ESTUDIO DE RIESGOS POR FENÓMENOS DE REMOCIÓN EN MASA, EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE MITIGACIÓN Y DISEÑOS DETALLADOS DE LAS MEDIDAS RECOMENDADAS EN EL BARRIO BELLA FLOR, UBICADO EN LA LOCALIDAD DE CIUDAD BOLÍVAR, EN BOGOTÁ D.C.

CONSORCIO GEOCONTROL
(Conformado por GEOCING LIMITADA y el Ing. FLAVIO SOLER)

CONSULTORIA

CONTRATO: No. 552 de 2005



FONDO PARA PREVENCIÓN Y ATENCION DE EMERGENCIAS - FOPAE

BOGOTA 31 MARZO 2006

ALCALDÍA MAYOR DE BOGOTÁ D.C.
FONDO PARA LA PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIAS - FOPAE

TITULO: Estudio de riesgos por fenómenos de remoción en masa, evaluación de alternativas de mitigación y diseños detallados de las medidas recomendadas en el barrio Bella Flor, ubicado en la localidad de Ciudad Bolívar, en Bogotá D.C.

AUTORES: Consorcio GEOCONTROL (conformado por GEOCING LIMITADA y el Ing. FLAVIO SOLER)

RESUMEN: En este informe se presentan los estudios necesarios para evaluar los riesgos por fenómenos de remoción en masa del barrio Bella Flor, ubicado en la localidad de Ciudad Bolívar, en Bogotá D.C., presentando las medidas de mitigación posibles, y diseñando las obras de prevención y/o control propuestas.

PALABRAS CLAVE: Amenaza, Vulnerabilidad, Riesgo, Fenómenos de Remoción en Masa, Deslizamientos, Caída de Rocas, Barrio Bella Flor, Localidad de Ciudad Bolívar.

TÉRMINOS PARA GLOSARIO E ÍNDICE:

Fenómenos de remoción en masa: Deslizamientos de tierra, Caída de Rocas.

Amenaza: Probabilidad de excedencia de un fenómeno dado.

CLASIFICACIÓN DE SEGURIDAD:	CONTRATO:	IDIOMA:	NÚMERO DE PÁGINAS:	NÚMERO DE COPIAS:
Clasificado	No. 552 de 2005	Español	130	3

NOTAS Y OBSERVACIONES:

El informe está dividido en cuatro partes a saber, a saber:

Resumen ejecutivo.

Volumen I – Informe Final.

Volumen II – Anexos.

Volumen III – Planos.

LISTA DE DISTRIBUCIÓN

CLASE DE DOCUMENTO:	CODIGO:	FECHA:
Informe Final	GE-133	19/05/2006

LISTA DE DESTINATARIOS

DESTINATARIO DEL INFORME	IDENTIFICACION
FOPAE	ORIGINAL
FOPAE	COPIA 1
FOPAE	COPIA 2
GEOCING LTDA	COPIA 3

CONTROL DE MODIFICACIONES

INDICE REVISIÓN	CAPITULO MODIFICADO	FECHA DE MODIFICACION	OBSERVACIONES	APROBADO

GLOSARIO

Amenaza

Es la probabilidad de ocurrencia de un suceso potencialmente desastroso en un periodo de tiempo, en un sitio dado.

Antropico

Se refieren a todas las actividades mediante las cuales el hombre transforma el medio natural., Obras civiles, Deforestación, Minería, Actividades Agrícolas, Sobrepastoreo, Uso del suelo.

Cuenca

Unidad natural definida por la existencia de la divisoria de las aguas en un territorio dado. Las cuencas hidrográficas son unidades morfográficas superficiales. Sus límites quedan establecidos por la divisoria geográfica principal de las aguas de las precipitaciones

Deslizamientos

Son movimientos en masa que se producen al superarse la resistencia al corte del material y tienen lugar a lo largo de una o varias superficies de falla ó a través de una franja relativamente estrecha del material. Generalmente las superficies de deslizamiento son visibles o pueden deducirse razonablemente.

Deslizamientos Rotacionales

Tienen lugar a lo largo de una superficie de deslizamiento interna, de forma aproximadamente circular y cóncava.

Deslizamientos Traslacionales

En este tipo de deslizamientos la masa de terreno se desplaza hacia fuera y abajo, a lo largo de una superficie más o menos plana o suavemente ondulada, con pequeños movimientos de rotación.

Escarpe

Corresponde a una superficie muy inclinada a lo largo de la periferia de área en movimiento, causado por el desplazamiento del material fuera del terreno original. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material forma la superficie de falla

Geomorfologia

En pocas palabras, la geomorfología es la ciencia que estudia las formas del relieve terrestre; pues, según las partículas que componen el término, "geo" es tierra, "morfo" es forma y "logía" es tratado o estudio. Por lo tanto, esta ciencia se remite sólo al estudio de la topografía terrestre. En otras circunstancias, en el estudio de los paisajes de otros astros deberá omitirse el término "geo", y se podrá decir, por ejemplo, morfología de la luna, morfología de marte, etc. En esos casos, se supone, que habrá toda otra serie de factores muy diferentes a los de la tierra que han dado lugar a la fisonomía de los paisajes en dichos astros.

Riesgo

Es el grado de pérdidas esperadas debido a la ocurrencia de un suceso particular y como una fusión de la amenaza y la vulnerabilidad.

Superficie De Falla

Corresponde al área debajo del movimiento que delimita el volumen de material desplazado. El volumen de suelo debajo de la superficie de falla no se mueve.

Vulnerabilidad

Es el grado de perdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo resultados de la probable ocurrencia de un suceso desastroso.

CONTENIDO GENERAL

JUSTIFICACIÓN **19**

INTRODUCCIÓN **20**

OBJETIVOS **20**

1. Generalidades **20**

1.1. Localización general del área de estudio **21**
1.2. Grupo de trabajo **23**
1.3. Recopilación de información secundaria **23**
1.4. Método de análisis **24**

2. TOPOGRAFÍA **26**

2.1. Generalidades **26**
2.2. Traslado de coordenadas reales **27**
2.3. Trabajo de oficina **29**
2.4. Referencias en campo **29**
2.5. Mapa de pendientes **29**

3. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO **30**

3.1. Exploración del subsuelo **30**
3.2. Ensayos de laboratorio **31**

4. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA **31**

4.1. Generalidades **31**
4.1.1. Fases 32
4.1.1.1. Fase preliminar contexto geológico 32
4.1.1.2. Fase geología de detalle 32
4.1.2. Información secundaria 33
4.1.3. Fotointerpretación 33
4.1.4. Trabajo de Campo 34
4.2. Geología regional **34**
4.2.1. Introducción 34
4.2.2. Metodología 34
4.2.3. Estratigrafía regional 35
4.2.3.1. Unidades de roca del Cretáceo Superior (Ksg) 35
4.2.3.2. Unidades de roca del Terciario (TKg) 36
4.2.3.3. Suelos y depósitos de Cuaternario 37
4.2.4. Geología estructural 37
4.3. Geología local **38**
4.3.1. Introducción 38
4.3.2. Estratigrafía 38

4.3.2.1. Rocas de La Formación Labor (Ksgl) 39
4.3.2.2. Suelos y depósitos del Cuaternario 40
4.3.3. Condiciones estructurales locales 43
4.4. Geomorfología 44
4.4.1. Generalidades 44
4.4.2. Unidades de origen aluvial 45
4.4.2.1. Terrazas bajas inundables (AL1) 45
4.4.3. Unidades de origen deposicional 45
4.4.3.1. Segmento LC-1 46
4.4.3.2. Segmento LC-2 46
4.4.3.3. Segmento LC-3 47
4.4.3.4. Segmento LC-4 48
4.4.3.5. Segmento LC-5 50
4.4.4. Laderas de denudación 52
4.4.4.1. Segmento DR-1 52
4.4.4.2. Segmento DR-2 52
4.4.5. Unidades de origen antrópico 53
4.4.5.1. Cortes o taludes de excavación (TE) 53
4.4.5.2. Patio de explotación (PE) 54
4.5. Características hidrogeológicas 54

5. HIDROLOGIA E HIDRÁULICA 55

5.1. Generalidades 55
5.2. Precipitación 55
5.2.1. Precipitación totales mensuales 56
5.2.2. Curvas de Intensidad - Duración - Frecuencia (IDF) 58
5.2.3. Lluvia crítica 59
5.3. Caudales máximos por escorrentía 62
5.3.1. Metodología 62
5.3.2. Determinación de áreas de drenaje 62
5.3.3. Coeficiente de escorrentía 62
5.3.4. Tiempo de concentración 62
5.3.5. Intensidad 63
5.3.6. Diseño hidráulico de cunetas 63
5.4. Socavación de la quebrada Limas 64
5.5. Ronda de la quebrada Limas 64

6. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA 64

6.1. Zona geotécnica ZG-1: Parte alta sur-oriental y de cantera 65
6.1.1. Sector ZG-1A: Parte alta sur-oriental 65
6.1.2. Sector ZG-1B: Zona sur de cantera 67
6.1.3. Sector ZG-1C: Patio de la cantera 70
6.2. Zona geotécnica ZG-2: Parte media del talud 70
6.2.1. Sector ZG-2A 71
6.2.2. Sector ZG-2B 73
6.2.3. Sector ZG-2C 74
6.3. Zona geotécnica ZG-3: Parte baja en ladera de alta pendiente 75

6.3.1. Sitio crítico SC-1 76
6.3.2. Sitio crítico SC-2 77
6.3.3. Sitio crítico SC-3 79
6.4. Zona geotécnica ZG-4: Ronda de inundación de la quebrada Limas ..79

7. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO 80

7.1. Zona ZG-1 80
7.2. Zona ZG-2 83
7.3. Zona ZG-3 85

8. AMENAZA POR DESLIZAMIENTO.....86

8.1. Generalidades 86
8.1.1. Secciones de análisis 87
8.1.2. Método de análisis..... 87
8.1.2.1. Deslizamientos en suelos 87
8.1.2.2. Deslizamientos planares en roca 87
8.2. Resultados 89
8.2.1. Deslizamientos superficiales 89
8.2.2. Deslizamientos planares en roca 95
8.2.3. Deslizamientos puntuales en taludes de relleno (muros) 99
8.2.3.1. Clasificación de cimentaciones 99
8.2.3.2. Análisis de estabilidad..... 100
8.3. Mapa de amenaza por deslizamientos 105

9. VULNERABILIDAD Y RIESGO 106

9.1. Vulnerabilidad 106
9.1.1. Tipificación de las viviendas..... 106
9.1.2. Calificación de los daños 107
9.1.3. Solicitaciones..... 108
9.1.3.1. Tipos de movimientos y solicitaciones..... 108
9.1.3.2. Matriz de daño..... 110
9.1.4. Índice de vulnerabilidad física (IVF)..... 111
9.1.5. Resultados obtenidos..... 113
9.2. Riesgo 113
9.2.1. Método de análisis..... 113
9.2.1.1. Hipótesis 1 114
9.2.1.2. Hipótesis 2 116
9.2.2. Criterios aplicados y resultados obtenidos 116

10. MEDIDAS DE MITIGACIÓN DEL RIESGO 117

10.1. Método de análisis 117
10.2. Análisis de alternativas 118
10.2.1. Obras para controlar movimientos en masa superficiales..... 118
10.2.1.1. Conformación de obras de drenaje superficial (solución básica)... 118
10.2.1.2. Conformación de zonas peatonales (solución complementaria).... 119
10.2.2. Obras para el control de movimientos en masa profundos..... 119

