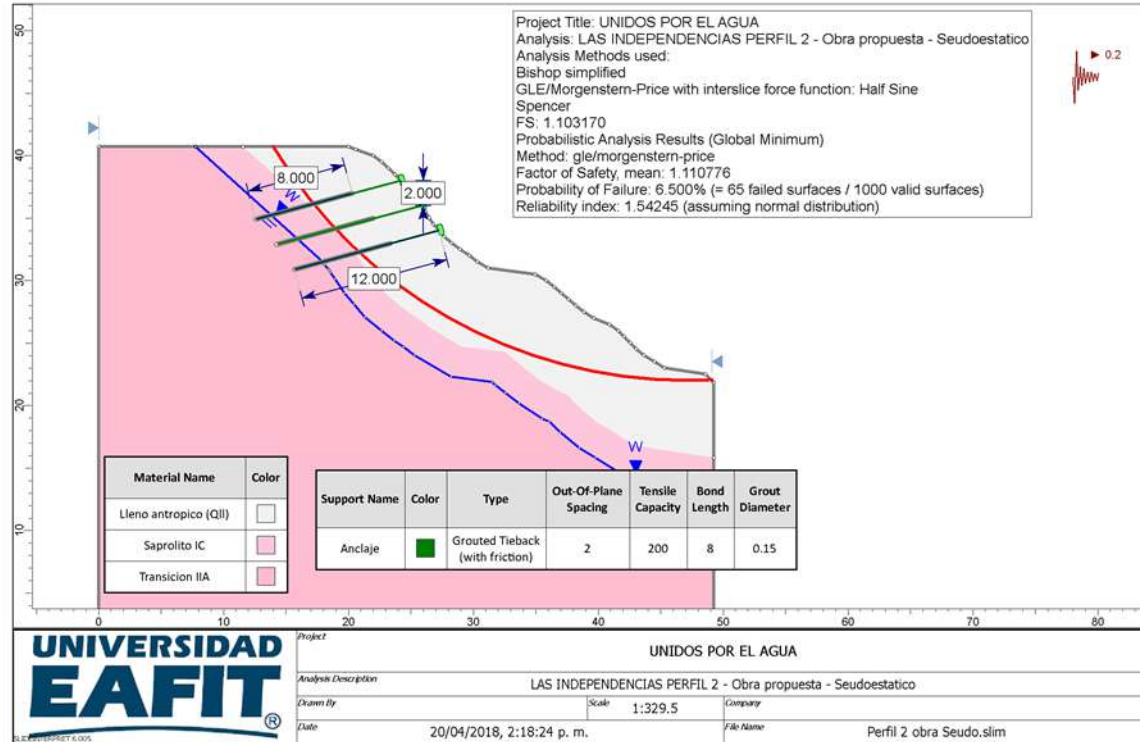


Figura 123 Análisis de estabilidad perfil 2 obra propuesta estático.



**Figura 124** Análisis de estabilidad perfil 2 obra propuesta seudoestático.

**Perfil 3:** El análisis de estabilidad en la situación actual estática arrojó un factor de seguridad determinístico y medio obtenido fue de 1.19 con una probabilidad de falla del 0% y para la condición actual seudoestática un factor de seguridad determinístico de 0.84 y medio de 0.84 con probabilidad de falla del 100% con lo cual se justifica la necesidad de implementar obras de mejoramiento de la estabilidad de la ladera.

En esta zona se realizaron análisis de estabilidad para varias alternativas tales como contenciones con pilas y anclajes. Finalmente, la alternativa seleccionada pos ser la que garantiza estabilidad corresponde a un sistema de anclajes en la parte superior del perfil, y contención con pilas en la parte media e inferior del perfil.

El sistema de anclajes a construir en la parte superior del perfil está compuesto por un arreglo en tres bolillo de dos filas de anclajes activos con una longitud por fila de 100 metros y separados 2 metros tanto en la horizontal como en la vertical. Los

anclajes se deben construir a lo largo de la parte inferior del camino existente. Anclajes activos de 20 metros de longitud de los cuales 15 metros corresponden al bulbo y 5 metros libres. Diámetro de la perforación 0.15 m, cada anclaje con una capacidad de 45 toneladas compuesto por 3 cables de 5/8". El diámetro de la perforación 0.15 metros. El sistema de inyección IRS (repetitivo y selectivo).

En la parte media del perfil una contención en pilas con una longitud de 23 metros, longitud de las pilas 20 metros y diámetro 1.5 metros, separadas 3.75 metros centro a centro. Las pilas unidas entre sí con una viga cabezal.

En la parte inferior del perfil una contención en pilas con una longitud de 26 metros, longitud de las pilas 20 metros y diámetro 1.5 metros, separadas 3.75 metros centro a centro. Las pilas unidas entre sí con una viga cabezal.

Los factores de seguridad determinístico obtenidos con obra en condición estática  $FS=1.55$  y medio  $FS=1.56$  y en condición pseudoestática  $FS=1.11$  determinístico y medio 1.12 con una probabilidad de falla del 0%. Los factores de seguridad obtenidos cumplen con la norma, sin embargo para garantizar estabilidad es necesario realizar manejos adecuados de agua por medio de la construcción de subdrenes con un diámetro de 2" y longitud 25 metros ubicados entre líneas de anclajes y separados 3 metros en la horizontal, subdrenes de 2" de diámetro y 25 metros de longitud entre pilas, además obras de drenaje superficiales para el manejo de aguas lluvias e implementación de sistemas de alcantarillado en las zonas que no cuenten con este. En la Figura 125 y Figura 126 se anexan los análisis de estabilidad:



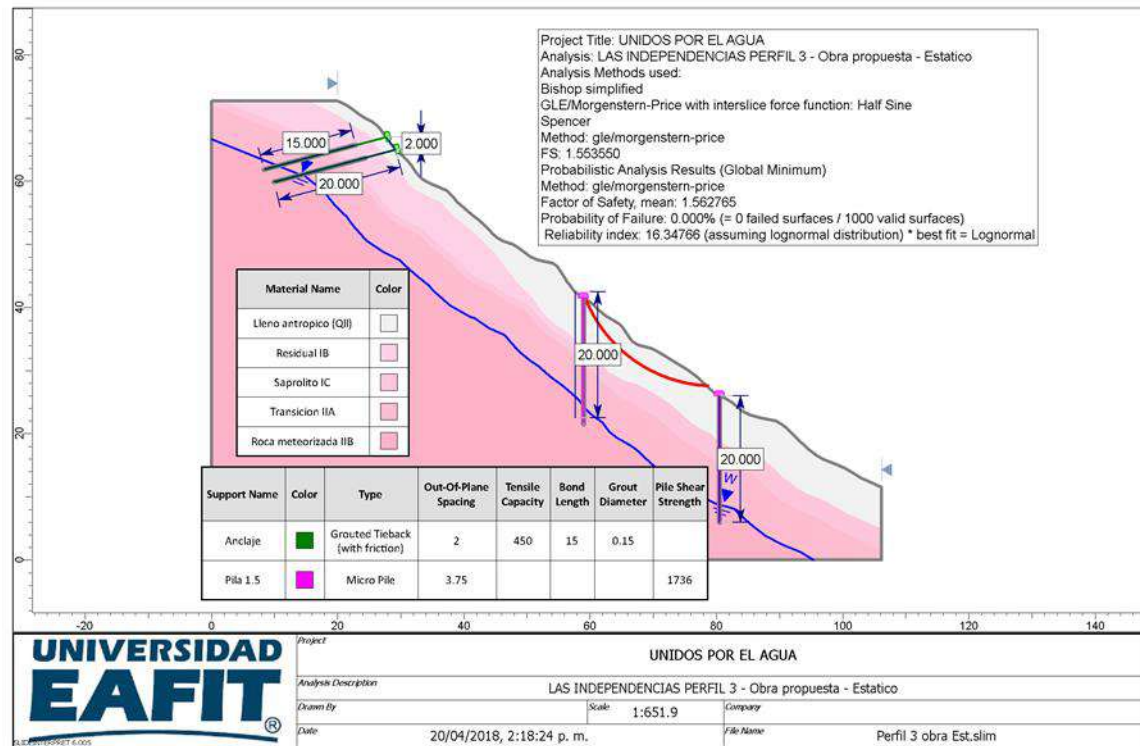


Figura 125 Análisis de estabilidad perfil 3 obra propuesta estático.

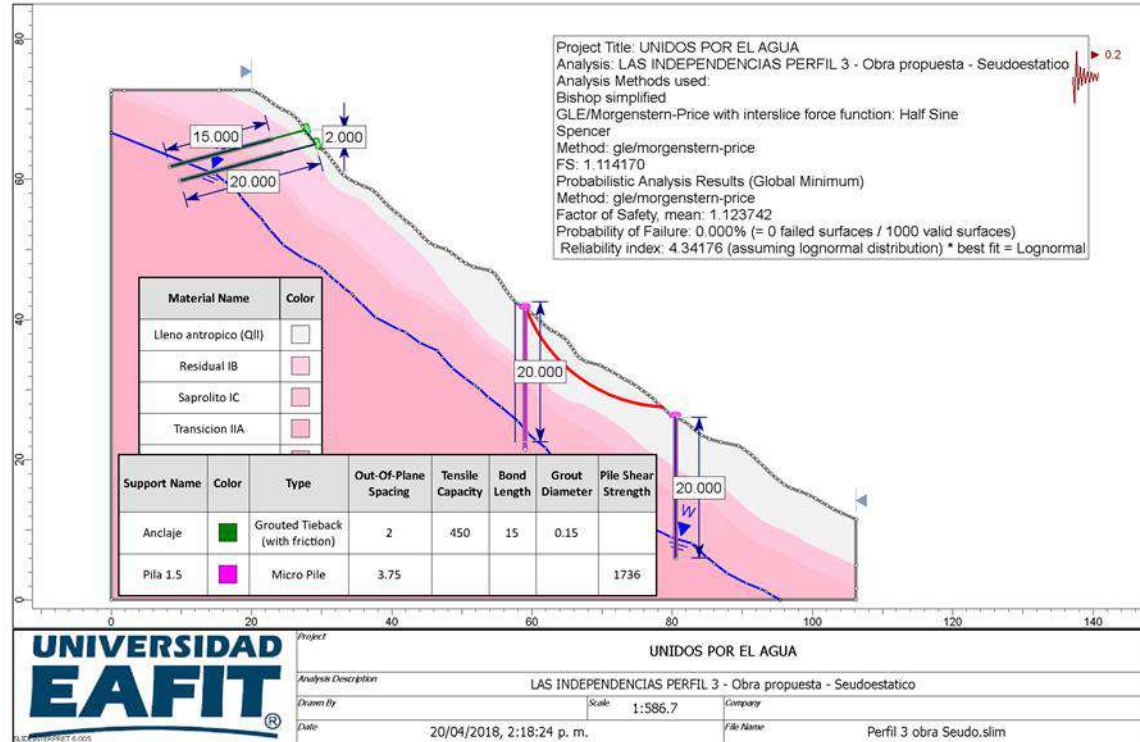


Figura 126. Análisis de estabilidad perfil 3 obra propuesta seudoestático.

**Perfil 4.** El análisis de estabilidad en la situación actual estática arrojó un factor de seguridad determinístico y medio de 1.12 con una probabilidad de falla del 0% y para la condición actual seudoestática un factor de seguridad determinístico de 0.87 y medio de 0.90 con probabilidad de falla del 93.8% con lo cual se justifica la necesidad de implementar obras de mejoramiento de la estabilidad de la ladera.

En esta zona las pendientes son altas, por lo tanto, la opción más adecuada son anclajes activos. Un arreglo en tres bolillos compuestos por 3 líneas de anclajes separados 3 metros tanto en la horizontal como en la vertical. La cota de la hilera superior 1698 msnm, la longitud de la hilera superior 34 metros y la hilera inferior 36 metros.

Anclajes activos de 20 metros de longitud de los cuales 15 metros corresponden al bulbo y 5 metros libres. Diámetro de la perforación 0.15 m, cada anclaje con una

capacidad de 30 toneladas compuesto por 3 cables de ½". El sistema de inyección IRS (repetitivo y selectivo).

Los factores de seguridad determinístico obtenidos con obra en condición estática FS=1.57 y medio FS=1.62 y en condición pseudoestática FS=1.10 determinístico y medio 1.14. Los factores de seguridad obtenidos cumplen con la norma, sin embargo, para garantizar estabilidad es necesario realizar manejos adecuados de agua por medio de la construcción de subdrenes con un diámetro de 2" y longitud 20 metros ubicados entre líneas de anclajes y separados 3 metros en la horizontal, además obras de drenaje superficiales para el manejo de aguas lluvias e implementación de sistemas de alcantarillado en las zonas que no cuenten con este. En la Figura 127 y Figura 128 se anexan los análisis de estabilidad:

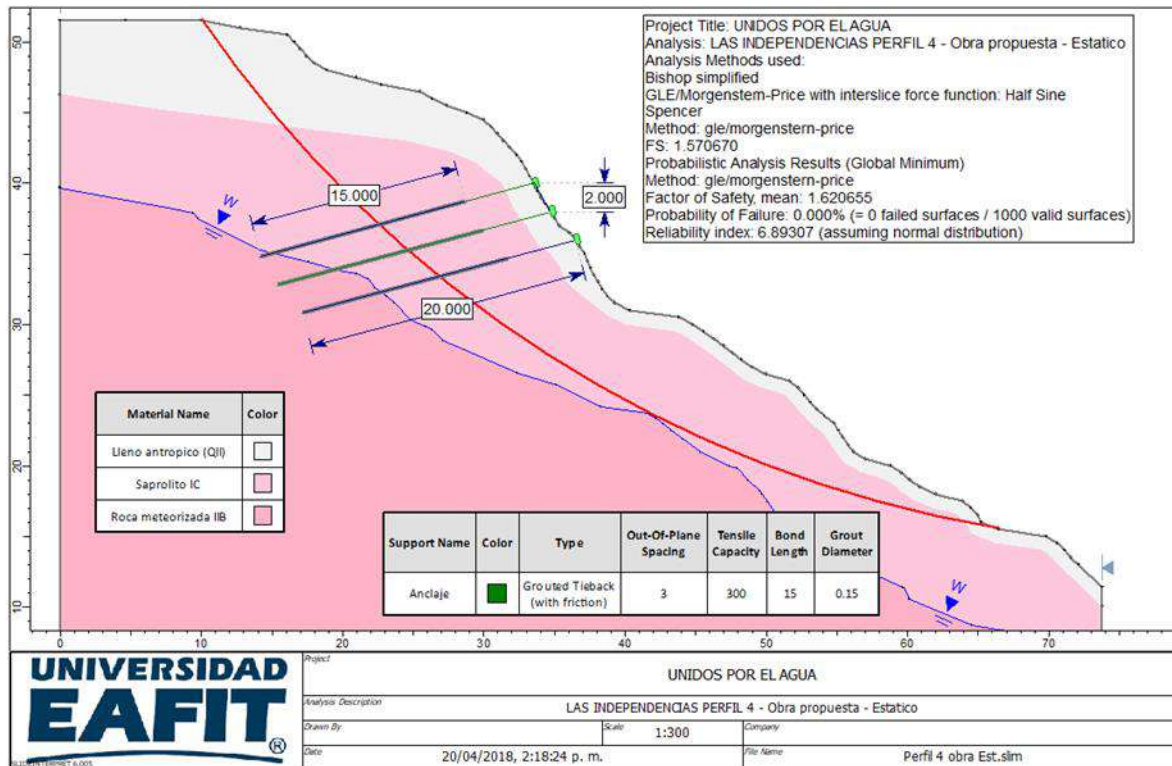
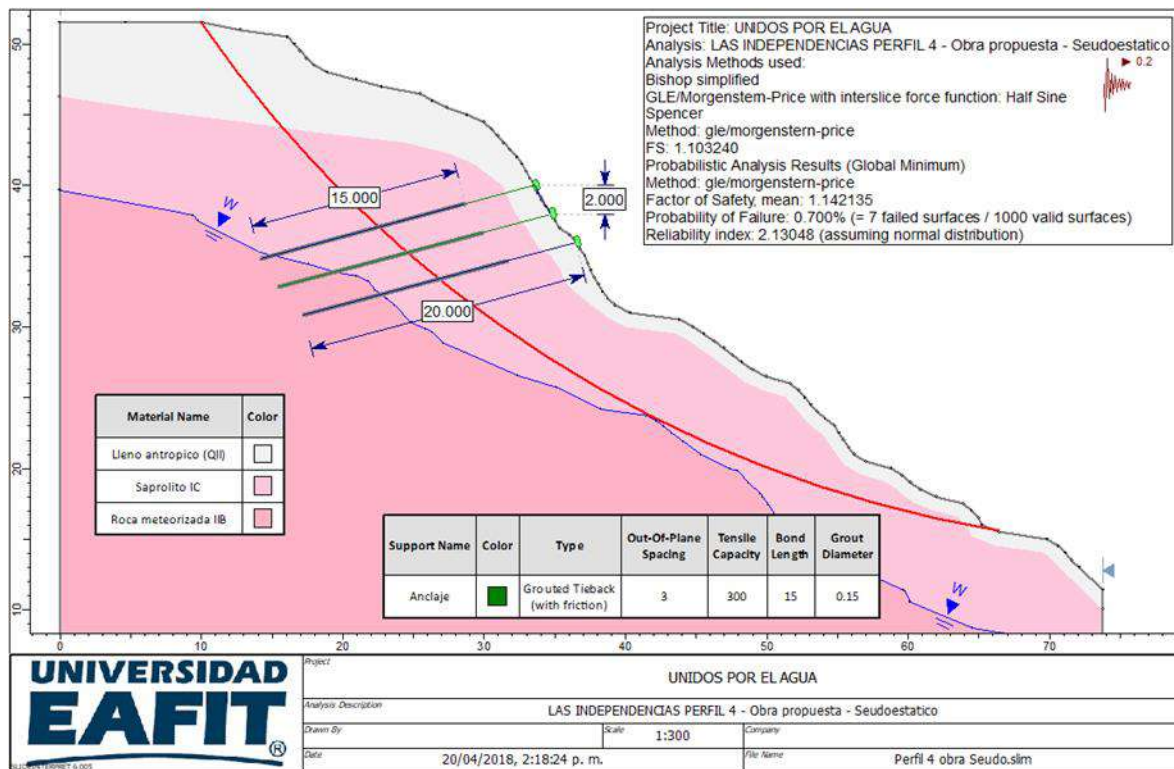


Figura 127. Análisis de estabilidad perfil 4 obra propuesta estático.



**Figura 128.** Análisis de estabilidad perfil 4 obra propuesta seudoestático.

**Perfil 5.** El análisis de estabilidad en la situación actual estática arrojó un factor de seguridad determinístico y medio de 1.35 con una probabilidad de falla del 0% y para la condición actual seudoestática un factor de seguridad determinístico de 0.95 y medio de 0.95 con probabilidad de falla del 97% con lo cual se justifica la necesidad de implementar obras de mejoramiento de la estabilidad de la ladera.

En esta zona las pendientes son altas, la opción seleccionada corresponde a anclajes activos. Dos sistemas de anclajes, uno ubicado en la parte superior del perfil y el otro en la parte media del perfil.

El sistema a construir en la parte superior del perfil un arreglo en tres bolillos compuestos por 4 líneas de anclajes separados 2 metros tanto en la horizontal como en la vertical. La cota de la hilera superior 1738 msnm, la longitud de la hilera superior 21 metros y la hilera inferior 23 metros. Anclajes activos de 20 metros de longitud de los cuales 15 metros corresponden al bulbo y 5 metros libres. Diámetro de la perforación 0.18 m, cada anclaje con una capacidad de 60 toneladas compuesto por 4 cables de 5/8". El sistema de inyección IRS (repetitivo y selectivo).



El sistema por construir en la parte media del perfil un arreglo en tres bolillos compuestos por 5 líneas de anclajes separados 2 metros tanto en la horizontal como en la vertical. La cota de la hilera superior 1694 msnm, la longitud de la hilera superior 57 metros y la hilera inferior 43 metros. Anclajes activos de 30 metros de longitud de los cuales 20 metros corresponden al bulbo y 10 metros libres. Diámetro de la perforación 0.18 m, cada anclaje con una capacidad de 60 toneladas compuesto por 4 cables de 5/8". El sistema de inyección IRS (repetitivo y selectivo).

Los factores de seguridad determinístico obtenidos con obra en condición estática  $FS=1.64$  y medio  $FS=1.65$  y en condición pseudoestática  $FS=1.10$  determinístico y medio 1.10 con PF 0%. Los factores de seguridad obtenidos cumplen con la norma, sin embargo, para garantizar estabilidad es necesario realizar manejos adecuados de agua por medio de la construcción de subdrenes con un diámetro de 2" y longitud 20 metros ubicados entre líneas de anclajes y separados 3 metros en la horizontal, además obras de drenaje superficiales para el manejo de aguas lluvias e implementación de sistemas de alcantarillado en las zonas que no cuenten con este. En la Figura 129 y Figura 130 se anexan los análisis de estabilidad:

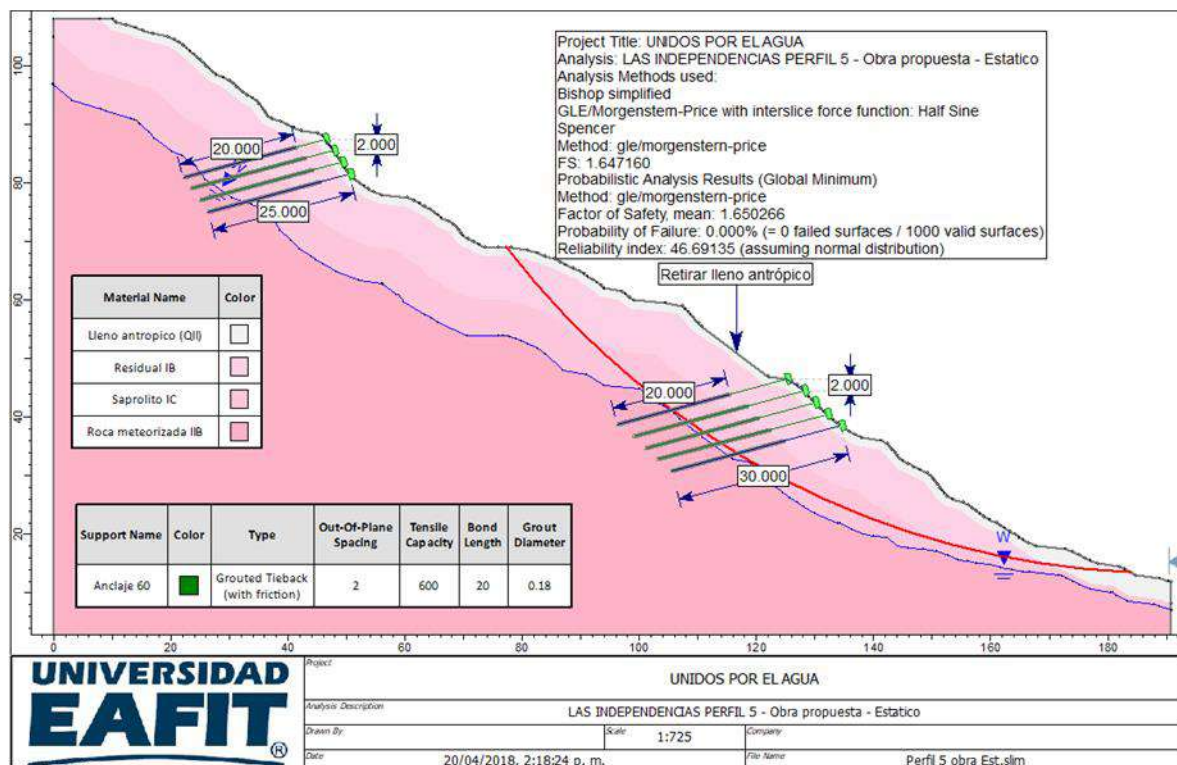
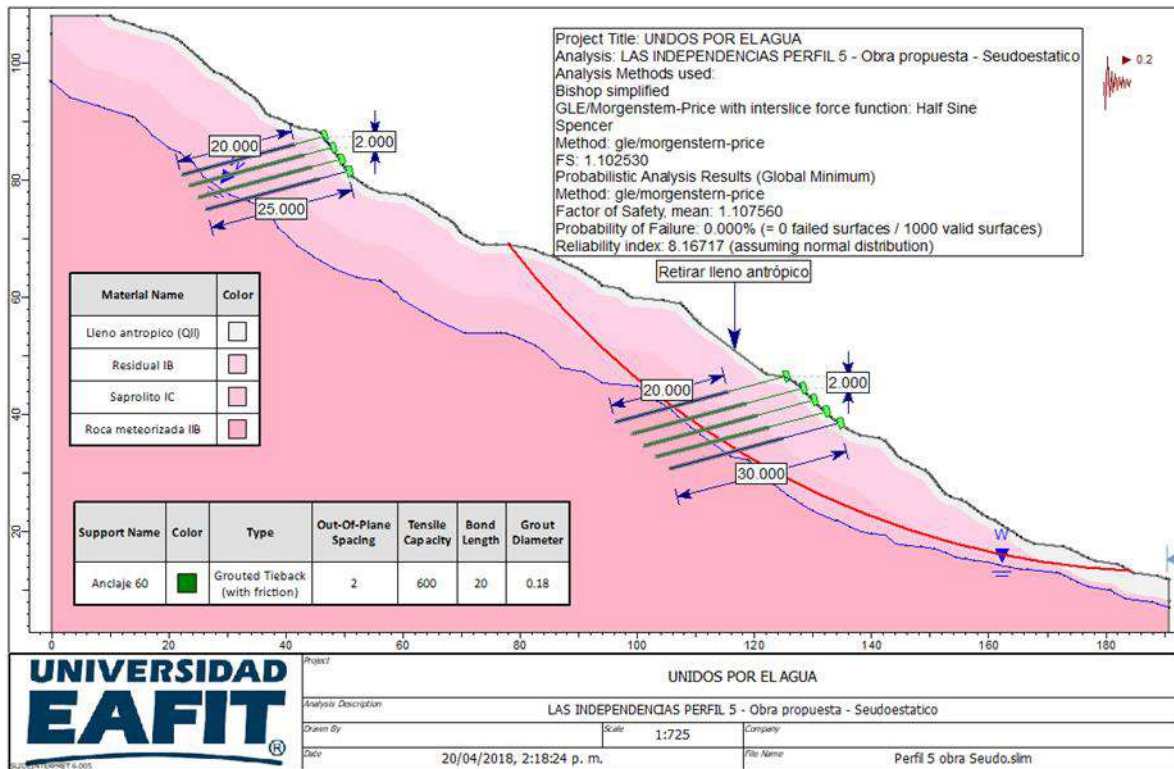


Figura 129. Análisis de estabilidad perfil 5 obra propuesta estático.