10.2.2.1. Alternativa 1: Relleno de confinamiento y anclajes 119
10.2.2.2. Alternativa 2: Anclajes activos y obras de protección de taludes.. 120
10.2.2.3. Alternativa 3: Descarga del talud y anclajes activos: 121
10.2.3. Obras para mitigar problemas de desprendimientos y flujos 121
10.2.3.1. Alternativa 1: Construcción de trinchos y barreras vivas..... 121
10.2.3.2. Alternativa 2: Barrera física – Estructura de gaviones 122
10.2.4. Obras de protección contra caída de bloques 123
10.2.5. Obras de protección en sitios críticos 123
10.2.5.1. Sitio crítico SC-1 (Zona ZG-2A)..... 123
10.2.5.2. Sitios críticos SC-2, SC-3 y SC-4 123

11. CONCLUSIONES.....124

12. RECOMENDACIONES..... ¡Error! Marcador no definido.

13. BIBLIOGRAFIA 129

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Relación de personal que realizó los trabajos 23
Tabla 2. Relación de equipos y elementos por comisión 26
Tabla 3. Mojones materializados en campo. 29
Tabla 4. Coordenadas de los sondeos, trincheras y apiques realizados 30
Tabla 5. Relación de ensayos de laboratorio 31
Tabla 6. Fotografías aéreas de referencia 33
Tabla 7. Intensidad (mm/hora) para diferentes duraciones y períodos de retorno, para la Estación Serrezuela 58
Tabla 8. Relación entre la lluvia crítica y la lluvia anual para la ciudad de Santafé de Bogotá (INGEOCIM - UPES, 1998) 59
Tabla 9. Estimación de Caudales Vs. Periodo de retorno Vs. Áreas de drenaje 63
Tabla 10. Propiedades geotécnicas del macizo rocoso 81
Tabla 11. Familias de discontinuidades en la zona de estudio 83
Tabla 12. Parámetros de resistencia en las discontinuidades 83
Tabla 13. Parámetros de resistencia al corte adoptados para cada unidad estratigráfica 90
Tabla 14. Numero de curva en función de la categoría del suelo y el uso del suelo 92
Tabla 15. Resultados de los modelos de estabilidad de taludes modelo de talud infinito. 94
Tabla 16. Parámetros de resistencia adoptados para modelo de falla planar 96
Tabla 17. Resultados de los análisis de estabilidad 97
Tabla 18. Resultados de los análisis de estabilidad con obras 98
Tabla 19. Clasificación de estructuras de contención 100
Tabla 20. Parámetros adoptados de resistencia de materiales para las diferentes alternativas de muro de retención 101
Tabla 21. Resumen de los resultados de los análisis de estabilidad de muros de retención conteniendo rellenos no seleccionados en términos de altura libre máxima de falla. 102
Tabla 22 Resumen de los resultados de los análisis de estabilidad 104
Tabla 23. Escenarios de amenaza geotécnica de acuerdo a los distintos tipos de estructuras de contención. 105
Tabla 24. Categorización de la amenaza en la zona de estudio 105
Tabla 25. Categorización de la amenaza puntual en la zona de estudio 105
Tabla 26. Criterios de resistencia de las estructuras según el tipo de solicitación 106
Tabla 27. Clasificación de la tipología de vivienda 107
Tabla 28. Clasificación de los daños según el DRM 107
Tabla 29. Rangos de velocidad utilizadas en el estudio 109
Tabla 30. Categorías de presione laterales utilizadas en el estudio 109
Tabla 31. Solicitaciones características de la zona de influencia indirecta por caída de rocas 110
Tabla 32. Matriz de daño utilizada en el estudio 110
Tabla 33. Selección del valor de α 112
Tabla 34. Criterios de categorización de la vulnerabilidad ante deslizamientos 113
Tabla 35. Categorización del riesgo 116

Tabla 36. Obras de estabilización de la Cantera..... **¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 37. Obras parte alta del barrio (Zona 1 y 2)..... **¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 38. Obras de drenaje y estabilización del terreno (Zona Geotécnica 3) .... **¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 39. Presupuesto para la construcción de la Escalera 1**¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 40. Presupuesto para la construcción de la Escalera 2**¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 41. Presupuesto para la construcción de la Escalera 3**¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 42. Presupuesto para la construcción de la Escalera 4**¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 43. Presupuesto para la construcción de la Escalera 5**¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 44. Presupuesto para la construcción de la Escalera 6**¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 45. Presupuesto para la construcción de la Escalera 7**¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 46. Presupuesto para la construcción de la Escalera 8**¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 47. Presupuesto para la construcción de la Escalera 9**¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 48. Obras de estabilización de la Cantera alternativa dos con berma ..... **¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 49. Obras de estabilización de la Cantera alternativa tres con berma..... **¡Error! Marcador no definido.**
Tabla 50. Obras parte alta del barrio (Zona 1 y 2)..... **¡Error! Marcador no definido.**

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1 Localización General Bella Flor. 22
Figura 2. Diagrama de flujo para el análisis de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por FRM 25
Figura 3. Comparación del levantamiento realizado con el mapa digital de Bogotá 28
Figura 4. Distribución espacial de la precipitación media anual en Bogotá. 57
Figura 5. Distribución espacial de la precipitación critica anual en Bogotá. 60
Figura 6. Distribución espacial de periodos de retorno de la precipitación critica en Bogotá. 61
Figura 7. Detalle típico de cimentación de casas con plataformas de rellenos. 74
Figura 8. Detalle típico de casas cimentadas sobre plataformas en zonas de corte. ... 76
Figura 9. Red estereográfica (polos) con los datos de campo (hemisferio inferior) 82
Figura 10. Distribución estadística de los planos de discontinuidad (hemisferio inferior) 82
Figura 11. Modelo conceptual de estabilidad de taludes en roca. 96
Figura 12. Distribución de los principales planos de discontinuidades y de taludes de las zonas 1B y 2A 98
Figura 13. Modelo de estabilidad en taludes verticales escalonados 103
Figura 14. Esquema de deslizamiento 108
Figura 15. Esquema de caída de rocas. 109

LISTADO DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Lluvias medias mensuales (1990 - 2002) en la estación Quiba 56
Gráfica 2. Curva Intensidad - Duración - Frecuencia (IDF) para la zona de estudio ... 58
Gráfica 3. Valoración del ID utilizando conjuntos difusos 111
Gráfica 4. Gráfica para determinar IVF con un α=0,6 112
Gráfica 5. Conjuntos difusos trapezoidales..... 114
Gráfica 6. Cálculo del riesgo por conjuntos difusos trapezoidales 116

LISTADO DE FOTOGRAFIAS

Foto 1. Vista del perfil de roca meteorizada de 10 a 15 m de espesor expuesto sobre la antigua cantera 40
Foto 2. Vista de las construcciones ubicadas sobre la ronda de la quebrada Limas (unidad AL-1) 41
Foto 3. Vista del horizonte de suelos coluviales arenosos cubiertos por rellenos. En la base del perfil se identifica el suelo coluvial con presencia de gravas y cantos angulares que cubren el macizo rocoso. 42
Foto 4. Vista parcial de la corona de deslizamiento en la unidad de suelos coluviales (SC-1 y SC-2). Sitio ubicado en el extremo Norte del área de estudio. 42
Foto 5. Vista de la ladera LC-2 cubierta con rellenos a media ladera (R3), que han sido estabilizados parcialmente con gaviones. 47
Foto 6. Vista de la composición de los depósitos de ladera (unidad LC-4), constituidos por gravas y cantos en matriz arenosa. 49
Foto 7. Perfil de los depósitos de ladera, expuestos sobre la vía de acceso. Gravas y cantos en matriz arenoso y limo arenosa, de alta susceptibilidad a la erosión (unidad LC-4). 50
Foto 8. Vista de la ladera coluvial expuesta entre la parte alta y baja del barrio. Ladera cubierta por un horizonte de suelos granulares en matriz limo arenosa de alta susceptibilidad a la erosión. 50
Foto 9. Vista desde la parte inferior del segmento LC5 afectado por un deslizamiento traslacional que involucró los suelos coluviales SC1 Y SC2. 51
Foto 10. Entorno general de la Zona Geotécnica ZG-1A; se trata de una zona de baja pendiente, con la presencia de algunas casas de ladrillo, prefabricados y ranchos de latas y madera, con calles sin pavimentar. Las casas de la parte baja vierten las aguas residuales, rellenos y basuras sobre el terreno generando zonas anegadas y de suelos blandos. 66
Foto 11. Vista de la Zona ZG-1 a la altura de la calle 73A sur, colindando con la zona geotécnica ZG-2A de alta pendiente (lado derecho de la foto). Las casas del borde occidental vierten aguas residuales sobre el terreno, anegándolo y generando deformaciones de la capa de suelo superficial y relleno; algunas de estas aguas alcanzan la parte oriental de alta pendiente aumentando la posibilidad de generación de flujos de tierras y desprendimientos de bloques de la zona ZG-2A, que pueden afectar las casas localizadas en la parte baja del barrio (zona ZG-3). 67
Foto 12. Detalle del talud de corte localizado al sur de la cantera. Se pueden observar los diferentes niveles de la arenisca (Formación Arenisca de Labor) identificados. 68
Foto 13. Detalle del nivel de areniscas y arcillolitas laminares Ar-2, en donde hay evidencias de desplazamientos de bloques; la grieta vertical localizada por encima del manto de arcillolita laminar corresponde al desplazmiento inducido sobre un bloque de roca de gran dimensión. 68
Foto 14. Estado del macizo rocoso en la parte alta de la cantera; se define una franja de roca muy fracturada del orden de 6 a 8 m de espesor, seguido por areniscas

masivas de la Formación Labor. Superficialmente el macizo rocoso está cubierto por una capa delgada de suelo limoarenoso gris, orgánico y con gravas. 69
Foto 15. Vista del flanco izquierdo de la cantera; en la capa superior de roca mas fractura se presenta deslizamiento y volcamiento de bloques de rocas fracturadas de la Formación Areniscas de Labor. 69
Foto 16. Vista de la parte superior del talud con afloramientos del nivel de areniscas laminares AR-4. Se conforma una especie de batea que revela la presencia de un eje sinclinal; nótese la inclinación del talud cerca al buzamiento de los planos de estratificación. 70
Foto 17. Vista de la zona geotécnica ZG-2B; corresponde a un talud de alta pendiente con la presencia de depósitos de ladera de poco espesor susceptibles a deslizamientos; en la superficie se aprecian cicatrices de pequeños flujos. 71
Foto 18. Relleno adyacente a las casas con problemas de estabilidad; el vertimiento de aguas residuales generó un pequeño flujo de tierras sobre el material suelto de basuras y limos arenosos, el cual afectó la vía de acceso al barrio. 72
Foto 19. Vista de la parte baja de la zona geotécnica ZG-2B; sobre la banca de la vía existente se encuentran taludes de corte con afloramientos del nivel inferior de areniscas fracturadas AR-1, seguidos por una capa de coluvión arcilloso de color gris con gravas y bloques de areniscas. 72
Foto 20. Vista desde la parte alta de las zonas de rellenos de basuras colocados sobre las zonas de alta pendiente. Estos rellenos favorecen la acumulación de aguas y la generación de flujos de tierras comprometiendo las zonas bajas con casas. 72
Foto 21. Detalle de los escalonamientos en las zonas de alta pendiente (zona geotécnica ZG-2B); las plataformas contemplan una zona de corte sobre depósitos de poco espesor y parte de roca alterada y una gran zona de relleno confinada por muros de piedra de alturas variables entre 2 y 5 m. 73
Foto 22. Detalle de los muros de piedra; algunos de ellos están pegados con mortero y contienen rellenos areno-arcillosos sueltos con alto contenido de suelo orgánicos y raicillas, que les dan algo de cohesión; estas estructuras son altamente vulnerables a daños por sismo; en las zonas de alta pendiente (zona geotécnica ZG-2B); las plataformas contemplan una zona de corte sobre depósitos de poco espesor y parte de roca alterada y una gran zona de relleno confinada por muros de piedra de alturas variables entre 2 y 4 m; estas estructuras son altamente vulnerables a daños por sismo. 74
Foto 23. Vista general de la parte baja del Barrio Bella Flor: Zona ZG-3. Las casas se encuentran emplazadas sobre un depósito aluvio-coluvial, mediante plataformas efectuadas mediante taludes de corte de 2 a 4 m de altura. 75
Foto 24. Acercamiento sobre el sitio crítico SC-1; en el cual se distinguen escalonamientos en la parte alta con cortes verticales del orden de 2 m de altura; en la parte superior se encuentra una capa delgada de suelo limo-arenoso, el cual se ha deformado y se manifiesta en superficie en forma de lóbulos; la casa de ladrillo del lado derecho en la parte media de la ladera se ha deformado por influencia de este material. 77
Foto 25. Detalle de la zona posterior de la casa de ladrillo de la foto anterior; nótense el pandeo lateral del muro contiguo a las latas por efecto del empuje lateral ejercido por la capa de suelo superficial de la parte alta; en este sitio se requiere la descarga del talud y conformación de drenajes. 77