**Figura 130.** Análisis de estabilidad perfil 5 obra propuesta seudoestático.

**Perfil 6.** El análisis de estabilidad en la situación actual estática arrojó un factor de seguridad determinístico 1.21 y medio de 1.22 con una probabilidad de falla del 0% y para la condición actual seudoestática un factor de seguridad determinístico de 0.81 y medio de 0.82 con probabilidad de falla del 100% con lo cual se justifica la necesidad de implementar obras de mejoramiento de la estabilidad de la ladera.

En esta zona las pendientes son altas, la opción seleccionada corresponde a anclajes activos. Dos sistemas de anclajes, uno ubicado en la parte superior del perfil y el otro en la parte inferior del perfil.

El sistema a construir en la parte superior del perfil un arreglo en tres bolillos compuestos por 3 líneas de anclajes separados 2 metros tanto en la horizontal como en la vertical. La cota de la hilera superior 1680 msnm, la longitud de la hilera superior 76 metros y la hilera inferior 72 metros. Anclajes activos de 20 metros de longitud de los cuales 10 metros corresponden al bulbo y 10 metros libres. Diámetro de la perforación 0.15 m, cada anclaje con una capacidad de 45 toneladas compuesto por 3 cables de 5/8". El sistema de inyección IRS (repetitivo y selectivo).

El sistema a construir en la parte inferior del perfil arreglo en tres bolillos compuestos por 3 líneas de anclajes separados 2 metros tanto en la horizontal como en la vertical. La cota de la hilera superior 1651 msnm, la longitud de la hilera superior 44 metros y la hilera inferior 40 metros. Anclajes activos de 15 metros de longitud de los cuales 10 metros corresponden al bulbo y 5 metros libres. Diámetro de la perforación 0.15m, cada anclaje con una capacidad de 45 toneladas compuesto por 3 cables de 5/8". El sistema de inyección IRS (repetitivo y selectivo).

Además, es necesario retirar parte de los llenos en el sitio mostrado en la siguiente figura.

Los factores de seguridad determinístico obtenidos con obra en condición estática  $FS=1.56$  y medio  $FS=1.56$  y en condición pseudoestática  $FS=1.13$  determinístico y medio 1.13 con PF 0%. Los factores de seguridad obtenidos cumplen con la norma, sin embargo, para garantizar estabilidad es necesario realizar manejos adecuados de agua por medio de la construcción de subdrenes con un diámetro de 2" y longitud 20 metros ubicados entre líneas de anclajes y separados 3 metros en la horizontal, además obras de drenaje superficiales para el manejo de aguas lluvias e implementación de sistemas de alcantarillado en las zonas que no cuenten con este. En la Figura 131 y Figura 132 se anexan los análisis de estabilidad:

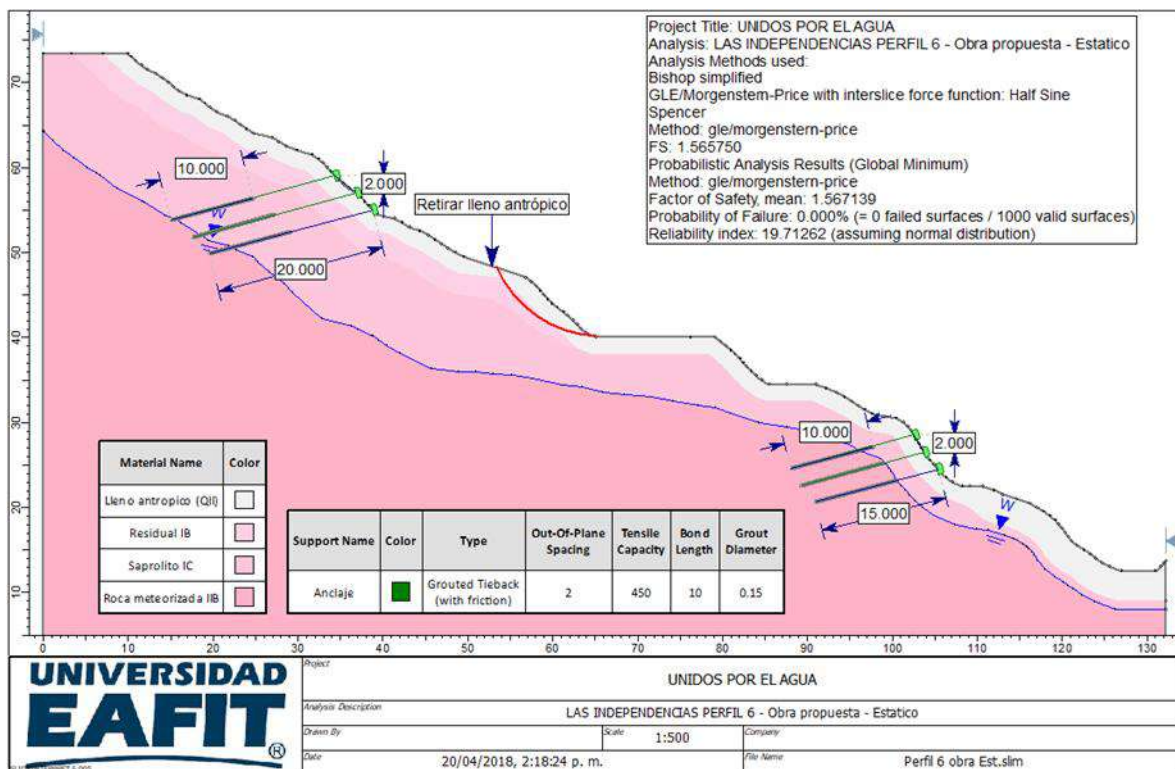


Figura 131. Análisis de estabilidad perfil 6 obra propuesta estático.



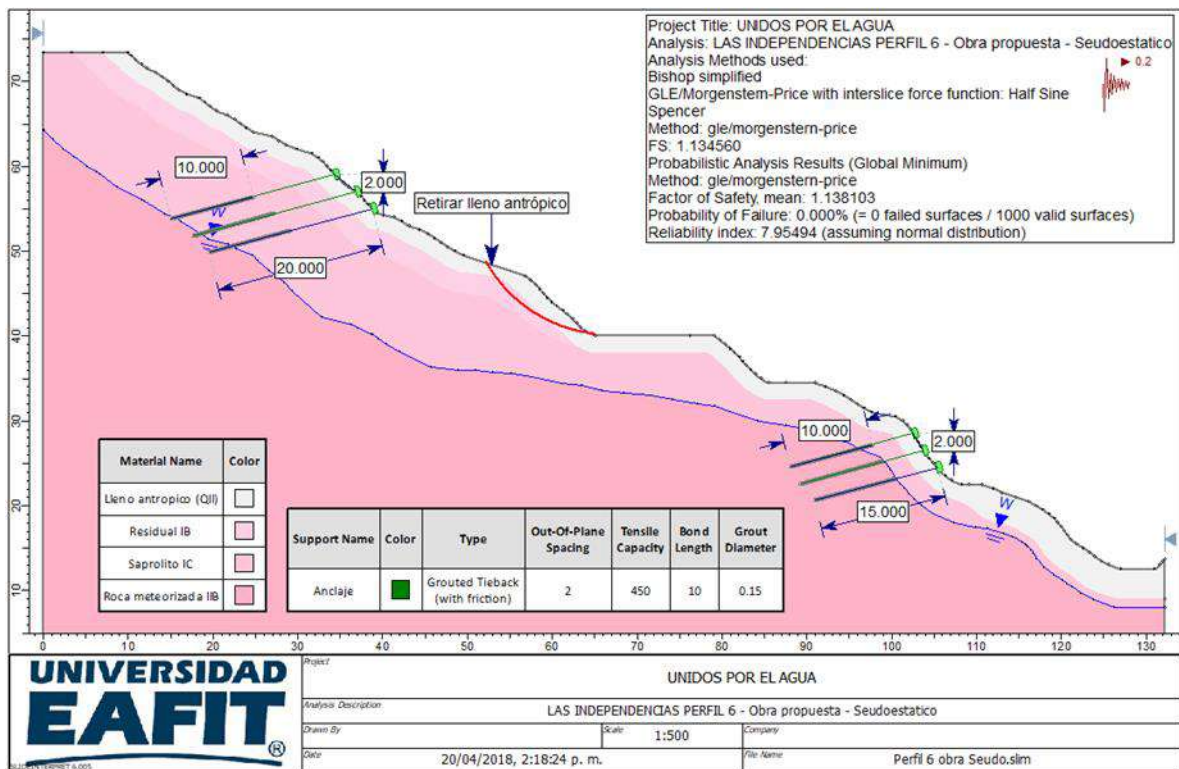


Figura 132. Análisis de estabilidad perfil 6 obra propuesta seudoestático.

## 13.2 DIMENSIONAMIENTO GEOTÉCNICO DE OBRAS

Para el polígono Las Independencias se ha recomendado con base en las observaciones de campo y los análisis de estabilidad del sector la implementación de una serie de obras que buscan mantener y mejorar la estabilidad de la zona evaluada. Como se ha mencionado anteriormente, las obras que se recomiendan son las siguientes:

Para el perfil 1 sistema de anclajes, para el perfil 2 un sistema de anclajes, para el perfil 3 un sistema de anclajes en la parte superior y pantallas en pilas en la parte inferior y media del perfil, para el perfil 4 un sistema de anclajes, para los perfiles 5 y 6 un sistema de anclajes en la parte superior complementado con otro sistema de anclajes en la parte inferior.



## 13.2.1 Pantalla de pilas

### Perfil 3 pilas.

En los análisis de estabilidad se puede observar una longitud de pilas de 20 metros, sin embargo 6 metros de ellas trabajan como muro de contención atendiendo el empuje activo y 14 metros corresponden a la cimentación.

### CALCULO DE CAPACIDAD DE CARGA VERTICAL Y ASENTAMIENTOS

Para el análisis de la capacidad de carga vertical y estimación de asentamientos se utilizó el software Allpile de Civiltech fundamentado en los procedimientos descritos en “The Foundations & Earth Structures, Design Manual 7.02”, publicados por el Department of Navy, Naval Facilities Engineering Command.

Para el cálculo del asentamiento de los pilotes individuales se utilizan el método semiempíricos propuestos por Vesic (1977)

El asentamiento de un pilote está constituido por la suma de tres componentes

$S_t$  =asentamiento total de un pilote

$S_s$  = asentamiento debido a la deformación axial del fuste del pilote

$S_p$  =asentamiento de la base o la punta del pilote

$S_{ps}$  = asentamiento del pilote causado por la carga transmitida a través del fuste del pilote.

Estas tres componentes se determinan separadamente y se adicionan al mismo tiempo.

$$S_t = S_s + S_p + S_{ps}$$

Utilizando el software All Pile, mencionado anteriormente y considerando un factor de seguridad de 3.0 para la capacidad por punta, 2.0 para la capacidad por fricción y 2.0 para la resistencia al levantamiento, se obtuvieron los siguientes resultados:

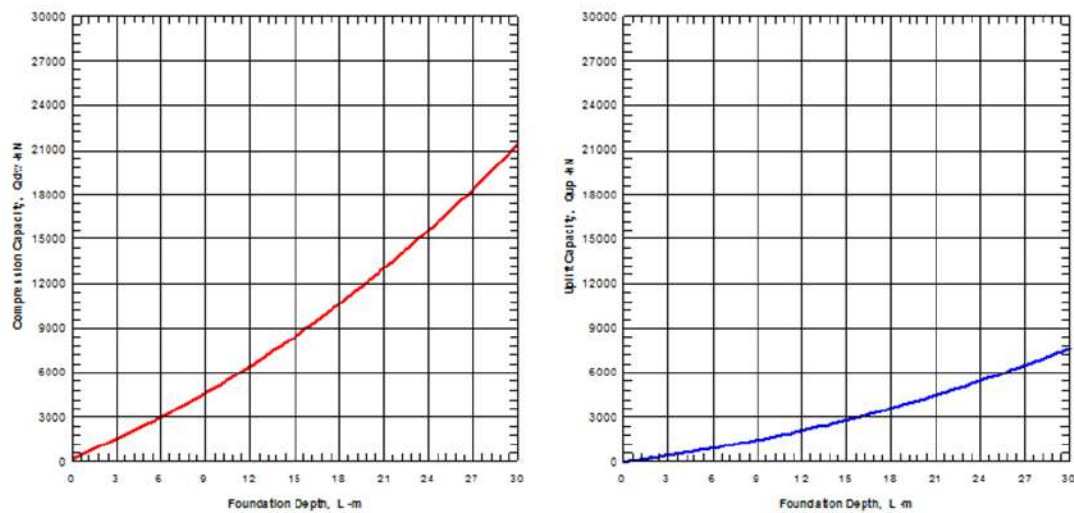


**Tabla 41** Capacidad de carga vertical, resistencia al levantamiento y asentamientos.

Long pila (m)	Diámetro (m)	Espaciamiento (m)	Capacidad carga vertical admisible (Ton)	Asentamiento (cm)	Resistencia al levantamiento. (ton)
14	1.5	3.75	776	0.049	257

En la Figura 134 y Figura 135 se presentan la variación de la capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento con la profundidad. Así mismo, se presentan los asentamientos esperados Vs la carga vertical, estimados mediante el software Allpile que utiliza la metodología descrita anteriormente.