Foto 26. Vista del sitio crítico SC-2; se trata de un flujo muy superficial de coluvión producto de la afluencia de aguas superficiales; esta falla puede genera daños en las casas localizadas en la parte baja. 78
Foto 27. Vista desde la parte alta del sitio crítico SC-2 (zona geotécnica ZG-3); se trata de reptación y flujo de la capa superficial de coluvión, sobre una zona no construida, la cual amenaza varias casas localizadas en la parte baja. 78
Foto 28. Vista desde la parte baja del sitio crítico SC-2; nótense los lóbulos generados por deformación y la afluencia de agua en la parte baja sobre la zona de corte. . 78
Foto 29. Casa localizada en la parte baja de una zona inestable al lado de un talud de corte en coluvión; el movimiento localizado en la parte alta puede comprometer la estabilidad de este predio..... 78
Foto 30. Sitio crítico SC-3: Deslizamiento localizado en la parte nor-oriental de la zona geotécnica; se generó un pequeño deslizamiento sobre coluvión y relleno producto del vertimiento de aguas residuales desde la parte alta. El deslizamiento genera afectaciones sobre algunos ranchos localizados sobre su flanco derecho y remata colgado sobre el talud de corte en el que aflora roca..... 79
Foto 31. Parte alta del deslizamiento en el sitio crítico SC-3 (zona geotécnica ZG-3); el vertimiento de aguas residuales saturó el suelo en la parte baja y detonó el deslizamiento de la parte inferior que se manifiesta localmente por la inclinación del poste. 79
Foto 32. Detalle de una casa localizada en la zona ZG-4 (ronda de inundación de la quebrada Limas); allí se encuentran suelos de baja resistencia y este corredor es susceptible a inundación por lo tanto las casas de esta zona deben ser desalojadas. 80

ANEXOS (VOLUMEN II)

PARTE 1 DE CUATRO PARTES

ANEXO I	LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	2
ANEXO I – A	CERTIFICADO IGAC	3
ANEXO I – B	CALIBRACIÓN EQUIPOS	5
ANEXO I – C	DATOS CRUDOS	8
ANEXO II	EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	115
ANEXO II – A	PERFORACIONES	116
ANEXO II – B	TRINCHERAS	125
ANEXO II – C	APIQUES	127

PARTE 2 DE CUATRO PARTES

ANEXO III	ENSAYOS DE LABORATORIO	139
ANEXO III – A	CARGA PUNTUAL	140
ANEXO III – B	COMPRENCION EN ROCA	142
ANEXO III – C	CORTE DIRECTO	145
ANEXO III – D	LIMITES DE CONSISTENCIA	205
ANEXO IV	DISEÑO DE CUNETAS	216
ANEXO V	ANALISIS DE ESTABILIDAD	237
ANEXO V – A	PROPIEDADES GEOTECNICAS	238
ANEXO V – B	PROPIEDADES GEOMECANICAS	246
ANEXO V – C	SECCION 6-6´	252
ANEXO V – D	SECCION 7-7´	273

PARTE 3 DE CUATRO PARTES

ANEXO VI	ENCUESTAS DE VULNERABILIDAD	299
ANEXO VI-A	ESTADISTICAS ENCUESTAS	455

PARTE 4 DE CUATRO PARTES

ANEXO VII	PRESUPUESTO	464
ANEXO VII – A	ALTERNATIVA 1	465
ANEXO VII – B	ALTERNATIVA 2	497
ANEXO VII – C	ALTERNATIVA 3	526
ANEXO VIII	ESPECIFICACIONES	556

PLANOS (VOLUMEN III)

GE133-PL-01	LEVANTAMINETO TOPOGRAFICO Y EXPLORACION DEL SUBSUELO
GE133-PL-02	MAPA DE PENDIENTES
GE133-PL-03	GEOLOGIA REGIONAL
GE133-PL-04A	GEOLOGIA LOCAL
GE133-PL-04B	PERFILES GEOLOGICOS
GE133-PL-05	GEOMORFOLOGIA
GE133-PL-06A	ZONIFICACION GEOTECNICA
GE133-PL-06B	SECCIONES GEOTECNICAS
GE133-PL-07	AMENAZA POR FENOMENOS DE REMOCION EN MASA
GE133-PL-08	TIPOLOGIA DE VIVIENDAS
GE133-PL-09	VULNERABILIDA
GE133-PL-10	RIESGO
GE133-PL-11A	OBRAS PROPUESTAS ALTERNATIVA 1
GE133-PL-11B	OBRAS PROPUESTAS ALTERNATIVA 1
GE133-PL-11C	OBRAS PROPUESTAS ALTERNATIVA 1
GE133-PL-11D	OBRAS PROPUESTAS ALTERNATIVA 1
GE133-PL-11E	OBRAS PROPUESTAS ALTERNATIVA 2 Y 3
GE133-PL-12A	CORTES Y DETALLES OBRAS PROPUESTAS
GE133-PL-12B	CORTES Y DETALLES OBRAS PROPUESTAS

JUSTIFICACIÓN

El proyecto "Análisis y Evaluación de Riesgos Socio–naturales y Tecnológicos en el Distrito Capital" hace parte del plan de inversión del Fondo de Prevención y Atención de Emergencias "FOPAE" cuya administración está a cargo de la Dirección de Prevención y Atención de Emergencias "DPAE" dependencia de la Secretaría de Gobierno.

En las metas del proyecto se encuentra el "Estudio de riesgos por fenómenos de remoción en masa, la evaluación de alternativas de mitigación y los diseños detallados de las medidas propuestas en la alternativa más conveniente, en el sector nororiental del barrio Bella Flor, de la Localidad de Ciudad Bolívar, en la ciudad de Bogotá, D.C", dentro del Componente 1, que corresponde a la elaboración de estudios de evaluación de riesgos de origen socio–natural y tecnológico.

El barrio Bella Flor se desarrolló de forma irregular sobre terrenos dejados por la explotación de antiguas canteras. La parte baja del barrio, está en la llanura de inundación de la margen izquierda de la quebrada Limas y a partir de allí se accede a la parte alta del barrio mediante una carretera sin pavimentar, angosta y de alta pendiente. De acuerdo con el "Estudio de inestabilidad del terreno para diferentes localidades de Santafé de Bogotá", realizado por INGEOCIM LTDA (1998) para el FOPAE, a escala 1:10.000, el área de estudio encuentra en una la zona de amenaza media y alta por fenómenos de remoción en masa pero es necesario actualizar esta información a una escala más detallada y llevarla hasta el nivel de evaluación del riesgo, porque se han presentado en la zona múltiples problemas de inestabilidad, que han sido objeto de visitas y diagnósticos y conceptos técnicos por parte de la DPAE, asociados con caídas de rocas y deslizamientos de tierra que ponen en peligro la integridad de las personas y viviendas del sector.

En varios de estos diagnósticos se recomendó la evacuación de predios y la inclusión de los residentes en ellos dentro del Programa de Reasentamiento de Familias Localizadas en Sectores de Alto Riesgo No Mitigable. Además se recomienda la ejecución de estudios detallados de riesgo por remoción en masa como el que aquí se plantea.

Este estudio permitirá conocer de manera objetiva las condiciones de amenaza, vulnerabilidad y riesgo a las que están expuestas la población y la infraestructura de un sector del barrio Bella Flor, por fenómenos de remoción en masa y tomar decisiones oportunas sobre la ejecución de medidas y acciones para mitigar el riesgo, en beneficio de la comunidad.

INTRODUCCIÓN

En desarrollo del Contrato de Consultoría No. 552 de 2005, suscrito entre el FONDO DE PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIAS DE BOGOTÁ – FOPAE y el CONSORCIO GEOCONTROL, conformado por GEOCING LIMITADA y el Ing. FLAVIO SOLER, cuyo objeto es el "Estudio de riesgos por fenómenos de remoción en masa, evaluación de alternativas de mitigación y diseños detallados de las medidas recomendadas en el barrio Bella Flor, ubicado en la localidad de Ciudad Bolívar, en Bogotá D.C.", se presenta este informe el cual contiene el resumen de los trabajos realizados, y las conclusiones y recomendaciones del caso.

OBJETIVOS

- Prevenir desastres debido a fenómenos de remoción en masa.
- Preservar y mejorar las condiciones del medio natural.
- Contribuir a mejorar la calidad del hábitat (viviendas y servicios públicos).
- Crear espacios verdes y valorar el espacio público.
- Difundir información sobre riesgos y protección del medio ambiente.

1. Generalidades

En desarrollo del Contrato de Consultoría No. 552 de 2005, suscrito entre el FONDO DE PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIAS DE BOGOTÁ – FOPAE y el CONSORCIO GEOCONTROL, conformado por GEOCING LIMITADA y el Ing. FLAVIO SOLER, cuyo objeto es el "Estudio de riesgos por fenómenos de remoción en masa, evaluación de alternativas de mitigación y diseños detallados de las medidas recomendadas en el barrio Bella Flor, ubicado en la localidad de Ciudad Bolívar, en Bogotá D.C.", se presenta este informe el cual contiene el resumen de los trabajos realizados, y las conclusiones y recomendaciones del caso.

Con el fin de cumplir con el objeto del estudio se realizaron los siguientes trabajos:

- Realización de los trabajos de campo (topografía y encuestas de vulnerabilidad).
- Para dar un diagnóstico y presentar las posibles soluciones a los problemas generados por amenazas de origen natural (fenómenos de remoción en masa e inundaciones), se realizaron los estudios técnicos necesarios (geología, geomorfología, hidrología, hidráulica y geotecnia). Con base en dichos estudios se obtuvo el mapa de zonificación de amenazas por fenómenos de remoción en masa. Se resalta que, para tener en cuenta el sismo en los análisis de estabilidad de taludes, se utiliza el estudio de microzonificación sísmica de Santafé de Bogotá (INGEOMINAS, 1997).
- Análisis de vulnerabilidad de las viviendas ante los fenómenos de remoción en masa posibles en la zona.
- Análisis de riesgos por fenómenos de remoción en masa.

- Diseño de las obras para la prevención y mitigación de riesgos en el barrio Bella Flor.