## ALLOWABLE CAPACITY vs FOUNDATION DEPTH

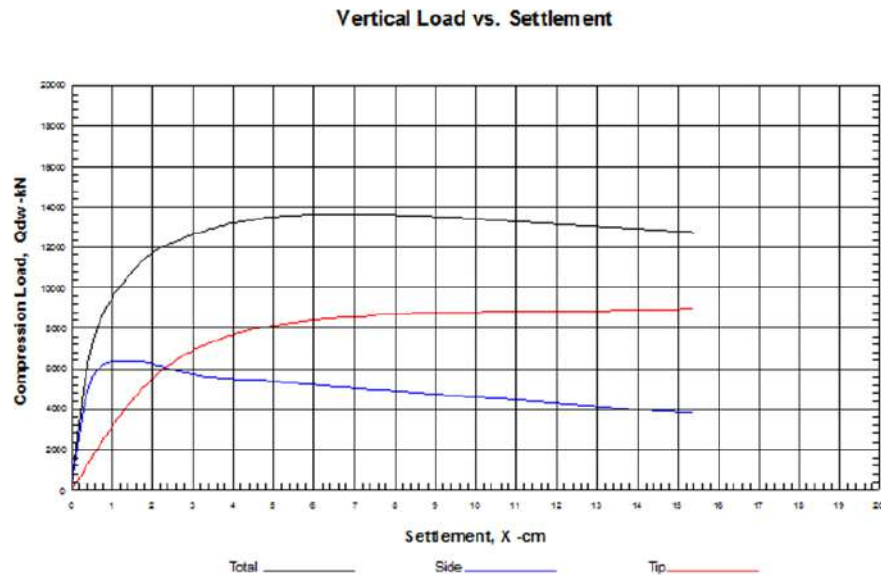


Las Independencias perfil 3

Figure 1

**Figura 134.** Capacidad de carga vertical y resistencia al levantamiento Pantalla de pilas Perfil 3.





Las Independencias perfil 3

Figure 1

**Figura 135.** Asentamientos estimados pilas perfil 3

## ANALISIS LATERAL

Para analizar las diferentes estructuras que se proponen y realizar el análisis de deformaciones, momentos, fuerza de cortante y presión lateral del sistema suelo-pila, se utilizó el programa Allpile Versión 6.5 de Civiltech el cual se basa en un modelo elástico mediante la solución de la ecuación diferencial mostrada a continuación:

$$EI \frac{d^4 Y}{dZ^4} + Q \frac{d^2 Y}{dZ^2} - R - P_q = 0$$

Where  $Q$  = axial compression load on the pile

$Y$  = lateral deflection of pile at depth of  $Z$

$Z$  = depth from top of pile

$R$  = soil reaction per unit length

$E$  = modules of elasticity of pile

$I$  = moment of inertia of the pile

$P_q$  = distributed load along the length of pile

$$EI \left( \frac{d^3 Y}{dZ^3} \right) + Q \left( \frac{dY}{dZ} \right) = P$$

Where  $P$  = shear in the pile

Where  $M$  = bending moment of the pile

$$\frac{dY}{dZ} = S_i$$

$$EI \left( \frac{d^2 Y}{dZ^2} \right) = M$$

Las cargas y fuerzas que actuarán sobre la estructura y que se utilizarán en el software fueron estimadas con base en el modelo geológico-geotécnico mostrado anteriormente y considerando empujes para el estado de reposo. El punto de análisis corresponde a la cabeza de las pilas, que coincide con la superficie de falla, con lo cual se analiza el empotramiento requerido para garantizar la estabilidad del sistema. La longitud total de las pilas debe incluir la profundidad de empotramiento y la longitud por encima de la superficie de falla.

Las cargas o fuerzas estimadas que actuarán sobre las fundaciones se muestran a continuación (deben ser verificadas por el diseñador estructural):

**Tabla 42.** Cargas estimadas para los diferentes casos analizados

Parámetro	Perfil 3
Espaciamiento	3.76 m
P (kN)	516
Q (kN)	848
M (kN/m)	172

Donde:

P= fuerza horizontal aplicada

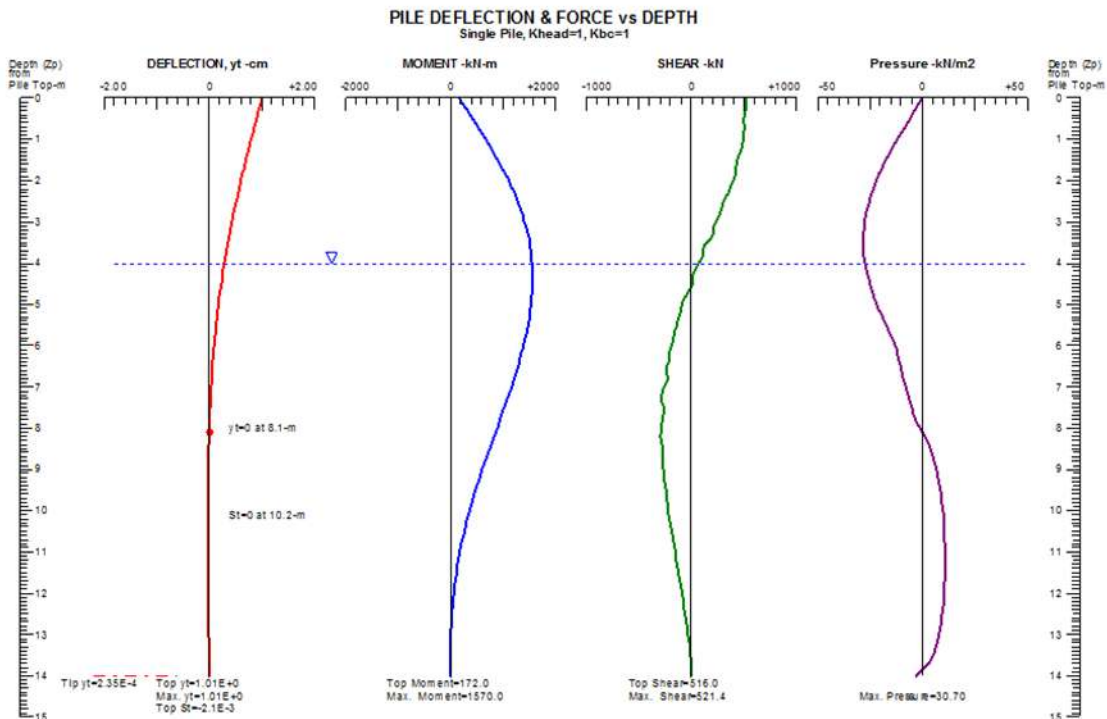
Q= Carga vertical aplicada

M = Momento

**Tabla 43.** Resultados Obtenidos Interacción suelo-estructura

Descripción	Valor
Longitud de pila (m)	14
Deflexión en la cabeza (mm)	10
Momento máximo (kN-m)	1570
Cortante máximo (KN)	521

ALL-PILE Version 6 CivilTech Software www.civiltch.com Unlimited



Las Independencias perfil 3

Figure 2

**Figura 136.** Análisis lateral de las pilas Muro 1 Perfil 3.

### 13.2.1 Anclajes

Para el análisis de los anclajes se utilizó la metodología propuesta por Bustamante y Doix en 1985.

#### Perfil 1 anclajes.

**Tabla 44.** Memorias de cálculo anclajes perfil 1.

DISEÑO GEOTÉCNICO SISTEMA DE ANCLAJE										
Memorias de Cálculo										
<b>Proyecto:</b> LAS INDEPENDENCIAS PERFIL 1										
Caracterización del estrato de suelo receptor	U.S.C =	SC	Sobrecarga	Q (Kpa)=	10	Predimensionamiento del anclaje	Sh (m)=	2	Descripción y Clasificación:	Anclaje Activo
	$\gamma$ (KN/m3) =	19		F.S.=	1.5		Sv (m)=	2		
	C (KPa)=	20	Talud:	$\alpha^\circ$ =	70		No. Anclajes=	4		
	$\Phi^\circ$ =	32					Inclinación (°):	15		
Estrato inestable	$\Phi^\circ$ =	32	$\gamma$ (KN/m3) =	16						
Fuerza Estabilizadora						Dimensionamiento del Bulbo				
H (m)	Ka	Ea (KN/m)	Pd (KN/m)	Fht (KN)		Dp (mm):	100	N=	>20	
12.5	0.3073	422.4805	633.7207	1267.441414		Sistema de Inyección:	IRS	Tipo Material:	Limo	
						PL (Mpa)=	1	Qs(teo) (Kpa)	140	
						$\alpha$ =	1.5	F.S.	3	
						Vi=	2 Vt			
Dimensionamiento del Acero						Pi>PL				
Características del refuerzo	Tipo Refuerzo:	Cable				Ds (m)	Qs(adm) (Kpa)	Ta(KN/m)	Lb (m)	Ta (KN)
	Sa (mm2)=	127				0.15	46.66666667	21.99114858	14.9168187	328.0387
	$\Phi$ (pulgadas)=	0.5								5
$\sigma_e$ (Mpa)	$\sigma_{ensayo}$ (Mpa)	$\sigma_{diseño}$ (Mpa)				Dimensionamiento de la Piel				
1700	1530	874.2857								
Dimensionamiento de Tensores										
Características del cable	Diámetro cable (mm)=	12.7	Treqanclaje (KN)	328.0379764						
	Sección del cable (Sa) (mm2)	127								
Tensayomáx(KN)	Tdiseño(KN)	No. Cables								
194.31	111.03	3.0								



**Perfil 2 anclajes.**

**Tabla 45. Memorias de cálculo anclajes perfil 2.**

DISEÑO GEOTÉCNICO SISTEMA DE ANCLAJE											
Memorias de Cálculo											
<b>Proyecto: LAS INDEPENDENCIAS PERFIL 2</b>											
Caracterización del estrato de suelo receptor	U.S.C =	SC	Sobrecarga	Q (Kpa)=	10	Predimensionamiento del anclaje	Sh (m)=	2	Descripción y Clasificación:	Anclaje Activo	
	$\gamma$ (KN/m3) =	19		F.S.=	1.5		Sv (m)=	2			
	C (KPa)=	17	Talud:	$\alpha^\circ$ =	70		No. Anclajes=	3	Método de Cálculo:	Bustamante y Doix (1985).	
	$\Phi^\circ$ =	35					Inclinación (°):	15			
Estrato inestable	$\Phi^\circ$ =	30	$\gamma$ (KN/m3) =	16							
<b>Fuerza Estabilizadora</b>						<b>Dimensionamiento del Bulbo</b>					
H (m)	Ka	Ea (KN/m)	Pd (KN/m)	Fht (KN)		Dp (mm):	100	N=	>20		
8	0.3333	197.3333	296.0000	592		Sistema de Inyección:	IRS	Tipo Material:	Limo		
						PL (Mpa)=	1	Qs(teo) (Kpa)	120		
						$\alpha$ =	1.5	F.S.	2		
						Vi=	2 Vt				
<b>Dimensionamiento del Acero</b>						<b>Pi&gt;PL</b>					
Características del refuerzo	Tipo Refuerzo:	Cable				Ds (m)	Qs(adm) (Kpa)	Ta(KN/m)	Lb (m)	Ta (KN)	Ll (m)
	Sa (mm2)=	127				0.15	60	28.27433388	7.22543988	204.2950	4
	$\Phi$ (pulgadas)=	0.5									
$\sigma_e$ (Mpa)	$\sigma_{ensayo}$ (Mpa)	$\sigma_{diseño}$ (Mpa)				<b>Dimensionamiento de la Piel</b>					
1700	1530	874.2857									
<b>Dimensionamiento de Tensores</b>											
Características del cable	Diámetro cable (mm)=	12.7	Treqanclaje (KN)	204.2944996							
	Sección del cable (Sa) (mm2)	127									
Tensayomáx(KN)	T diseño(KN)	No. Cables									
194.31	111.03	1.8									

## Perfil 3 anclajes.

**Tabla 46.** Memorias de cálculo anclajes perfil 3.

PREDISEÑO GEOTÉCNICO SISTEMA DE ANCLAJE										
Memorias de Cálculo										
<b>Proyecto: LAS INDEPENDENCIAS PERFIL 3</b>										
Caracterización del estrato de suelo receptor	U.S.C =	SW-SM	Sobrecarga	Q (Kpa)=	10	Predimensionamiento del anclaje	Sh (m)=	2	Descripción y Clasificación:	Anclaje Activo
	$\gamma$ (KN/m3) =	20		F.S.=	1.5		Sv (m)=	2		
	C (KPa)=	38.4	Talud:	$\alpha^\circ$ =	70		No. Anclajes=	2	Método de Cálculo:	Bustamante y Doix (1985).
	$\Phi^\circ$ =	32.2					Inclinación (°):	15		
Estrato inestable	$\Phi^\circ$ =	32	$\gamma$ (KN/m3) =	16						
<b>Fuerza Estabilizadora</b>						<b>Dimensionamiento del Bulbo</b>				
H (m)	Ka	Ea (KN/m)	Pd (KN/m)	Fht (KN)		Dp (mm):	100	N=	>20	
10	0.3073	276.5327	414.7990	829.5980162		Sistema de Inyección:	IRS	Tipo Material:	Arena	
						PL (Mpa)=	1	Qs(teo) (Kpa)	120	
						$\alpha$ =	1.5	F.S.	2	
<b>Dimensionamiento del Acero</b>						Vi=	2 Vt			
Características del refuerzo	Tipo Refuerzo:	Cable				<b>Pi&gt;PL</b>				
	Sa (mm2)=	181				Ds (m)	Qs(adm) (Kpa)	Ta(KN/m)	Lb (m)	Ta (KN)
	$\Phi$ (pulgadas)=	0.625				0.15	60	28.27433388	15.18803359	429.4325
$\sigma_e$ (Mpa)	$\sigma_{ensayo}$ (Mpa)	$\sigma_{diseño}$ (Mpa)								
1700	1530	874.2857				<b>Dimensionamiento de la Piel</b>				
<b>Dimensionamiento de Tensores</b>										
Características del cable	Diámetro cable (mm)=	15.2	Treqanclaje (KN)	429.4315327						
	Sección del cable (Sa) (mm2)	181								
Tensayomáx(KN)	Tdiseño(KN)	No. Cables								
276.93	158.25	2.7								

**Perfil 4 anclajes.**

**Tabla 47. Memorias de cálculo anclajes perfil 4.**

DISEÑO GEOTÉCNICO SISTEMA DE ANCLAJE											
Memorias de Cálculo											
<b>Proyecto: LAS INDEPENDENCIAS PERFIL 4</b>											
Caracterización del estrato de suelo receptor	U.S.C =	SC	Sobrecarga	Q (Kpa)=	10	Predimensionamiento del anclaje	Sh (m)=	3	Descripción y Clasificación:	Anclaje Activo	
	$\gamma$ (KN/m3) =	17		F.S.=	1.5		Sv (m)=	3			
	C (KPa)=	16.5	Talud:	$\alpha^\circ$ =	70		No. Anclajes=	3	Método de Cálculo:	Bustamante y Doix (1985).	
	$\Phi^\circ$ =	36					Inclinación (°):	15			
Estrato inestable	$\Phi^\circ$ =	34	$\gamma$ (KN/m3) =	16							
<b>Fuerza Estabilizadora</b>						<b>Dimensionamiento del Bulbo</b>					
H (m)	Ka	Ea (KN/m)	Pd (KN/m)	Fht (KN)		Dp (mm):	100	N=	>20		
9	0.2827	208.6436	312.9654	938.8962484		Sistema de Inyección:	IRS	Tipo Material:	Limo		
						PL (Mpa)=	1	Qs(teo) (Kpa)	90		
						$\alpha$ =	1.5	F.S.	2		
						Vi=	2 Vt				
<b>Dimensionamiento del Acero</b>						<b>Pi&gt;PL</b>					
Características del refuerzo	Tipo Refuerzo:	Cable				Ds (m)	Qs(adm) (Kpa)	Ta(KN/m)	Lb (m)	Ta (KN)	Ll (m)
	Sa (mm2)=	127				0.15	45	21.20575041	15.27914053	324.0064	5
	$\Phi$ (pulgadas)=	0.5									
$\sigma_e$ (Mpa)	$\sigma_{ensayo}$ (Mpa)	$\sigma_{diseño}$ (Mpa)				<b>Dimensionamiento de la Piel</b>					
1700	1530	874.2857									
<b>Dimensionamiento de Tensores</b>											
Características del cable	Diámetro cable (mm)=	12.7	Treqanclaje (KN)	324.0056406							
	Sección del cable (Sa) (mm2)	127									
Tensayomáx(KN)	T diseño(KN)	No. Cables									
194.31	111.03	2.9									

**Perfil 5 anclajes.**

**Tabla 48.** Memorias de cálculo anclajes superiores perfil 5.

PREDISEÑO GEOTÉCNICO SISTEMA DE ANCLAJE											
Memorias de Cálculo											
<b>Proyecto: LAS INDEPENDENCIAS ANCLAJES SUPERIORES PERFIL 5</b>											
Caracterización del estrato de suelo receptor	U.S.C =	SC	Sobrecarga	Q (Kpa)=	10	Predimensionamiento del anclaje	Sh (m)=	2	Descripción y Clasificación:	Anclaje Activo	
	$\gamma$ (KN/m3) =	18		F.S.=	1.5		Sv (m)=	2			
	C (KPa)=	23.5	Talud:	$\alpha^\circ$ =	70		No. Anclajes=	4	Método de Cálculo:	Bustamante y Doix (1985).	
	$\Phi^\circ$ =	31					Inclinación (°):	15			
Estrato inestable	$\Phi^\circ$ =	31	$\gamma$ (KN/m3) =	17							
<b>Fuerza Estabilizadora</b>						<b>Dimensionamiento del Bulbo</b>					
H (m)	Ka	Ea (KN/m)	Pd (KN/m)	Fht (KN)		Dp (mm):	100	N=	>20		
17	0.3201	840.7396	1261.1094	2522.218783		Sistema de Inyección:	IRS	Tipo Material:	Arena		
						PL (Mpa)=	1	Qs(teo) (Kpa)	140		
						$\alpha$ =	1.5	F.S.	2		
<b>Dimensionamiento del Acero</b>						Vi=	2 Vt				
Características del refuerzo	Tipo Refuerzo:	Cable				<b>Pi&gt;PL</b>					
	Sa (mm2)=	181				Ds (m)	Qs(adm) (Kpa)	Ta(KN/m)	Lb (m)	Ta (KN)	LL (m)
	$\Phi$ (pulgadas)=	0.625				0.15	70	32.98672286	19.78972751	652.7998	5
$\sigma_e$ (Mpa)	$\sigma_{ensayo}$ (Mpa)	$\sigma_{diseño}$ (Mpa)									
1700	1530	874.2857				<b>Dimensionamiento de la Piel</b>					
<b>Dimensionamiento de Tensores</b>											
Características del cable	Diámetro cable (mm)=	15.2	Treqanclaje (KN)	652.7982568							
	Sección del cable (Sa) (mm2)	181									
Tensayomáx(KN)	Tdiseño(KN)	No. Cables									
276.93	158.25	4.1									



**Tabla 49. Memorias de cálculo anclajes inferiores perfil 5.**

PREDISEÑO GEOTÉCNICO SISTEMA DE ANCLAJE															
Memorias de Cálculo															
Proyecto: LAS INDEPENDENCIAS ANCLAJES INFERIORES PERFIL 5															
Caracterización del estrato de suelo receptor	U.S.C =	SC	Sobrecarga	Q (Kpa)=	10	Predimensionamiento del anclaje	Sh (m)=	2	Descripción y Clasificación:	Anclaje Activo					
	$\gamma$ (KN/m3) =	18		F.S.=	1.5		Sv (m)=	2							
	C (KPa)=	23	Talud:	$\alpha$ ° =	70		No. Anclajes=	5	Método de Cálculo:	Bustamante y Doix (1985).					
	$\Phi$ ° =	31					Inclinación (°):	15							
Estrato inestable	$\Phi$ ° =	31	$\gamma$ (KN/m3) =	17											
Fuerza Estabilizadora						Dimensionamiento del Bulbo									
H (m)	Ka	Ea (KN/m)	Pd (KN/m)	Fht (KN)		Dp (mm):	100	N=	>20						
19	0.3201	1043.0421	1564.5631	3129.126177		Sistema de Inyección:	IRS	Tipo Material:	Arena						
						PL (Mpa)=	1	Qs(teo) (Kpa)	140						
						$\alpha$ =	1.5	F.S.	2						
						Vi=	2 Vt								
Dimensionamiento del Acero						P>PL									
Características del refuerzo	Tipo Refuerzo:	Cable				Ds (m)	Qs(adm) (Kpa)	Ta(KN/m)	Lb (m)	Ta (KN)					
	Sa (mm2)=	181				0.15	70	32.98672286	19.64129513	647.9035					
	$\Phi$ (pulgadas)=	0.625								LL (m)					
										10					
$\sigma_e$ (Mpa)	$\sigma_{ensayo}$ (Mpa)	$\sigma_{diseño}$ (Mpa)				Dimensionamiento de la Piel									
1700	1530	874.2857													
Dimensionamiento de Tensores															
Características del cable	Diámetro cable (mm)=	15.2	Treqanclaje (KN)												
	Sección del cable (Sa) (mm2)	181													
Tensayomáx(KN)	Tdiseño(KN)	No. Cables													
276.93	158.25	4.1													

**Perfil 6 anclajes.**

**Tabla 50.** Memorias de cálculo anclajes superiores perfil 6.

PREDISEÑO GEOTÉCNICO SISTEMA DE ANCLAJE													
Memorias de Cálculo													
Proyecto: LAS INDEPENDENCIAS ANCLAJES SUPERIORES PERFIL 6													
Caracterización del estrato de suelo receptor	U.S.C =	SC	Sobrecarga	Q (Kpa)=	10	Predimensionamiento del anclaje	Sh (m)=	2	Descripción y Clasificación:	Anclaje Activo			
	$\gamma$ (KN/m3) =	18		F.S.=	1.5		Sv (m)=	2					
	C (KPa)=	5	Talud:	$\alpha$ ° =	70		No. Anclajes=	3				Método de Cálculo:	
	$\Phi$ ° =	36					Inclinación (°):	15					
Estrato inestable	$\Phi$ ° =	30	$\gamma$ (KN/m3) =	16									
Fuerza Estabilizadora						Dimensionamiento del Bulbo							
H (m)	Ka	Ea (KN/m)	Pd (KN/m)	Fht (KN)		Dp (mm):	100	N=	>20				
12	0.3333	424.0000	636.0000	1272		Sistema de Inyección:	IRS	Tipo Material:	Arena				
						PL (Mpa)=	1	Qs(teo) (Kpa)	120				
						$\alpha$ =	1.5	F.S.	2				
						Vi=	2 Vt						
Dimensionamiento del Acero						P>PL							
Características del refuerzo	Tipo Refuerzo:	Cable				Ds (m)	Qs(adm) (Kpa)	Ta(KN/m)	Lb (m)	Ta (KN)	LL (m)		
	Sa (mm2)=	181				0.15	60	28.27433388	15.52493163	438.9581	5		
	$\Phi$ (pulgadas)=	0.625											
$\sigma_e$ (Mpa)	$\sigma_{ensayo}$ (Mpa)	$\sigma_{diseño}$ (Mpa)				COMENTARIOS							
1700	1530	874.2857				El análisis de estabilidad muestra una longitud de bulbo de 10m, pero se recomienda que éste sea de 15m, al realizar los cálculos detallados, lo que implicaría un aumento en el factor de seguridad local.							
Dimensionamiento de Tensores													
Características del cable	Diámetro cable (mm)=	15.2	Treganclaje (KN)	438.9571005									
	Sección del cable (Sa) (mm2)	181											
Tensayomáx(KN)	Tdiseño(KN)	No. Cables											
276.93	158.25	2.8											