Para el análisis de riesgos se seguirá la conceptualización sugerida por Omar Darío Cardona (1991, Dirección Nacional de Atención y Prevención de Desastres), que se puede resumir así: "Una vez conocida la amenaza o peligro (A), entendida como la probabilidad que se presente un evento con una intensidad mayor o igual a cierto nivel durante un período de exposición determinado, y conocida la vulnerabilidad (V), entendida como la predisposición intrínseca de un elemento expuesto a ser afectado o de ser susceptible de sufrir una pérdida ante la ocurrencia de un evento con cierta intensidad, el riesgo (R) puede entenderse como la probabilidad de que se presente una pérdida sobre el elemento expuesto, como consecuencia de un evento con una intensidad mayor o igual a cierto nivel, es decir, la probabilidad de exceder unas consecuencias sociales y económicas durante un período de tiempo determinado".

1.1. Localización general del área de estudio

La zona de estudio hace parte del barrio Bella Flor, de la localidad de Ciudad Bolívar. El área seleccionada es de forma irregular, de aproximadamente 3,8 Ha. Está limitada por el occidente por la carrera 26 F, por el norte por las calles 72F Sur, 72D Bis A Sur y 72 G Bis Sur, por el oriente por la quebrada Limas y por el sur por la calle 73 C Bis A Sur, por el talud de una cantera que limita morfológicamente el barrio y la calle 73 A Sur, como se muestra en la Figura 1.

Figura 1 Localización General Bella Flor.

1.2. Grupo de trabajo

Para llevar a cabo los trabajos, el CONSORCIO GEOCONTROL conformó el grupo de trabajo relacionado en la Tabla 1.

Tabla 1. Relación de personal que realizó los trabajos

Nombre	Función o cargo
Flavio Soler Sierra	Director del estudio – Especialista en geotecnia y riesgos
Edgard Forero	Geólogo
Miguel Ángel Raba M.	Especialista en geotecnia
Holman Téllez	Especialista en hidrología e hidráulica
Luis Fernando Urrego L.	Especialista en SIG
Rocío Rincón P.	Ingeniera auxiliar – Cartografía y SIG
John Vargas Q.	Ingeniero auxiliar - Trabajos de exploración del subsuelo
Andrés Parra	Ingeniero auxiliar – Encuestas de vulnerabilidad
Carlos Castillo	Topógrafo
Yuly Casallas	Dibujante
Ingeomar Limitada	Ensayos de laboratorio
Nelson Hernández	Ensayos de laboratorio
Universidad de Los Andes	Ensayos de laboratorio

A su vez, la Interventoría del proyecto fue realizada por la firma GIA Limitada, bajo la coordinación del Ingeniero Jairo Lozano y la colaboración del Geólogo Julio Fierro.

1.3. Recopilación de información secundaria

Las siguientes fueron las fuentes de información secundaria recopiladas para el desarrollo del objeto del estudio:

- Estudio para el Análisis y Caracterización de Tormentas en la Sabana de Bogotá. IRH INGENIERÍA y RECURSOS HÍDRICOS LTDA. – EMPRESA DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DE BOGOTÁ, Noviembre de 1995.

- Estudio de Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá. INGEOMINAS, 1997.

- Estudio para la Zonificación de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa de las Localidades de Ciudad Bolívar, San Cristóbal, Rafael Uribe Uribe, Santafé, Chapinero, Usaquén y Suba. INGEOCIM LTDA. – UPES. Octubre de 1998.

1.4. Método de análisis

Para el análisis de riesgos por fenómenos de remoción en masa (FRM) se seguirá la metodología sugerida por Omar Darío Cardona, que se puede resumir así: "una vez conocida la amenaza o peligro (*A*), entendida como la probabilidad de que se presente un evento con una intensidad mayor o igual a cierto nivel durante un período de exposición determinado, y conocida la vulnerabilidad (*V*), entendida como la predisposición intrínseca de un elemento expuesto a ser afectado o de ser susceptible de sufrir una pérdida ante la ocurrencia de un evento con cierta intensidad, el riesgo (*R*) puede entenderse como la probabilidad de que se presente una pérdida sobre el elemento expuesto, como consecuencia de un evento con una intensidad mayor o igual a cierto nivel, es decir, la probabilidad de exceder unas consecuencias sociales y económicas durante un período de tiempo determinado".[1]

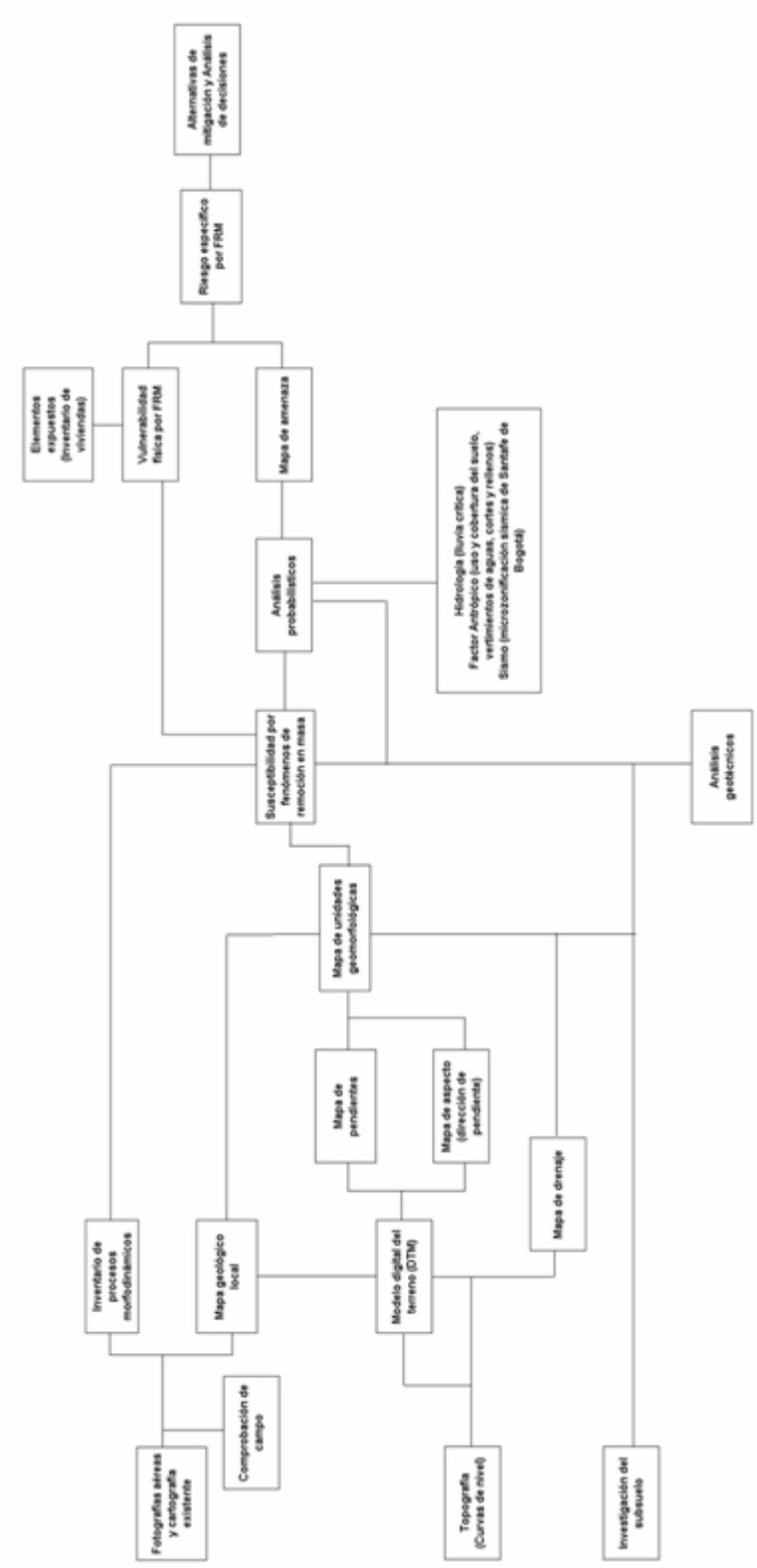
Para obtener los tres componentes mencionados en la anterior definición (amenaza, vulnerabilidad y riesgo), se lleva a cabo el proceso resumido en la Figura 2 y descrito a continuación:

- Determinación de las zonas de comportamiento geotécnico similar (zonas homogéneas) con base en los trabajos topográficos, geológicos, geomorfológicos y de investigación del subsuelo.
- Determinación de los factores detonantes naturales (sismo y lluvia). Para el sismo se utilizará los datos de la microzonificación de Santafé de Bogotá. Para la lluvia se determinará el período de retorno de la lluvia crítica, basándose en los trabajos realizados en 1998 por Ingeocim Ltda. – Upes. Es importante resaltar que los factores detonantes antrópicos (producidos por el hombre) se tendrán en cuenta al determinar las zonas de cortes y rellenos y la sobrecarga de las estructuras.
- Determinación de los parámetros geotécnicos (máximos y mínimos) en cada uno de las los materiales que conforman el subsuelo en la zona de estudio, necesarios para realización de los análisis de estabilidad.
- Análisis de estabilidad probabilísticos, determinando los factores de seguridad y la probabilidad de falla teniendo en cuenta la variabilidad de los parámetros de resistencia del suelo y los factores detonantes.
- Con base en la zonificación de amenaza realizada (determinando las posibles solicitaciones) y la tipificación de estructuras existentes, se determina la vulnerabilidad y el riesgo de las estructuras ante fenómenos de remoción en masa.
- De acuerdo a los resultados de los trabajos precedentes, se propondrán las obras de mitigación posibles.

Con base en lo anterior, para llevar a cabo el estudio se realizaron los trabajos necesarios, los cuales se presentan en los siguientes capítulos.

[1] Cardona-Arboleda, O, D, (1989). ***VULNERABILIDAD Y RIESGO POR DESASTRE – TÉRMINOS DE USO COMÚN EN MANEJO DE RIESGO.*** Primer taller de planificación en manejo de desastres. Oficina Nacional para la Atención de Desastres. Presidencia de la República de Colombia – Universidad Jorge Tadeo Lozano.

Figura 2. Diagrama de flujo para el análisis de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por FRM



2. TOPOGRAFÍA

2.1. Generalidades

Como base para la zonificación, se debe conocer la topografía del sector incluyendo curvas de nivel y los detalles de la urbanización; dado el detalle del trabajo, este levantamiento se hizo al detalle de escala 1:500 (curvas de nivel cada 0.5 m), obteniendo la división de las manzanas a nivel loteo. Para realizar el levantamiento, se procedió a realizar:

- Amarre de coordenadas reales utilizando el punto CD-608-A con señal azimut a Monserrate Iglesia
- Información topográfica tomada para cada punto, levantado en las 3 dimensiones: X (Este), Y (Norte), Z (Cota).
- Levantamiento topográfico detallado del sitio con: postes, hidrantes, válvulas, cajas, pozos, vías, paramentos, cercas, y demás detalles.
- Generación de curvas de nivel cada 0.5

El levantamiento se realizó con dos Estaciones Totales Marca Topcon GTS-235W, de precisión angular al segundo, con capacidad para almacenar hasta 500 puntos topográficos, con lectura vertical cenital y el acompañamiento de dos prismas para la lectura de los puntos.

El equipo y los recursos utilizados por la comisión para realizar el levantamiento topográfico son los que se relacionan en la Tabla 2.

Tabla 2. Relación de equipos y elementos por comisión

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
Estación TOPCON GTS-235W	1
Topógrafo	1
Cadenero primero	1
Cadenero segundo	1
Vigilante	2
Radios de onda corta	3
Vehículo	1

Se realizó el levantamiento de todos los detalles por radiación para la elaboración del plano respectivo utilizando una estación total TOPCON GTS-235W, estos detalles fueron: vías, paramentos, postes, hidrantes, válvulas, cajas, pozos, cercas, y puntos de topografía para generar curvas de nivel cada 0,5 m, el total de puntos levantados fue de 2.328 Los detalles del levantamiento fueron almacenados en cartera

electrónica, lo cual garantiza su veracidad. Las cotas fueron calculadas por nivelación trigonométrica a partir de los datos de la estación, mediante el software SURFACE MODELING.

2.2. Traslado de coordenadas reales

Para realizar el traslado de coordenadas del levantamiento topográfico se utilizó la información del punto certificado por el Instituto Geográfico Agustín Codazzi, (IGAC), CD-608-A, con azimut al punto S. AZ MONSERRATE IGLESIA, con el fin de amarrar tres vértices amojonados a coordenadas reales. La precisión del traslado de la poligonal es de 1: 56407 mientras que la de la poligonal interna fue de 1:88227

El levantamiento topográfico se realizó en dos etapas, tal como se describe a continuación:

Zona Abierta: Toma de información únicamente del área despejada mediante la toma de puntos y en lo posible la toma de secciones transversales, colocando los prismas en los cambios de pendiente hasta obtener un cubrimiento total del área de estudio; los intervalos entre las secciones varían entre 1 a 4 m de distancia, según las condiciones del terreno.

Zona de Construcciones y Detalles: Toma de información de los puntos topográficos de infraestructura como son paramentos, andenes, construcciones, postes, pozos, cercas, etc. Es importante resaltar que, el levantamiento de las viviendas se realizó Tal cual como se encuentra construido en el terreno, a enero de 2.006, El manzaneo existente coincide con el manzaneo de la zona plasmada en los planos digitales del IGAC y de Catastro Distrital (ver Figura 3).

El barrido con nube de puntos se utiliza para la definición de los taludes de disección de los cursos de agua y de corte, y de elementos urbanísticos como: manzanas, pozos de inspección, vías y caminos peatonales. Complementariamente, se toman puntos adicionales en los vértices de las manzanas para la definición precisa de las mismas y el ajuste de los predios de cada una de ellas.

Figura 3. Comparación del levantamiento realizado con el mapa digital de Bogotá

2.3. Trabajo de oficina

Los datos del levantamiento topográfico realizado, se bajaron directamente desde el colector de datos de la estación total al computador, evitando así errores de trascripción y agilizando este proceso.

Los puntos topográficos fueron interpolados utilizando el software SURFACE MODELING, hallando las curvas de nivel, y con las carteras de campo se realizó la planimetría del sitio, obteniendo como resultado el **Plano GE133-PL-01**. El proceso así desarrollado puede entenderse como una conceptualización de un submodelo para un SIG, ya que primero se elaboraron las diferentes capas (coberturas) y posteriormente se adelanta la interpolación. De esta manera, se define el manzaneo de manera completa, se seleccionaron los postes de alumbrado y los pozos de inspección, se delinearon las vías y se delimitaron los taludes. Para una mejor aplicación del programa se procesan parcialmente en tres dimensiones los diferentes elementos topográficos levantados, lo cual da como resultado la no generación de errores y una mayor precisión y calibración para los límites y contornos. Con base en lo anterior y para terminar la generación del mapa base, se realiza la integración e interpretación final de todo el conjunto.

2.4. Referencias en campo

Para el posible replanteo de las obras propuestas, se dejaron en la zona de estudio tres (3) mojones cuyas coordenadas se presentan en la Tabla 3, y localizados tal como se puede ver en el **Plano GE133-PL-01.**

Tabla 3. Mojones materializados en campo.

PUNTO	COORDENADAS		ELEVACIÓN
	NORTE	ESTE	
M-1	94395.712	91011.099	2785.503
M-2	94217.538	91020.457	2791.812
M-3	94387.187	90956.151	2810.977

En el **Anexo I** se presentan las certificaciones de calibración del equipo y de los puntos de amarre del IGAC, así como los datos crudos del levantamiento topográfico realizado.

2.5. Mapa de pendientes

Con las curvas digitalizadas y elevadas, se procedió a realizar el mapa de pendientes utilizando el método del círculo flotante, implementado en el software ArcView, tal como se presenta en el **Plano GE133-PL-02**.

3. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

Con el fin de conocer la estratigrafía del sector y determinar las características geomecánicas de los diferentes materiales que conforman el subsuelo en la zona de estudio, se llevó a cabo un programa de investigación del subsuelo, detallado a continuación.

3.1. Exploración del subsuelo

Para determinar las características del suelo del área de estudio, se efectuaron seis (6) apiques (AP-1 a AP-6) con profundidades de hasta 1.5 m, una (1) trinchera (TR-1) y ocho (8) sondeos mecánicos (SM-1 a SM-8) con profundidades entre los 4,5 m y los 6,0 m.
En los sondeos, a profundidades intermedias se efectuó el ensayo de penetración estándar (SPT), recuperando la respectiva muestra alterada con la cuchara partida (Split Spoon). En las trincheras y apiques se recuperaron muestras alteradas de bolsa e inalteradas en bloque.
De cada uno de las perforaciones realizadas, se llevó a cabo un registro continuo de los materiales encontrados y se midió la posición del nivel freático. Los registros de los sondeos, trincheras y apiques, se presentan en el **Anexo II**. La ubicación de las perforaciones se presenta en el **Plano GE133-PL-01** y en la Tabla 4.

Tabla 4. Coordenadas de los sondeos, trincheras y apiques realizados

TIPO DE EXPLORACIÓN	COORDENADAS	
	ESTE	NORTE
SM-1	90896.4	94294.7
SM-2	90915.9	94336.8
SM-3	90932.5	94344.6
SM-4	90943.1	94348.2
SM-5	90954.5	94310.1
SM-6	90965.7	94372.1
SM-7	90979.9	94426.3
SM-8	90870.9	94224.7
T-1	90983.3	94485.62
AP-1	90909.8	94314.7
AP-2	91007.2	94287.8
AP-3	90979.4	94327.7
AP-4	90974.4	94365.0

… CONTINUACIÓN TABLA 4

TIPO DE EXPLORACIÓN	COORDENADAS	
	ESTE	NORTE
AP-6	90895.3	94341.0
AP-7	90936.0	94393.2
AP-8	91003.9	94331.9
AP-9	91002.0	94328.7
AP-10	90927.1	94294.9
AP-11	90961.4	94301.9

3.2. Ensayos de laboratorio

Todas las muestras obtenidas de los trabajos de exploración del subsuelo fueron identificadas visualmente, y sobre un número representativo de los tipos de suelos encontrados se realizaron los ensayos de laboratorio para determinar su clasificación, propiedades in-situ, resistencia y deformación. A continuación se presenta una Tabla 5 con el tipo de ensayo realizado, su respectiva norma y la cantidad realizada (en el **Anexo III** se presentan los resultados de cada uno de los ensayos).

Tabla 5. Relación de ensayos de laboratorio

ENSAYO	NORMA	CANTIDAD
Contenido de humedad	INV-E122	3
Límite líquido y plástico	INV-E125 y 126	11
Granulometría por lavado y tamizado	INV-E123	6
Peso unitario total	INV-E121	1
Compresión inconfinada en roca	INV-E152	2
Corte directo en suelo	INV-E154	10
Corte directo en roca	INV-E154	1

4. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA

4.1. Generalidades

En este numeral se describen las condiciones geológicas y locales regionales del área de desarrollo del barrio Bella Flor, con una evaluación de los diferentes factores litológicos, tectónicos y estructurales que controlan la estabilidad natural de las laderas. Adicionalmente, se describen las condiciones geomorfológicas en el contexto regional y local, orientada a explicar los diferentes procesos que han modelado el paisaje y su evaluación como factores de amenaza.

El levantamiento y cartografía geológica consistió en primera instancia en la recopilación, procesamiento y evaluación de la información secundaria disponible tales como: informes técnicos en masa, bases cartográficas del IGAC, fotografías aéreas, entre otras. En segunda medida, se adelantó un trabajo de reconocimiento de campo a nivel regional y local que involucró actividades de exploración superficial mediante trincheras, levantamiento de datos estructurales y columnas estratigráficas, y la comprobación de la fotointerpretación realizada previamente.

Posteriormente se efectuó la fotointerpretación del área, identificando las unidades litoestratigráficas, rellenos antrópicos y los rasgos estructurales como pliegues y fallas principales y secundarias.
A continuación se relacionan las actividades del estudio geológico y geomorfológico.

4.1.1. Fases

4.1.1.1. Fase preliminar contexto geológico

Los trabajos geológicos y geomorfológicos preliminares consistieron en:

- Reconocimiento general del terreno e identificación de las problemáticas y potenciales franjas de inestabilidad. Visita de reconocimiento.
- Obtención de fotografías aéreas en las escalas disponibles.
- Recopilación bibliográfica de información geotécnica, geológica, hidrogeológica, etc. existente del área de estudio en las diferentes entidades públicas y privadas.

Las labores preliminares se enfatizan en la interpretación fotogeológica y cartografía geológica regional y el reconocimiento de los tipos de roca que se exponen en el área de estudio, sin asociarlas en primera instancia a las unidades litoestratigráficas descritas en informes o planos geológicos seleccionados en la recopilación de información.
La información colectada de las unidades litológicas descritas y reconocidas en los trabajos de campo, se asocia con la leyenda geológica del mapa correspondiente, y se relacionan con la secuencia litoestratigráfica regional descrita por INGEOMINAS (1997) e INGEOCIM LTDA.–UPES (1998).

4.1.1.2. Fase geología de detalle

Una vez establecido el contexto geológico regional del área de estudio, se procede a adelantar el trabajo geológico de detalle con base en:

- Ejecución de trincheras y apiques.

- Fotointerpretación de fotos a escala 1:16.000 que permiten aumentar el nivel de precisión de la cartografía geológica.

- Levantamiento de datos estructurales y de columnas estratigráficas detalladas.

- Corroborar en campo la fotointerpretación litológica y estructural efectuada e identificar depósitos recientes, antrópicos y unidades litológicas aflorantes no fotoidentificables en el barrio, especialmente en los cortes mineros y excavaciones hechas para viviendas, describiendo su litología, texturas y estructuras locales relacionadas.

- Elaboración de informe sobre condiciones geológicas y geomorfológicas.

4.1.2. Información secundaria

De la revisión bibliográfica para el marco geológico, se tomaron los siguientes estudios:

- Unión Temporal IGR – GIA Consultores Ltda. ZONIFICACIÓN DE AMENAZAS POR REMOCIÓN EN MASA DE LOS BARRIOS CORDILLERA SUR, TIERRA LINDA Y LOS ALPES. Escala Variable.
- GUTIÉRREZ & COLEGIAL 1987. Trabajo de Grado Universidad Nacional de Colombia; INGEOMINAS (1997). Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá. Subproyecto No. 7. Estudios Geofísicos. Santa Fe de Bogotá D.C; INGEOCIM Ltda. – UPES – FOPAE (1998) – Escala 1:10.000
- INGEOMINAS 1997, Estudio Geológico para el estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá, Escala 1:50.000.
- Geología de la Plancha 246 de Fusagasuga. INGEOMINAS escala 1:100.000
- INGEOCIM LTDA. – UPES – FOPAE. 1998, Escala 1:10.000.
- HELMENS KARIN & VAN DER HAMMEN. Plioceno y Cuaternario del Altiplano de Bogotá y alrededores. En Análisis Geográficos No. 24. IGAC. Subdirección de Geografía.