**Tabla 51.** Memorias de cálculo anclajes inferiores perfil 6.

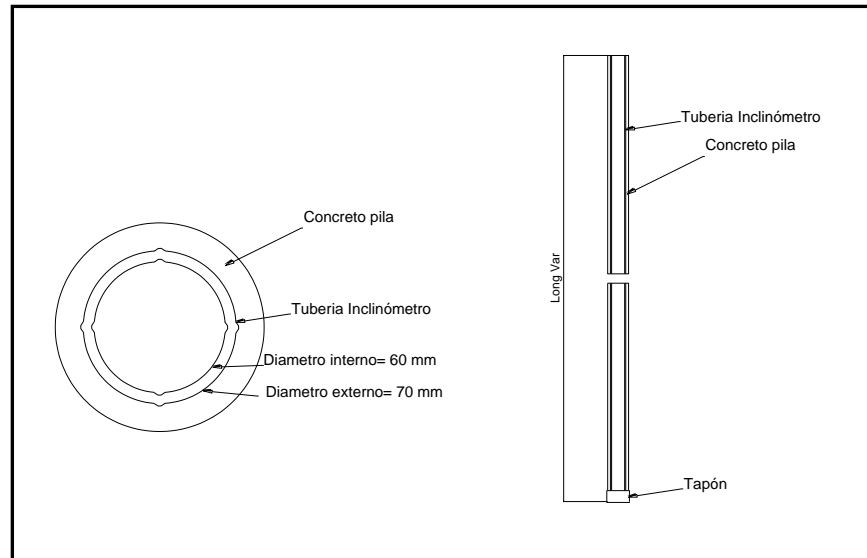
PRELIMINAR GEOTÉCNICO SISTEMA DE ANCLAJE										
Memorias de Cálculo										
Proyecto: LAS INDEPENDENCIAS ANCLAJES INFERIORES PERFIL 6										
Caracterización del estrato de suelo receptor	U.S.C =	SC	Sobrecarga	Q (Kpa)=	10	Predimensionamiento del anclaje	Sh (m)=	2	Descripción y Clasificación:	Anclaje Activo
	$\gamma$ (KN/m3) =	18		F.S.=	1.5		Sv (m)=	2		
	C (KPa)=	5	Talud:	$\alpha$ ° =	70		No. Anclajes=	3	Método de Cálculo:	Bustamante y Doix (1985).
	$\Phi$ ° =	36					Inclinación (°):	15		
Estrato inestable	$\Phi$ ° =	30	$\gamma$ (KN/m3) =	16						
Fuerza Estabilizadora					Dimensionamiento del Bulbo					
H (m)	Ka	Ea (KN/m)	Pd (KN/m)	Fht (KN)	Dp (mm):	100	N=	>20		
11	0.3333	359.3333	539.0000	1078	Sistema de Inyección:	IRS	Tipo Material:	Arena		
					PL (Mpa)=	1	Qs(teo) (Kpa)	120		
					$\alpha$ =	1.5	F.S.	2		
					Vi=	2 Vt				
Dimensionamiento del Acero					Pi>PL					
Características del refuerzo	Tipo Refuerzo:	Cable			Ds (m)	Qs(adm) (Kpa)	Ta(KN/m)	Lb (m)	Ta (KN)	LL (m)
	Sa (mm2)=	181			0.15	60	28.27433388	13.15713546	372.0101	5
	$\Phi$ (pulgadas)=	0.625								
$\sigma_e$ (Mpa)	$\sigma_{ensayo}$ (Mpa)	$\sigma_{diseño}$ (Mpa)			Dimensionamiento de la Piel					
1700	1530	874.2857								
Dimensionamiento de Tensores										
Características del cable	Diámetro cable (mm)=	15.2	Treqanclaje (KN)	372.0092408						
	Sección del cable (Sa) (mm2)	181								
Tensayomáx(KN)	Tdiseño(KN)	No. Cables								
276.93	158.25	2.4								

### 13.3 PLAN DE SEGUIMIENTO Y MONITOREO

Para el polígono Las Independencias se propone la construcción de un sistema de instrumentación compuesto por piezómetros e inclinómetros los cuales serán ubicados de la siguiente forma: Un inclinómetro y un piezómetro detrás de la contención compuesta por anclajes recomendada en el perfil 1. Un inclinómetro y un piezómetro ubicados detrás de los anclajes recomendados para el perfil 2. Un inclinómetro y un piezómetro detrás de los anclajes recomendados para el perfil 3 y el mismo arreglo a construir en las pilas recomendadas en la parte inferior del perfil 3. Un inclinómetro y un piezómetro los cuales serán ubicados detrás del sistema de anclajes recomendados para el perfil 4. Para los perfiles 5 y 6 un inclinómetro y un piezómetro a ubicar detrás de los anclajes proyectados para la parte superior y un inclinómetro y un piezómetro a construir detrás del sistema de anclajes a construir en la parte inferior de cada uno de estos perfiles (Figura 137).

Para la instalación del inclinómetro a construir en las pilas proyectadas en la parte inferior del perfil 3 se deberá dejar la tubería comúnmente utilizada para este propósito embebida en las pilas seleccionadas. 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.



**Figura 137.** Detalle de inclinómetro

Se recomienda colocar en la cabeza del inclinómetro una caja o protector metálico para preservarlo de actos vandálicos.

La lectura de inicio o lectura base se podrá realizar una vez haya fraguado el concreto y a partir de esta lectura se recomienda realizar lecturas mensuales durante un año, que iniciarán una vez se encuentre construida el muro de contención.

### 13.4 RECOMENDACIONES PARTICULARES EXCAVACION DE PILAS

Al iniciar una excavación en el terreno, se producen alteraciones en las tensiones normales del mismo, rompiendo el equilibrio que existe, aunque el terreno normalmente reestablece este equilibrio en ocasiones se producen deslizamientos de las paredes que afectan la estabilidad de esta sección de la obra, por lo que se deben seguir ciertas recomendaciones que minimicen la posible ocurrencia de estos eventos:

- Se deberá evitar la acumulación de materiales en los bordes de las excavaciones a fin de prevenir deslizamientos por causa de sobrecargas en la sección de corte,



según la experiencia es recomendable que la distancia mínima libre de material acumulado sea igual o mayor a la profundidad excavada.

- Se recomienda cuidar el paso de maquinaria cerca al borde de la excavación con el fin de evitar posibles sobrecargas dinámicas que provoquen afectaciones negativas a la excavación
- Se recomienda que los cortes realizados no se dejen expuestos un periodo prolongado de tiempo, realizando las actividades de excavación y construcción con una secuencia lo más inmediata posible, evitando así remoldeo en el material (suelo) de cimentación.
- En todos los casos es necesario que el fondo de la excavación, conocida como la profundidad de desplante se encuentre libre de cualquier objeto extraño o material suelto, por lo que se recomienda una limpieza de las superficies que garantice superficies libres de material removido evitando así la posible ocurrencia de asentamientos considerables del elemento de cimentación.
- En caso de que el nivel al cual se proyectó el desplante de la cimentación posea un material diferente al especificado en el informe, el paso a seguir será continuar la excavación hasta encontrarse, rellenando el volumen sobre-excavado con concreto ciclópeo.
- Antes de vaciar las cimentaciones, se deberá limpiar todo el material del fondo de la excavación, con el fin de evitar que estos materiales puedan ocasionar asentamientos considerables a la estructura.
- Durante la etapa de construcción se recomienda llevar un control de los asentamientos y deformaciones cuyo objetivo estará ligado a controlar y verificar la magnitud de estos respecto a los esperados o permisibles dentro del cálculo de la cimentación.
- Se recomienda entibar toda la longitud de la pila utilizando anillos de concreto, para evitar deterioro del terreno y garantizar la seguridad del personal que labora en ellas.



**Figura 138.** Construcción de una pila in-situ.

- Se recomienda tener un estricto control de las aguas de escorrentía y aguas lluvias que tengan influencia en el lugar de construcción pues la ausencia de este hará que el flujo no controlado se desplace por las superficies pudiendo tener una afectación negativa en las propiedades de los materiales y generando eventos de inestabilidad en excavaciones y superficies de terreno.

### 13.5 RECOMENDACIONES GENERALES

En terrenos inclinados la fuerza de gravedad juega un importante papel en la formación de inestabilidades pues existe un componente sobre la masa de suelo que induce a que una masa se deslice a lo largo de una superficie de falla, una vez se supera la resistencia al cortante de dicho material. Para que esto suceda existen una serie de factores que coadyuvan a que se disminuyan las propiedades de resistencia de los suelos tales como incremento de los niveles de humedad – saturación, inclinación o pendiente de los terrenos, modificaciones antrópicas entre otras.

Con el fin de mitigar las inestabilidades generadas o prevenir la ocurrencia de estas, se presentan a continuación una serie de medidas que deben tenerse en cuenta en los procesos de intervención de un terreno. Las medidas se plantean como obras de mitigación y/o control hacia dos aspectos fundamentales: Las modificaciones del terreno por factores antrópicos y el control de las aguas, que constituyen la principal causa de la formación de inestabilidades en nuestro medio.

Para la construcción de viviendas nuevas, legalización de las existentes y desarrollo de obras de infraestructura, se deben realizar los estudios geotécnicos o de suelos puntuales, de conformidad con la NSR-10 y el Acuerdo Metropolitano 09 de 2012. Dichos estudios deberán ser aprobados en las curadurías urbanas.

## 13.5.1 Modificaciones del terreno

La creciente demanda por terrenos para construir viviendas ha hecho que se ocupen terrenos de altas pendientes y pobres propiedades geotécnicas, mediante emplazamientos logrados a través de cortes de las laderas que deterioran la estabilidad precaria de por sí, de las mismas.

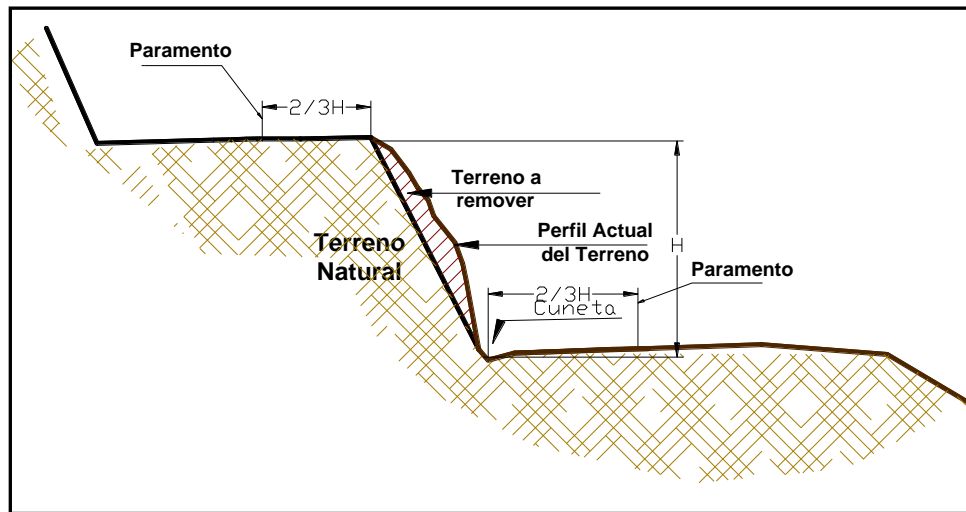
Con el fin de prevenir inestabilidades en las zonas de alta pendiente, es necesario incluir en las prácticas de construcción algunas recomendaciones que pretenden disminuir la probabilidad de que ocurran movimientos en masa que pueden tener graves consecuencias en los aspectos económicos y sociales

Es necesario que la comunidad que interviene las laderas que conforman las vertientes de las diferentes quebradas, conserven el retiro mínimo establecido en el POT de la ciudad, con el fin de prevenir emergencias asociadas a las crecientes o avenidas torrenciales como a la posibilidad de ser afectados por movimientos en masa.

En primer lugar, se recomienda que los cortes de la ladera que se realizan entre viviendas adyacentes no deben superar 3 m de altura y es necesario mantener un retiro mínimo de las zonas de taludes para el establecimiento de la vivienda, dejando un retiro tanto en la parte superior del talud como en la parte inferior del mismo, no menos de  $\frac{2}{3}$  de la altura antes mencionada, como se muestra en la Figura 139.

En el caso de existir taludes con mayores alturas a la mencionada se deberán construir estructuras de contención que permitan garantizar la estabilidad de esta. Estas estructuras deberán cimentarse adecuadamente sobrepasando materiales de lleno y empotrándose en terrenos aptos para tal fin.

Para el caso de terrenos con predominio de materiales limo arcillosos o arcillosos, se podrán conformar taludes hasta la altura recomendada anteriormente con inclinación que mantenga una relación de corte de 0.5H:1V ( $62^\circ$ ). En el caso de materiales limosos o arenosos, la inclinación o pendiente del talud generado no debe exceder de 1H:1V (Figura 139).

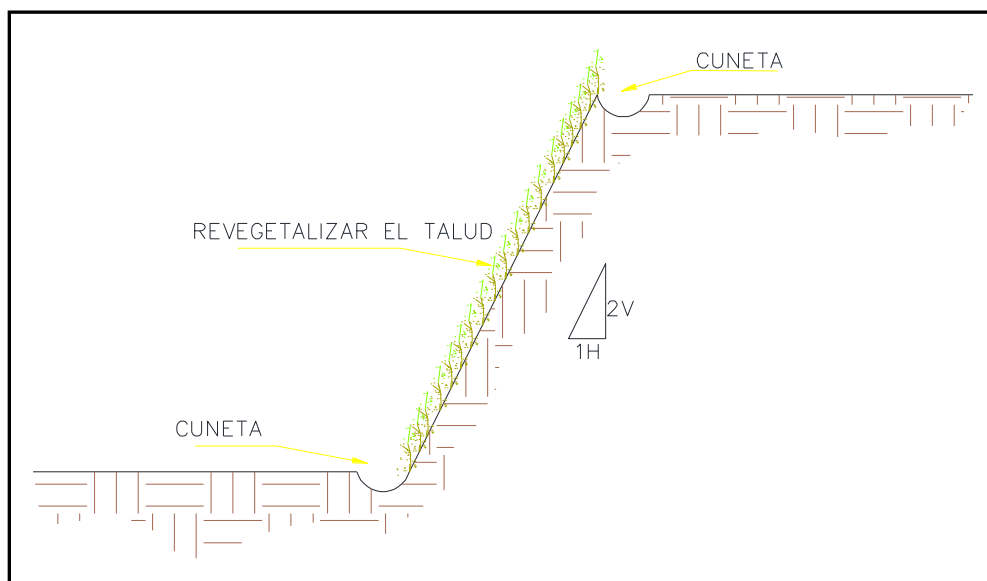


**Figura 139.** Recomendaciones para modificaciones del talud e implantación de viviendas.

En sectores en donde se detecte la presencia de agrietamientos en el terreno o deformaciones en el talud que amenacen el sector, deben intervenirse estos taludes retirando el material inestable y conformando las pendientes anteriormente recomendadas, de acuerdo con el tipo de material que conforma el talud (Figura 140). Esta intervención debe realizarse con medios manuales y con la orientación de personal calificado, además de tener las respectivas medidas de seguridad para el personal que labore allí.