4.1.3. Fotointerpretación

La fotointerpretación se hizo de las fotografías relacionadas en la Tabla 6 sobre las que se identificaron los rasgos litológicos y estructurales, y geomorfológicos.

Tabla 6. Fotografías aéreas de referencia

VUELO No.	SOBRE	FOTO No.	ESCALA	FECHA
C-2717	39297ª	114,115 y 116	1:16.000	2004

En las fotografías de 2004, de escala semidetallada en la zona de estudio se aprecian asentamientos humanos.

4.1.4. Trabajo de Campo

La labor de campo se realizó mediante levantamientos geológicos puntuales en todo el barrio y zonas aledañas, que permitieron ajustar el modelo geológico regional, planteado con base en la información secundaria y en la fotointerpretación regional.

La comprobación de campo permitió el reconocimiento de las unidades litológicas y su correlación, la definición del modelo geológico y estructural del área; incluye la identificación de unidades litoestratigráficas asociadas con la fotointerpretación efectuada y de los rasgos estructurales: Esta fase se apoya con la exploración del subsuelo establecida para el estudio.

4.2. Geología regional

4.2.1. Introducción

El área de estudio se localiza en el sector Suroccidental del Distrito Capital, dentro de la Localidad de Ciudad Bolívar, en donde la presión urbanística ha afectado la parte alta de la cuenca de la Quebrada Limas con asentamientos informales localizados en sectores de ladera de alta pendiente y en donde los factores antrópicos generados, condicionan la estabilidad de las laderas.

4.2.2. Metodología

La elaboración del Mapa Geológico Regional utilizó la información existente de los estudios realizados por la DPAE y complementados por los datos del trabajo de campo para la geología local.

Los estudios consultados para la primera fase de recopilación de información fueron:

- Estudio de Zonificación de Amenaza por Remoción en Masa para los Asentamientos Brisas del Volador Parte Alta y Tabor – Alta Loma, de la Localidad de Ciudad Bolívar, en la Ciudad de Bogotá. GEOCING (2002).

- Geología y Aspectos Geotécnicos de la parte central del sector denominado "Ciudad Bolívar" en el Distrito Especial de Bogotá, 1987. Gutiérrez G y Colegial, J.

- Zonificación por inestabilidad del terreno para diferentes localidades en la ciudad de Santafé de Bogotá, D.C, INGEOCIM LTDA-UPES-FOPAE, 1998.

- Zonificación de Amenaza por remoción en masa en los barrios Cordillera Sur, Tierra Linda y Los Alpes de la Localidad de Ciudad Bolívar, UT IGR – GIA, 2003.

- Zonificación por remoción en masa en los barrios Villas de Diamante de la Localidad de Ciudad Bolívar, 2003.

4.2.3. Estratigrafía regional

En este sector de la ciudad, sobre la cuenca de la quebrada Limas, se exponen las rocas del Cretáceo Superior correspondiente a las Formaciones Arenisca Dura, Plaeners, Labor y Tierna, y la Formación Guaduas del Cretáceo Superior y Terciario Inferior. Estas unidades litológicas forman parte del flanco oriental de una estructura anticlinal cuyo eje se localiza sobre la quebrada Limas, y ha sido muy deformada por efectos tectónicos.

En el sector sur oriental de la ciudad, las unidades estratigráficas del grupo Guadalupe, se encuentran parcialmente cubiertas por depósitos de origen coluvial y fluvio-glaciar. En los valles de los principales ríos se exponen suelos de origen aluvial y rellenos antrópicos en los sectores intervenidos por el proceso urbanístico de la ciudad. Estas unidades litológicas, en su mayor parte se encuentran altamente meteorizadas dando lugar a suelos residuales de espesores importantes, en donde en ocasiones es imposible identificar la textura de la roca original.

Para la descripción de las unidades del subsuelo, en la localidad de Ciudad Bolívar, se tiene en cuenta la información del estudio de Gutierrez, G. y Colegial, J. (1987) que describen las columnas estratigráficas de las diferentes unidades del cretáceo y terciario. Para el modelo estructural, se consideró y validó la información de la plancha 246 de INGEOMINAS, que involucra el sector de la cuenca alta del río Tunjuelo, tal como se presenta en el Plano geológico

4.2.3.1. Unidades de roca del Cretáceo Superior (Ksg)

Las rocas del cretáceo superior en el área de estudio, están representadas por las areniscas y arcillolitas de Grupo Guadalupe, descritas por los geólogos HUBACH (1957), BURGL (1959-1961), UJUETA (1961), JULIVERT (1968), RENZONI (1962) y PEREZ SALAZAR (1971). A continuación se describen estas unidades:

- Formación Arenisca Dura (Ksgd)

Esta unidad representa la base del grupo Guadalupe y se expone al occidente de la quebrada Limas y en su parte alta. Esta constituida por una sucesión de areniscas de grano fino a medio, en capas delgadas, blancas a gris amarillento, cuarzosas, cemento siliceo, duras y bien seleccionadas; con algunos niveles de limolitas siliceas. La mayor exposición se observa, sobre la vertiente occidental de la cuenca de la

Quebrada de Limas, cubierta al norte por los niveles de limolitas siliceas que se extienden hasta la vertiente sur de la laguna de Terreros. En superficie se presenta cubierta por suelos coluviales y una unidad residual de grandes bloques, expuestos en superficie.

- Formación Plaeners (Ksgp)

Suprayace a la unidad "Arenisca Dura", se expone al occidental de la quebrada Limas; aflora en mayor extensión al occidente de la quebrada Peña Colorada, hasta la Laguna de Terreros en la localidad de Soacha. Está constituido por lodolitas silíceas colores grises y marrones, arcillosas, con intercalaciones de arcillolitas grises caolíniticas, y areniscas cuarzosas bien cementadas, de grano fino a muy fino, en capas delgadas con estratificación laminar. En general esta unidad se presenta muy replegadas y alteradas en superficie.

- Formación Arenisca Labor (Ksgl)

Esta unidad suprayace a la Formación Plaeners, y se expone ampliamente en el área de estudio y sectores adyacentes. Esta compuesta por areniscas de grano fino a grueso, bien cementada, de color blanco a gris, con intercalaciones delgadas de lodolitas siliceas. Se caracteriza por la presencia de areniscas en mantos gruesos a muy gruesas, con espesores hasta de 5m. Esta unidad se expone en el área de estudio (ver Plano geológico).

- Formación Arenisca Tierna (Ksgt).

Esta unidad presenta una composición de areniscas de grano grueso y conglomeráticas, friables, en capas medias, con intercalaciones de arcillolitas grises. En este sector de la Sabana, la parte superior de esta unidad exhibe areniscas en capas masivas de color gris claro, cuarzosa y muy friable. Esta unidad se expone al oriente del área de estudio, sobre las laderas del costado oriental, de la cantera El Volador.

4.2.3.2. Unidades de roca del Terciario (TKg)

- Formación Guaduas-Conjunto inferior (Tkgl)

El conjunto inferior de la Formación Guaduas suprayace concordantemente a las areniscas de la Formación Arenisca Tierna y en ese sector de la Sabana, está en

contacto con la falla Cordillera. Esta representada por un nivel de areniscas cuarzosas que se confunden con la formación arenisca Tierna, que infrayacen arcillolitas grises, intercaladas con capas delgadas de areniscas de color blanco. Esta unidad se expone sobre la cuenca de la quebrada Limas en los barrios Villa del Diamante y Villa Gloria, al oriente de la falla Cordillera.

4.2.3.3. Suelos y depósitos de Cuaternario

En este sector de la ciudad, los suelos y depósitos del cuaternario se asocian a los procesos de erosión de las diferentes vertientes que forman la cuenca alta de la Quebrada de Limas; con una cubierta de cenizas volcánicas, que se exponen en la parte alta de las vertientes. En el contexto regional se diferencian en las siguientes unidades:

- Depósitos fluvioglaciares (Qfg)

Esta unidad se expone en la parte alta de la vertiente de la quebrada Limas, con una composición de gravas, cantos y bloques de areniscas hasta de 1.0m; en una matriz limo arenosa y limo arcillosa. En el área del proyecto, esta unidad se identificó en el valle de la quebrada Limas, cubierta por depósitos coluviales.

- Depósitos aluviales (Qal)

Estos depósitos se observan sobre el valle de la Quebrada de Limas, conforma un nivel de terraza, constituidos por cantos de areniscas redondeados, en una matriz arenosa y de poco espesor (0,6 – 0,8 m). Esta unidad se encuentra cubierta por rellenos y escombros mineros.

- Depósitos coluviales / deluviales (Qc)

Estos suelos, exhiben la mayor importancia dado que su ubicación espacial coincide con las áreas de menor pendiente donde se han ubicado la mayor parte de las viviendas. Estos suelos delimitan el valle de la quebrada Limas y son el resultado de los procesos de erosión y sedimentación local; como respuesta a los cambios climáticos recientes del cuaternario.

Presentan una composición de arenas con lentes de gravas angulares, con un espesor que varían entre 0.5 y 3.0. En el área de estudio se exponen sobre la base de la ladera que delimita el cauce de la quebrada Limas.
Este nivel de suelos arenosos delimitan el valle del río Tunjuelo y se correlaciona con la unidad de "Limos marrones" de los sedimentos tipo Mondoñedo descritas por de Porta (1961) y datadas por Van der Hammen, 1980 como del Holoceno.

4.2.4. Geología estructural

Las condiciones estructurales de este sector de la ciudad corresponden a un bloque tectónico, levantado por un sistema de fallas inversas, que delimita por este sector el sinclinal de Usme. La cartografía de Ingeominas de la Plancha 246, muestra para el sitio de estudio un modelo estructural de falla inversas y de cabalgamiento con dirección N-S a N30E que ponen en contacto al oriente las rocas de la Formación Arenisca Tierna con la Formación Guaduas, demarcando una amplia zona de fracturación y brechas tectónicas. Las condiciones estructurales se describen a continuación:

Asociado al patrón de esfuerzos regionales se identifica un sistema de pliegues con orientación N-S a N10E- N10W, que se prolonga hacia el norte del área de estudio. Este plegamiento regional, de influencia en el área de estudio, forma parte del flanco oriental del anticlinal de Quiba (ver **Plano GE133-PL-04**). Este sistema de pliegues se identificó en el estudio realizado al norte sobre el deslizamiento la Estancia, (Georiesgos 2002), donde se identificó una estructura semi-regional que corresponde al cierre norte del Anticlinal de Mochuelo descrito por Julivert (1963).

En el contexto regional se identifican los siguientes sistemas de fallas:

- Un sistema de fallas regionales de cabalgamiento con direcciones preferencial Norte/Sur, N10°E y N10-20 ° W. A este sistema de fallas, se asocia la Falla Cordillera, ubicada al oriente del área de estudio y se intercepta al norte con la Falla Mochuelo. La falla cordillera, define una zona de muy alto fracturamiento de las unidades de areniscas de la Formación Arenisca Tierna y los niveles de areniscas y arcillolitas de la Formación Guaduas Inferior

- Un sistema de fallas secundarias de desplazamiento, con orientación E-W, que demarcan zonas de fracturación y brechas, con un espaciamiento que varía entre 0.5 y 1.0 km.

- Un segundo sistema de fallas secundarias con orientación N40E A N50E, representadas en la zona de estudio en los lineamientos de las quebrada Honda, quebrada Quiba y Peña Colorada y demarcan zonas de fracturamiento.