Si el talud a intervenir presenta suelos limo arcillosos o arcillosos se podrá cubrir el área afectada o intervenida con cespiones de grama o en su defecto se podrán utilizar productos sintéticos (biomantos, agromantos, etc) mezclados con semillas de pastos que permitan el establecimiento de la cobertura en el menor tiempo posible





**Figura 140.** Esquema de recomendaciones para taludes

Si los materiales que conforman el talud son limosos o arenosos, se recomienda el cubrimiento de la zona expuesta mediante la utilización de malla de gallinero y mortero. La malla debe anclarse al talud utilizando pernos de acero, que deberán tener longitudes no inferiores a 0.50 m. Sobre la malla se colocará un mortero de arena-cemento en un espesor no inferior a 5 cm. se deberán dejar oídos o lloraderos para permitir el drenaje de aguas infiltradas detrás de la piel o placa. Estos lloraderos se construirán con trozos de tubería pvc sanitaria de 2 pulgadas de diámetro de 40 cm de longitud, que atravesarán la cubierta y se dejará 5 cm por fuera de la misma. Se deberá garantizar una pendiente del 5% con respecto a la horizontal.

En sectores donde se presenten grietas de tensión, se deberá inicialmente rellenarlas y sellarlas utilizando el siguiente procedimiento:

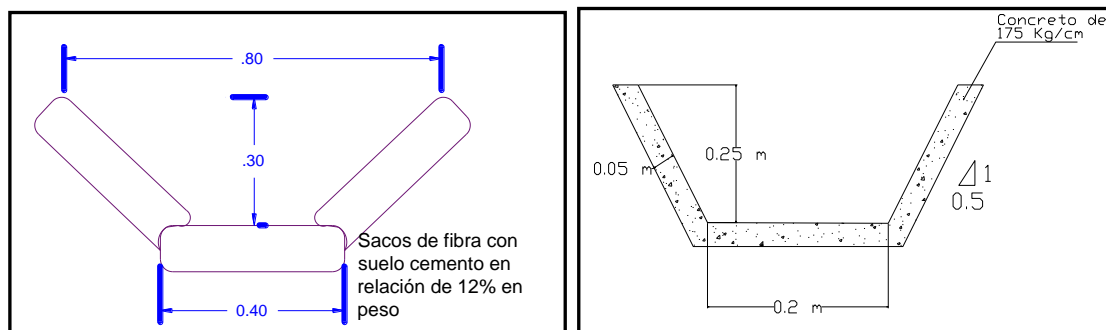
En primer lugar, se debe preparar una lechada de agua-cal lo suficientemente fluida para que percole por la grieta y descienda la mayor profundidad posible. Una vez hecho esto, se excavará a lado y lado de la grieta en un ancho máximo de 10 cm, y hasta una profundidad no inferior a 0.50 m, donde se colocará una mezcla de suelo y cal en proporción de 8:1, la cual colocará en capas de no más de 0.20 m y se compactará utilizando pisones manuales, hasta alcanzar la superficie del terreno. Se deberá mantener la vigilancia sobre estos terrenos y en caso de que se presenten nuevos agrietamientos, se deberá evaluar la posibilidad de intervenir el talud reconfigurándolo con las inclinaciones anteriormente mencionadas.

## 13.5.2 Control de drenaje

El agua constituye un factor determinante en la formación de inestabilidades de terrenos inclinados, pues causan deterioro de las propiedades que gobiernan la resistencia de los suelos que conforman los taludes. Por lo anterior, es preciso mantener el control estricto sobre las aguas lluvias y de escorrentía para prevenir o mitigar efectos adversos sobre la estabilidad de taludes y laderas. Para lograr el fin antes mencionado, se presentan algunas recomendaciones generales que buscan el control de las aguas y por ende mantener condiciones de estabilidad adecuadas.

### Cunetas y rondas de coronación

Es necesario que, en sectores con áreas aferentes importantes, se construya una cuneta o ronda de coronación que intercepte las aguas de escorrentía que puedan afectar el talud objeto de intervención. Estas cunetas o rondas deben construirse por detrás de la corona de este, a una distancia mínima de 1.0 m. Estos elementos deberán tener una pendiente no inferior al 2% y no superior al 5% y deberán entregarse a drenajes naturales o a la red de aguas lluvias. Estas cunetas se podrán construir con sacos de suelo-cemento o con concreto simple, como se muestra en la Figura 141.

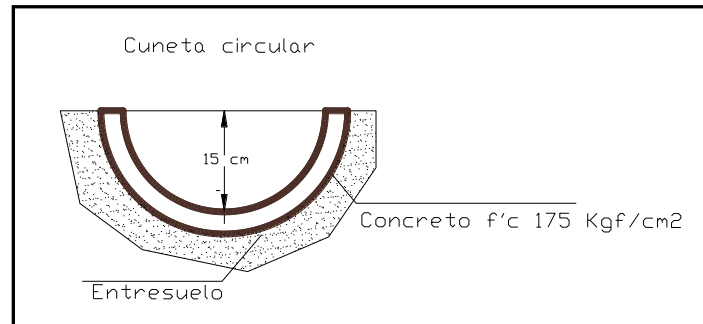


**Figura 141.** Características de las cunetas

En la parte inferior del talud (pie o pata del talud) se deberá construir una cuneta que permita captar y conducir las aguas de escorrentía que fluyan por el talud, de tal manera que se evite la infiltración o la formación de procesos erosivos.

Las cunetas recomendadas podrán construirse en concreto y debajo de la misma, se deberá colocar un entresuelo en piedra y arena con espesor no inferior a 10 cm. Las especificaciones de pendiente y entrega serán las recomendadas anteriormente para las rondas de coronación. Estas cunetas deberán llevar las aguas hacia la red de aguas lluvias de la zona o hacia los drenajes naturales. Se debe verificar que la

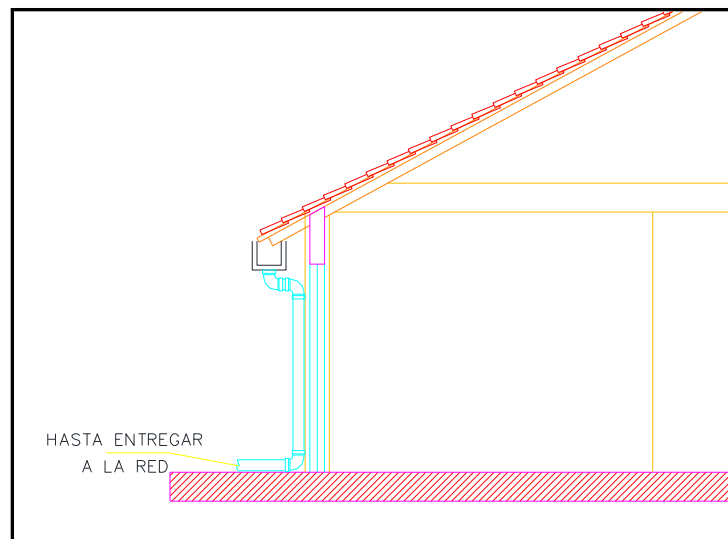
entrega se haga de manera adecuada, evitando la formación de procesos erosivos (Figura 142).



**Figura 142.** Forma de construcción de las cunetas propuestas

## Captación y conducción de aguas lluvias en viviendas

Cada vivienda debe implementar un sistema de captación y conducción de aguas lluvias mediante canoas que recojan las aguas de los techos y las conduzcan por medio de bajantes a la red de aguas lluvias del sector o en su defecto a tanques de almacenamiento para ser aprovechadas en labores de limpieza (Figura 143).



**Figura 143.** Esquema de bajantes

Las redes de acueducto y alcantarillado de cada vivienda deben construirse en tuberías de p.v.c que permitan cierta flexibilidad y eviten el rompimiento o deterioro ante pequeños movimientos o desplazamientos del terreno. Debe realizarse

periódicamente evaluaciones del estado de las redes con el fin verificar su adecuado comportamiento y/o la necesidad de reemplazar alguna de ellas.

Es necesario que al interior y/o exterior de cada vivienda se verifique que no existen zonas de empozamiento y que las aguas lluvias y de escorrentía fluyen adecuadamente hacia las obras de drenaje o hacia los drenajes naturales.

## **Drenaje en vías y senderos**

Se debe implementar o mejorar el sistema de drenaje en calles y senderos mediante la construcción o adecuación de cunetas y canales que permitan captar y conducir adecuadamente las aguas lluvias y de escorrentía hacia la red de aguas lluvias o drenajes naturales. Para lo anterior, durante el programa de intervención se definirán los trazados de las redes de cunetas, ajustándose a las condiciones de espacio, pendiente y caudal o se reemplazarán las que se requieran por su estado o por su capacidad.

Estos sistemas de captación de aguas lluvias deberán estar provistos de estructuras de disipación para atravesar terrenos de muy alta pendiente, sin que se afecte el flujo normal de las aguas.

Tanto las redes de acueducto como alcantarillado deben ubicarse sobre terrenos estables. En sectores que muestren alguna actividad inestable, deberán colocarse superficialmente para mantener vigilancia sobre las mismas.

Deberá procurarse la construcción de sumideros en calles y senderos para captar las aguas lluvias y escorrentías que fluyen por los mismos y conducirlos adecuadamente hacia la red de aguas lluvias o drenajes naturales.

## **Obras de drenaje complementarias**

Todas las obras de ingeniería que se recomiendan para mejorar la estabilidad tales como muros, pantallas ancladas, pantalla de pilas etc, deberán complementarse con obras de drenaje que eviten el deterioro o la falla de estas. En este orden se deberán construir cunetas, filtros y drenes horizontales que mantengan controlado las aguas lluvias, de escorrentía y el nivel freático en los sectores intervenidos.

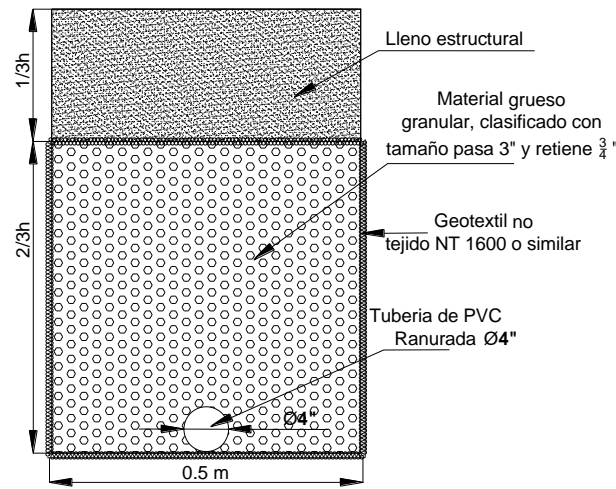
## **Filtros detrás de muros**

Detrás de las estructuras de contención es obligatorio la construcción de filtros para el control de las aguas infiltradas. Los filtros detrás de estructuras se podrán



construir con material granular limpio envuelto en geotextil no tejido con un ancho mínimo de 0.50 m y con altura de 2/3 partes de la altura del muro. La parte restante hasta llegar a la corona del muro se hará con material de lleno convencional. En la parte inferior del filtro se colocará una tubería perforada de 4 pulgadas, que se conectará a la red de aguas lluvias o a un drenaje del sector.

En la Figura 144 se presentan los detalles para el filtro detrás de estructuras.



**Figura 144.** Características de los filtros propuestos

Es conveniente que en la pantalla del muro de contención se construyan oídos o lloraderos que faciliten la evacuación de excesos de agua para evitar presiones adicionales sobre la estructura. Estos oídos se conforman dejando embebido en el concreto la tubería de P.V.C de 2 pulgadas que atraviesan la pantalla de concreto.

### 13.5.3 Viviendas afectadas por obras propuestas

Para la localización de las obras de estabilización propuestas para el polígono Las Independencias, se presenta afectación en un total de 47 edificaciones, de las cuales 27 para la construcción de anclajes y las 20 edificaciones restantes para la ubicación de pilas. A continuación, se relacionan las viviendas afectadas para el polígono:

OBRA	CBML	DIRECCIÓN	NIVELES
Obra anclaje	13130160030001	Calle 34 cc # 112 a 23	1
	13140130001001	Cra 112b #34cc 53	2
	13140130035001	Carrera 112 b # 34 cc 67	2

OBRA	CBML	DIRECCIÓN	NIVELES
	13140130037001	Carrera 112 b # 34 cc 53	2
	13140140004001	No identificada	0
	13140140008001	Calle 34 cc # 112 a 68	2
	13140140050001	Calle 34 d # 112 b 79	2
	13140140051002	Carrera 112 b # 34 cc 41	2
	13140150001001	Calle 34 cc # 112 f 09	1
	13140150002001	Carrera 112 f # 34 cc 17	2
	13140150026001	ClI34cc#112f-142	2
	13140150026002	Cl 34cc # 102f-142	3
	13140150079001	Carrera 112 f # 34 cc 25	1
	13140160009002	Calle 36c#112f_59 int1190	1
	13140160070001	Calle 34d#112f-56	1
	13140340016001	Cr 113C 36C 67 104	1
	13140350005004	No identificada	1
	13140350005005	No identificada	1
	13140360008001	Cr 113 36C 130	2
	13140530001001	Calle 34 cc # 112 a 77	3
	13140530010001	ClI34cc #112f 43	1
	13148880001001	Calle 34 cc # 112 b 04	1
	13148880001012	ClI34cc #112b 43	2
	13148880002002	Cl 34D 112F 56 105	1
	13148880002005	Cr 113 36C 63	2
	13148880003003	Cl 34D 112F 55	1
	13148880010001	Cr 113C 36C 43 110	1
Obras pilas	13140130001002	Cra 112b #34cc 53	2
	13140140050002	Cra 112b #34cc 53	1
	13140150024001	112f 134	1
	13140150028002	No dirección	1
	13140150029001	No identificada	1
	13140150052001	ClI34d#112f-84	1
	13140150053002	Cl 34d#112-81	2
	13140150093001	Cl34cc#112f-142	3
	13140160017001	No identificada	1
	13140340025001	Cr 113C 36C 63	2
	13140350005001	ClI 39A 113C 60	1
	13140350005003	No identificada	1
	13140350006001	No identificada	1

OBRA	CBML	DIRECCIÓN	NIVELES
	13140360011001	Cr 113 36C 63 120	1
	13140360012001	Cr 113 36C 63	2
	13148880001005	Carrera 112 b # 34 cc 75	2
	13148880002005	Cr 113 36C 63	2
	13148880003001	No identificada	1
	13148880003003	Cl 34D 112F 55	1
	13148880006001	Cr 113C 36C 68	1

## 13.6 RECOMENDACIONES DE VULNERABILIDAD

### 13.6.1 Servicios públicos domiciliarios

Consolidar la construcción de redes locales de acueducto, redes locales de alcantarillado de aguas servidas y lluvias en todo el polígono.

En el polígono estudiado se localizan 111 construcciones que presentan operador de acueducto no formalizado (comunal o conexiones erradas), para las cuales, se recomienda tramitar la conexión y legalización de este sistema ante la entidad prestadora del servicio, EPM. Igualmente 72 edificaciones presentan como tipo de descarga en talud y sistema no convencional, por lo tanto, se recomienda la conexión de dichos predios a la red de alcantarillado existente.

Finalmente, se localizan 547 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 de EPM.

### 13.6.2 Líneas vitales – energía y alumbrado público

En el polígono Las Independencias de los 350 postes de energía con lo que cuenta esta zona, se encontraron 192 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.

### 13.6.3 Vías de acceso y obras de drenaje

Se deben construir cunetas, sumideros y obras transversales en vías vehiculares, andenes o senderos peatonales.

## 13.6.4 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 Las Independencias se identificaron 189 construcciones que representan las estructuras con tipologías (D), (C) y (B) que aplican a este tipo de mejoramiento.

## 13.6.5 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 serian:

- 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 epóxidos.



- 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.

Dicho tipo de mejoramiento es aplicable a 562 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 Las Independencias se encontró 33 construcción con tipología estructural “Construcciones Simple (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.

### 13.7 OTRAS RECOMENDACIONES

- Las estructuras de contención no están diseñadas para soportar cargas adicionales de construcciones por lo cual debe prohibirse su desarrollo sobre este tipo de obras.
- Se recomienda restringir la realización de huertas en zonas de pendientes mayores al 40%, o en zonas de antiguos movimientos en masa.
- 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.
- El cambio en las restricciones de uso del suelo para el polígono en estudio, están sujetas a la ejecución de las obras planteadas y su monitoreo, hasta que se garantice la estabilidad de la zona.
- Para la construcción de viviendas nuevas y obras de infraestructura se deben realizar los estudios de suelos ajustados a la Norma sismo resistente NSR-10, para definir las condiciones de estabilidad puntuales, estos estudios deben ser aprobados en curaduría de acuerdo a la normatividad vigente.
- Se recomienda realizar mantenimiento a las diferentes obras proyectadas, el cual incluye:

- Mantenimiento rutinario, es aquel que puede realizarlo un grupo de personas no calificadas y que comprende labores básicas como limpieza de cunetas y rondas, también el retiro de escombros. Debe realizarse con la siguiente periodicidad: dos veces al mes, antes y después de una temporada invernal y cuando ocurra un evento que así lo requiera.
- Mantenimiento periódico, es aquel que un grupo de personas calificadas para labores de reparación puede llevar a cabo. Comprende labores de reparaciones menores de estructuras de contención, sistemas de contención y de obras de drenaje. Este mantenimiento se debe realizar con la siguiente periodicidad: dos veces al año y cuando ocurra un evento que así lo requiera.
- 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 (Área Metropolitana del Valle de Aburrá – Corantioquia).
- Cuando las obras de mitigación generen espacios residuales potencialmente aprovechables, se recomienda que éstos se adecúen como espacios públicos (zonas verdes, recreación pasiva, senderos, entre otros) para evitar la ocupación indebida (invasión) de los mismos.
- Previo a la construcción de las obras de mitigación, se debe verificar si los predios a intervenir son de propiedad del municipio de Medellín, en caso contrario se deberán solicitar los respectivos permisos o proceder a realizar la compra de estos. Igualmente, las edificaciones afectadas por el desarrollo de las obras deben ser compradas o reubicadas.
- Para las áreas clasificadas como zonas de amenaza baja y media por movimientos en masa, al igual que para aquellas caracterizadas como de riesgo bajo, medio y alto riesgo mitigable por el mismo fenómeno, aplican las recomendaciones generales que se relacionan a continuación:
  - Modificaciones del terreno: Implementación de estructuras de contención, conformación de taludes y descarga de material, sellamiento de grietas en el terreno, protección de la superficie del talud, entre otros.
  - Control de drenaje: Cunetas y rondas de coronación, captación y conducción de aguas lluvias en viviendas, drenaje en vías y senderos, obras de drenaje complementarias, filtros asociados a estructuras de contención.

## 14. CONCLUSIONES

- Las unidades geológicas que afloran en la zona del proyecto corresponden principalmente al saprolito del Stock de Altavista y a llenos antrópicos, la primera corresponde a la unidad geológica predominante en la zona y que representa el basamento de la zona estudiada-
- La zona de estudio se caracteriza por tener una topografía dominada por rangos de pendientes abrupta y muy abrupta en aproximadamente el 85.82% del área del polígono, la mayor parte de éstas asociado a las vertientes de forma cóncavas y planas, longitudes de cortas a moderadas y unidades de lomos, que se extienden a lo largo de toda la zona.
- Dentro del polígono en estudio, los movimientos en masa identificados corresponden principalmente a deslizamientos con características rotacionales, la mayor parte de ellos activos y superficiales relacionados directamente a los llenos antrópicos.
- En la zona igualmente se identifican intervenciones de tipo antrópico que detonan y aceleran la ocurrencia de movimientos en masa. Las afectaciones identificadas corresponden principalmente a la realización de banqueos para el establecimiento de viviendas, en zonas de pendientes altas sin ningún tipo de especificaciones técnicas, el vertimiento de aguas lluvias y residuales directamente sobre los taludes.
- Para el polígono Las Independencias se construyeron seis 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. arrojaron factores de seguridad en condición estática de: el perfil 3 (perforaciones 4 y 5) de 1.19, perfil 4 (perforaciones 6 y 7) de 1.09, que de acuerdo a la tabla de decisión son clasificados como zonas de amenaza alta. Asociado a la categoría de amenaza media se tienen el perfil 1 (perforación 1) con factor de seguridad de 1.23; perfil 2 (perforaciones 2 y 3) con valor de 1,21; perfil 5 (perforaciones 8 y 9) con un valor de 1.35 y el perfil 6 (perforaciones 9 y 10) donde se obtienen factores de seguridad de 1.22 en condiciones estáticas.

- Para el Polígono Las Independencias los análisis del runout muestran que los deslizamientos que se generan en las vertientes altas del polígono, tienen la probabilidad de descender hacia la zona central y baja del polígono, donde se presenta un cambio de pendiente además de la presencia de corrientes hídricas que favorece los procesos de depositación y acumulación de materiales.
- Teniendo en cuenta la zonificación de amenazas obtenidas para el polígono Las Independencias, al igual que la profundidad y velocidad de los procesos morfodinámicos probables a generarse, se establece que para el polígono Las Independencias zonas de riesgo alto mitigable y riesgo medio
- Las conclusiones y recomendaciones establecidas en el presente informe se basan en los resultados de un trabajo multidisciplinario que incluye actividades de campo y laboratorio enfocadas en evaluar las condiciones de amenaza, vulnerabilidad y riesgo particulares del polígono en estudio en condiciones actuales por lo que su vigencia es de un plazo máximo de 5 años, siempre y cuando, no se presenten cambios en las condiciones topográficas, hidráulicas o de intervención antrópica.



## 15. LIMITACIONES

- Las conclusiones y recomendaciones consignadas en este documento se basan en los resultados de las investigaciones de campo y laboratorio que se describen en los capítulos respectivos y en la experiencia de los profesionales que participaron en el estudio.
- Debe tenerse en cuenta que existen condiciones especiales en los diferentes polígonos que impidieron definir con precisión algunos aspectos fundamentales necesarios para los análisis, evaluaciones y recomendaciones requeridos en el proyecto, tales como la ocupación del territorio debido a la alta densidad de construcción, escasez de afloramientos y condiciones topográficas especiales que limitaron la accesibilidad a las zonas de afloramientos.
- Para subsanar las limitaciones mencionadas, se contó con la participación de un grupo de profesionales expertos en dichos temas quienes realizaron un amplio y detallado trabajo de campo ajustándolo de la mejor manera, con la información puntual obtenida de los sondeos.
- Los levantamientos topográficos corresponden en su mayoría a restituciones aerofotogramétricas, con los cuales se evaluaron los perfiles de estabilidad y ubicaron las obras propuestas. Es posible que se requiera precisar la ubicación de las obras con levantamientos en campo de mayor detalle.
- Teniendo en cuenta lo anterior, se recomienda que previo a la ejecución de las obras se deberán realizar el levantamiento topográfico complementario y los sondeos o exploraciones necesarias para ajustar y calibrar los modelos presentados en este documento, dando cumplimiento a los requisitos mínimos establecidos en el Código Colombiano de Puentes (CCP-14) en cuanto a número y profundidad de sondeos. Lo anterior, permitirá validar las hipótesis presentadas, ajustar las mismas o realizar los cambios requeridos a nivel geotécnico y estructural.
- Las recomendaciones planteadas en el documento buscan atender la estabilidad global de las laderas objeto de estudio, preservando y/o mejorando las condiciones geotécnicas actuales; sin embargo, los alcances contractuales no permiten definir obras locales para la atención de cada uno de los procesos

reportados, para los cuales se presentan las recomendaciones de manejo generales en aspectos como cortes, excavaciones, manejo de aguas superficiales y subsuperficiales entre otros.

## **16. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

ALCALDIA DE MEDELLÍN. 2014. Revisión y ajuste del Plan de Ordenamiento Territorial de Medellín, Acuerdo 48 de 2014.

ALCALDÍA DE MEDELLÍN. 7 de Octubre de 2015. Decreto Municipal 1626 de 2015. Gaceta oficial No. 4347

ACUERDO METROPOLITANO 09/2012. 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.

ÁREA METROPOLITANA DEL VALLE DE ABURRÁ – AMVA. 2007. Microzonificación Sísmica Detallada de los Municipios de Barbosa, Girardota, Copacabana, Sabaneta, La Estrella, Caldas y Envigado.

BIENIAWSKI, Z. T. 1989. Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. Wiley-Interscience. pp. 40-47.

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.

CORREA, A.; MARTENS, U.; RESTREPO, J.J.; ORDÓÑEZ – CARMONA, O.; PIMENTEL, M. 2005. Subdivisión de las metamorfitas básicas de los alrededores de Medellín – cordillera Central de Colombia. Rev. Acad. Colomb. Cienc. 29 (112), pp. 325-344.

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.

- 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.
- FELL, R.; HARTFORD, D. 1997. Landslide risk management, in *Landslide Risk Assessment*, Cruden and Fell (eds.) Balkema, Rotterdam: 51- 109.
- GONZÁLEZ, H.; LONDOÑO, A. 2002. Catálogo de las unidades litoestratigráficas de Colombia. Diorita de Altavista (Stock de Altavista) (K1da) Cordillera Central Departamento de Antioquia. Comisión Estratigráfica de Ingeominas. 22 p.
- 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.
- 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.
- 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
- ORDOÑEZ, ET AL. 2005. Generalidades del sistema de fallas de Romeral en las cercanías a Medellín



SERVICIO GEOLÓGICO COLOMBIANO –SGC. 2015. Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa. Bogotá, D.C. 179 p.