- Un sistema de lineamientos tectónicos de dirección aproximada N45W a N50W, que marcan un sistema de fallas de movimiento. A este sistema de fallas se asocia el deslizamiento de la Estancia, localizado al norte del área del proyecto.

4.3. Geología local

4.3.1. Introducción

Los asentamientos suburbanos del Barrio Bella Flor, se ubican sobre la cuenca media de la quebrada Limas, cerca de la zona de influencia de la zona de las canteras Borda; ubicadas sobre la margen izquierda de la quebrada Limas. En la parte alta del área de estudio se localizan áreas de actividades agrícolas, que han sido desplazadas por la extensión de la frontera urbana.

4.3.2. Estratigrafía

En este numeral se describen las unidades de roca y suelos que configuran las áreas de influencia directa de la urbanización. Los sueles y depósitos superficiales se diferenciaron de acuerdo con su origen y composición (ver **Plano GE133-PL-04A**).

La descripción y clasificación de las unidades se realiza de base a techo; la sigla que se asignó a cada unidad fue definida por su litología, (Ar) para unidades de arenisca;

Cl para arcillolitas y lodolitas. Esta sigla se acompaña de un índice numérico que aumenta hacia el techo y disminuye hacia la base de la columna estratigráfica local.

Los suelos se clasificaron de acuerdo con su origen (sigla acompañada de un numeral que indica su edad relativa), así: con un sigla de S (suelo transportado), C (de origen coluvial), Al (de origen aluvial), Sr (suelo residual).

4.3.2.1. Rocas de La Formación Labor (Ksgl)

Esta unidad se expone sobre el talud de explotación de la cantera Borda, ubicada en el límite sur oriental del barrio. La correlación de estas unidades litológicas con las areniscas de la formación Labor se sustenta en el espesor que exhiben los mantos de areniscas, no usual en las arenisca Dura, diferenciada esta última por su estratificación en capas de espesores medios; muy bien cementadas y duras, generalmente con muy bajos valores de abrasión y de alta resistencia a la erosión. En cambio, las areniscas de la Formación Labor se caracterizan por su estratificación en capas gruesas y muy gruesas, masivas; corrientemente se utilizan como piedra de construcción.

La columna estratigráfica observada sobre la cantera Borda, diferencia los siguientes niveles de roca:

Nivel Ar-1. Nivel inferior de areniscas cuarzosas, en capas de 0,8 a 1,0 m de espesor, con intercalaciones de areniscas de grano fino, en capas delgadas de 10 a 20 cm. Este nivel litológico exhibe una condición de roca muy fracturada por efecto del cruce de una falla, ubicada sobre el eje de la quebrada Limas.

En los taludes de corte, esta unidad conserva a pesar del alto grado de fracturación, los rasgos estructurales de estratificación. Esta unidad se expone en el límite oriental de la zona de estudio, sobre la calle 26c bis de acceso al barrio, cubierta por depósitos coluviales.

Nivel Ar-2. Areniscas de color amarillo, estratificadas en capas delgadas (10 a 20 cm) con intercalaciones de arcillolitas en capas muy delgadas. Exhibe un espesor de 3,0 m. Se expone en la base de los taludes de corte de la vía de accesos al barrio y en la base del talud de la cantera Borda. Está cubierta por suelos coluviales, en condición de roca muy replegadas y fracturada por efecto del cruce de una falla que sigue el cauce de la quebrada Limas. Este nivel reviste importancia por la presencia de un nivel de arcillolita gris, de 10 a 20 cm que se expone en la base del talud y define un factor de inestabilidad del corte de la cantera.

Nivel Ar-3. Areniscas masivas de grano medio a fino, de color amarillo, duras, en capas gruesas que varía desde 2 m hasta los 5 m y se exponen en condición fresca sobre el talud de corte de las canteras Borda. Sobre esta unidad se desarrolla un perfil de meteorización de bloques de arenisca embebidos en una matriz arenosa, de 8 a 10 m de espesor.

Nivel Ar-4. Nivel superior de areniscas de color gris, grano fino, duras, bien cementadas; estratificación laminada, de 5 a 10 cm, con finos niveles de arcillolita grises. Este nivel se expone en la parte alta del talud de corte de la cantera y exhibe un espesor del orden de 5 m. Este nivel superior se encuentra muy replegado y cubierto en la parte más alta por rellenos.

4.3.2.2. Suelos y depósitos del Cuaternario

- Suelos residuales (RM)

Esta unidad se expone en la parte alta del barrio, entre la carrera 26C y el límite de la cantera y se extiende hacia el norte hasta el cauce de la cañada Honda. Se caracteriza por el desarrollo de un espeso horizonte de roca muy fracturada, de 8 a 12 m de espesor (ver Foto 1); este horizonte de roca meteorizada mantiene una disposición paralela a la superficie del terreno; con bloques de areniscas donde se identifica localmente el rasgo original de la estratificación y los sistemas de discontinuidades abiertos.

Este horizonte de roca fracturada y meteorizada se desarrolla a partir de la alteración de las unidades de areniscas masivas de la Formación Arenisca de Labor. Representa una superficie antigua de erosión, donde el fracturamiento del macizo favoreció la acción periglaciar, durante las últimas glaciaciones.



Foto 1. Vista del perfil de roca meteorizada de 10 a 15 m de espesor expuesto sobre la antigua cantera

- Depósitos aluviales (AL1)

Esta unidad se expone sobre el valle de la quebrada Limas (ver Foto 2); está conformado por bloques, cantos y gravas de areniscas, en una matriz arenosa con cierto grado de consolidación. Estos suelos fueron trasportados por la dinámica de la quebradas Limas y se estimó su espesor entre 2 y 3 m.



Foto 2. Vista de las construcciones ubicadas sobre la ronda de la quebrada Limas (unidad AL-1)

- Depósitos coluviales y de ladera (Qc)

Suelos de pobre consolidación resultado de los procesos de erosión de las laderas del sector. Se exponen en la parte baja del barrio, entre la vía de accesos al barrio y la carrera 26C sur. De acuerdo con su composición se diferenciaron las siguientes depósitos:

Suelos coluviales/deluviales arenosos SC-1. Esta unidad se expone sobre la vía de acceso al lote con la carrera 26F (ver Foto 4). Esta representado por un depósito de arenas de grano fino, color amarillo, bien consolidado, con lentes de gravas angulares y un espesor promedio de 2 m, con un nivel en la base de gravas gruesas aproximadamente de 0,3 m de espesor y cubre directamente en este sector un deposito coluvial más antiguo de cantos y bloques.

Este suelo arenoso se clasifica como un depósito matriz soportado y se originó a partir del proceso de erosión de las laderas adyacentes, en un ambiente climático seco, del cuaternario reciente.

Depósito coluvial inferior SC-3. Esta unidad se expone en la parte baja del barrio y se observa en los corte de las vía de acceso. Representa un depósito clasto soportado de gravas, canto y bloques hasta de 0.8m en una matriz arcillosa y limo arenosa, con un espesor promedio de 3,0m; cubierto por el horizonte de suelos coluviales arenosos SC1.

Depósitos de ladera SC-4. Esta unidad se expone igualmente sobre las laderas de mayor pendiente, que delimitan los asentamientos de la parte alta del barrio.

Representa un depósito de ladera con un espesor que varía entre 0,5 y 3,0m; con el siguiente perfil estratigráfico, observado en los taludes de corte de la vía de acceso:

- Un horizonte superficial arenoso, de color gris, con fragmentos de areniscas. Representa un horizonte de capa vegetal de 0,3 a 0,4 m de espesor. En general este horizonte se expone en la mayor parte de las laderas del barrio y ha sido removido parcialmente para realizar las excavaciones en media ladera.

- Un nivel inferior de gravas y cantos angulares en una matriz arenosa, pobremente consolidadas, de alta permeabilidad; con un espesor que varía entre 0,5 y 1,5 m.

- Un nivel inferior de arenas limosas de color café a gris claro de 0,3 a 0,5 m de espesor y representa un paleosuelo, fosilizado por el nivel coluvial superior.

- Un horizonte inferior de gravas y cantos angulares hasta de 15 cm en una matriz arenosa; con un espesor que varía entre 0,5 y 1,0 m.

-



Foto 3. Vista del horizonte de suelos coluviales arenosos cubiertos por rellenos. En la base del perfil se identifica el suelo coluvial con presencia de gravas y cantos angulares que cubren el macizo rocoso.

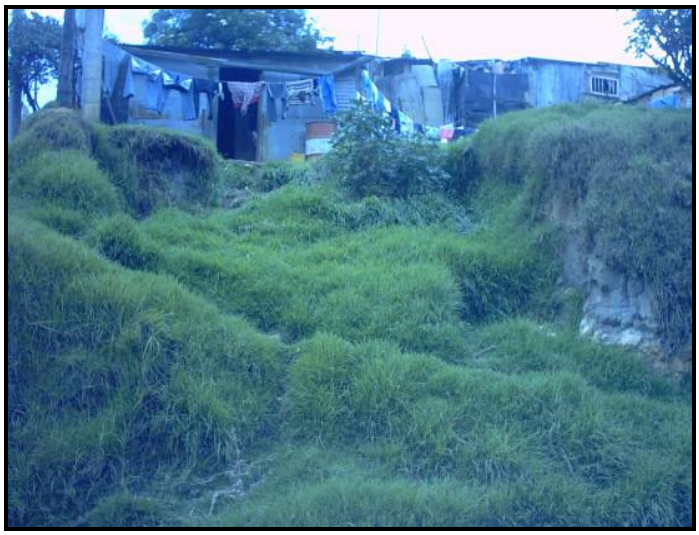


Foto 4. Vista parcial de la corona de deslizamiento en la unidad de suelos coluviales (SC-1 y SC-2). Sitio ubicado en el extremo Norte del área de estudio.

- Rellenos antropicos (Qr)

Estos materiales de pobre consolidación, son el resultado de las excavaciones realizadas tanto para la adecuación de los lotes como de los cortes de las vías de acceso y de materiales de construcción mezclados con basuras y escombros. Esto materiales fueron dispuestos en media ladera en sobre las márgenes del cauce de la quebrada Limas. En el Plano geomorfológico se diferencian los siguientes tipos de rellenos:

Materiales de excavación y escombros (R1). Rellenos sueltos de composición arcillosa, con escombros de construcción. Estos materiales han sido dispuesto sobre la vía de acceso y sobre las márgenes de la quebrada Limas.

Materiales de Excavación dn Media Ladera (R2). Materiales de composición arenosa, producto de las excavaciones de los lotes, se mezclan con basuras, generalmente muy afectados por las aguas de escorrentía y de los vertimientos de las casas.

Rellenos Arcillosos (R3). Rellenos arcillosos con gravas y bloques. Estos materiales han sido dispuestos en media ladera, sobre el talud externo de la vía de acceso.

Escombros Mineros (Em). Materiales producto de la explotación minera: gravas, cantos y bloques de arenisca en matriz arenosa.

4.3.3. Condiciones estructurales locales

En este numeral, se describen los elementos estructurales y tectónicos de influencia local en la estabilidad de las laderas del barrio.

El área de estudio se encuentra delimitada al oriente por la falla Cordillera, ubicada a una distancia de 300m. Esta falla de cabalgamiento, pone en contacto la Formación Arenisca Tierna con las unidades de la Formación Guaduas y define una zona importante de fracturación del macizo.

Al oeste de esta falla, se identifica un sistema de falla de corte, con orientación E-W a N80W que se interceptan con la falla Cordillera en un ángulo de 80° a 90°. Este sistema de fallas se identifica en la cartografía de los estudios del barrio Brisas del Volador y afectan el sector norte del área de estudio, sobre la margen derecha de la cañada Honda.

En el limite oriental del área de estudio se demarca el trazo de un falla con orientación N-S a N10E, que causa el alto grado de fracturación de las unidades de areniscas expuestas en la parte baja del barrio. Esta falla se intercepta al norte con la falla Cordillera.

Al occidente y sur se identifica un sistema de lineamientos tectónicos, con orientación N45E a N55E, que controlan los drenajes de la quebrada Peña Colorada al norte y la Quebrada de Quiba al sur; este trazo afecta el área de estudio en el límite sur de la cantera Borda.

Dentro de este contexto local, se identificaron los siguientes sistemas de discontinuidades a nivel del macizo rocoso:

- Un sistema de discontinuidades D1, con orientación N60W+_05°/90(210/90). demarcan zonas de alta fracturación del macizo; con presencia de discontinuidades abiertas y rugosas.

- Un segundo sistema D2, con orientación E-W±10°/75°(00/75), de discontinuidades abiertas, rugosas, muy persistentes y continuas; con un espaciamiento que varía entre 1.0 y 3.0m. Asociado a este sistema se identifican zonas de mayor deformación de 20m de amplitud, con un espaciamiento aproximado de 50m.

- Un tercer sistema de discontinuidades cerradas, con orientación N10E/65-85W (280±10°/85); con un espaciamiento promedio de 2 m. Asociado a este sistema se identifican fallas menores que demarcan zonas de brecha.

En cuanto a la estratificación se tiene que:

- Sobre la cantera Borda, los planos de estratificación exhiben una orientación general N30E con buzamientos de 22° a 25 °, configuran pequeños pliegues.
- Los afloramientos en la parte baja del barrio, sobre la vía de acceso, muestra orientación N10E, con buzamientos de 10° a 20°W, asociado a un pliegue sinclinal.

4.4. Geomorfología

4.4.1. Generalidades

En el contexto regional, el sector sur de la Sabana de Bogotá, corresponde a un conjunto de laderas de pendientes moderadas, con una morfología convexa, que representa una antigua superficie de erosión, modelada sobre las rocas del Cretáceo y del Terciario y expuesta durante las glaciaciones sucesivas del Pleistoiceno que afectaron este sector del la cuenca media y alta de río Tunjuelo. El espesor del horizonte de roca meteorizada y fracturada se asocia directamente con la acción periglaciar; con la presencia de bloques superficiales aislados. En el límite sur de la cantera Borda, este horizonte exhibe un espesor de aproximadamente 8 m sobre una ladera estructural, donde se observa, en la base del horizonte de roca meteorizada, una superficie de movimiento, tipo creep, propio de ambientes periglaciares. Sobre el talud de la cantera se midieron espesores que varían entre los 10 y 12 m.

Los depósitos coluviales del sector se asocian a los cambios climáticos recientes del cuaternario con actividad volcánica asociada y a los cambios de uso del suelo por la ocupación humana. Los suelos coluviales arenosos, se identifican en las laderas que delimitan el valle del Tunjuelo, con una composición de arenas con gravas angulares y

su origen se asocia a una depósito deluvial/coluvial, en un ambiente climático seco y se correlaciona con el nivel de limos marrones descritos por de Pórta 1961.

El desarrollo urbano no planeado de este sector de la ciudad, particularmente intensivo a partir de la década del 90, junto con la explotación de materiales de construcción, incrementaron el potencial erosivo e inestabilidad de las laderas del sector, que definieron zona de alto riesgo tanto por los factores antrópicos de vertimiento de aguas como por la condición generadas por las canteras y el desequilibrio geomorfológico de los cauces.

Para el sector sur de la ciudad, a nivel regional, se identifican las siguientes unidades geomorfológicas:

- Laderas Denudativas de Origen Estructural.
- Superficie Denudativas de origen periglaciar.
- Laderas de Agradación de origen coluvial.
- Laderas de Agradación de origen Aluvial.

En este numeral se describen las unidades geomorfológicas, de influencia local por las actividades del desarrollo urbano. Se diferencian de acuerdo con su origen, a nivel de *unidades de terreno*, cuando estas corresponden a unidades regionales, y a nivel de *segmento de ladera* para su cartografía a escala 1:500 (ver Plano geomorfológico).

4.4.2. Unidades de origen aluvial

4.4.2.1. Terrazas bajas inundables (AL1)

Esta unidad se expone en la parte baja del lote, paralela a la vía de acceso. Representa una unidad muy transformada por las actividades urbanísticas y mineras. Define la zona de influencia de los procesos dinámicos de la quebrada Limas; configuran una superficie originalmente plana, que delimita el cauce activo, con una dinámica actual de carácter torrencial por la deforestación y aporte de sedimentos de las canteras. En el área del proyecto, esta unidad ha sido modificada por los rellenos y materiales de residuos mineros que han sido dispuestos en la zona de influencia de su dinámica de inundación.

4.4.3. Unidades de origen deposicional

Estas unidades se expone en la parte baja del barrio y delimitan lateralmente el valle de la quebrada Limas. Son el resultado de los procesos de erosión y sedimentación que afectó las vertientes de la cuenca, en respuesta a los cambios climáticos durante el Holoceno y por las actividades humanas de ocupación del territorio. Se diferencian los siguientes segmentos de laderas coluviales:

4.4.3.1. Segmento LC-1

Características generales: Esta unidad se expone en el límite noroccidental del lote; está conformada por el nivel de suelos deluviales de composición arenosa, de color amarillo, que cubren al occidente la unidad de areniscas meteorizadas y al oriente la unidad de suelos coluviales antiguos.

Asociada a este segmento se identificó el siguiente perfil estratigráfico, representado en el perfil 2:

Un relleno local de 0,3 a 0,4 m de composición arenosa, producto de las excavaciones del sitio.

Un horizonte de capa vegetal, de composición arenosa de 0,3 m de espesor.

Un depósito de suelos arenosos de color amarillo, bien consolidado, con clastos de gravas angulares de 1 a 4 pulgadas.

Un nivel inferior de gravas angulares con clastos planares de areniscas de 0,2 a 0,3 m y cubre directamente el macizo de areniscas meteorizadas.

Evaluación de procesos: Por la composición arenosa de los suelos, esta unidad presenta una alta permeabilidad, con una alta susceptibilidad a la erosión de los suelos arenosos.

Los cortes de adecuación de las viviendas, excavan en su parte interna el macizo de areniscas meteorizadas y en su parte externa adecuan el lote mediante un relleno en media ladera.

Se identifica un flujo de aguas de infiltración a través de los suelos arenosos, aguas que emanan en los taludes de corte; con un lavado del suelo y desprendimientos progresivos de estos taludes de corte.

En general, estas unidades se clasifican como de alta susceptibilidad a la erosión y la formación de pequeños deslizamientos rotacionales por la acción de las aguas servidas.

4.4.3.2. Segmento LC-2

Características generales: Esta unidad se expone en la parte baja del barrio, entre las dos (2) vía de acceso (ver Foto 5), donde se localiza la mayor densidad de construcciones. Sobre los cortes de las viviendas se expone el siguiente perfil estratigráfico:

Un horizonte de suelos arenosos de color gris oscuro, sueltos, de muy alta susceptibilidad a la erosión y muy afectados por la acción de las aguas de escorrentia, con espesores que varían entre los 0,8 y 1,5 m.

Un nivel inferior de gravas y cantos de areniscas en una matriz arenosa de la unidad de suelos coluviales SC-3, que cubren directamente el macizo de areniscas muy fracturadas, con un espesor de 0,2 a 0,5 m.

Evaluación de Procesos. Los cortes de excavación de las viviendas, exponen estos suelos, con constantes desprendimientos de horizonte de suelos arenosos.

En la parte alta de esta unidad sobre la vía de acceso, se expone rellenos que han sido dispuestos sin ninguna compactación. Las aguas lluvias captadas por la vía han generado cárcava profundas en las alcantarillas, con un proceso de infiltración que afecta las viviendas ubicadas en esta unidad.

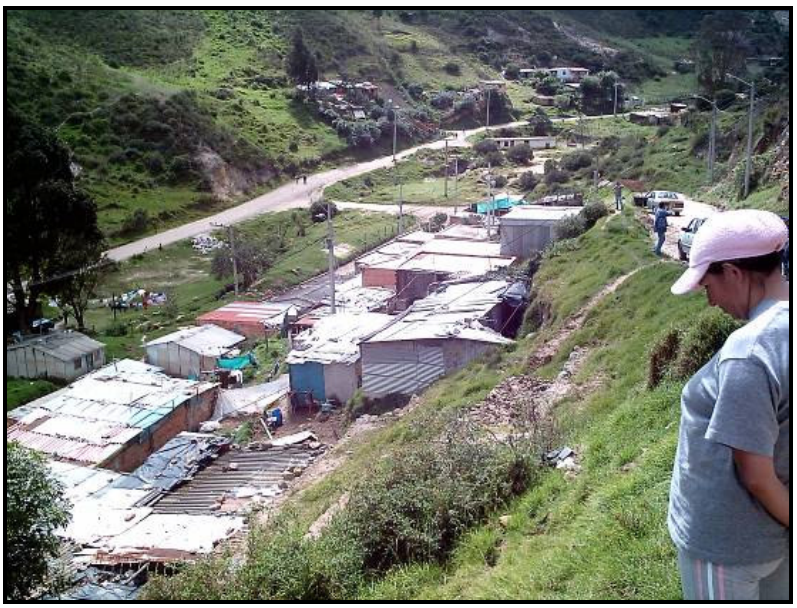


Foto 5. Vista de la ladera LC-2 cubierta con rellenos a media ladera (R3), que han sido estabilizados parcialmente con gaviones.

La estabilidad de los cortes de excavación realizados para la construcción de las viviendas, presentan una alta susceptibilidad a la erosión por efecto de las aguas de infiltración que tienen origen sobre la vía de acceso.

4.4.3.3. Segmento LC-3

Características generales. Esta unidad se expone en el límite nororiental del área de estudio, sobre los corte de la vía principal. Representa una antigua ladera coluvial, que delimita el cauce de la quebrada Limas y fue identificada sobre ambas margen aguas abajo del sitio del proyecto.

En su parte superior este segmento coluvial está delimitada por la unidad de areniscas meteorizadas y en su parte inferior por el cauce la quebrada Limas.

Sobre el corte de la vía se identificó el siguiente perfil estratigráfico:

- Un relleno de materiales de excavación de composición arenosa; con un espesor estimado entre 0,5 y 1 m; expuesto en la parte alta del corte de la vía.
- Un nivel de limos arenosos de color amarillo con gravas finas (SC1), con un espesor de 1,2 m.
- Un depósito inferior de gravas, cantos y bloques de areniscas (hasta de 0,8 m de diámetro) en una matriz limo arenosa; muy afectada por los vertimientos de aguas. Este depósito de expone sobre el talud de corte de la vía y cubre directamente el macizo de areniscas fracturadas.

Evaluación de procesos. La estabilidad de esta unidad está controlada por los siguientes factores:

- El corte de excavación de la vía principal, con exposición el depósito coluvial antiguo, con presencia de bloques.
- La presencia de materiales de relleno, ubicados en la parte superior del corte.
- Los vertimientos de aguas de las viviendas del área, saturando los materiales de relleno y los suelos coluviales.

Durante el desarrollo del estudio, se presentó un pequeño flujo de tierras que afectó el talud contiguo a la calle 72F sur; estos materiales alcanzaron a afectar la mitad de la vía principal.

4.4.3.4. Segmento LC-4

Características generales. Este segmento de ladera se expone en la parte central del área de estudio y se extiende hasta los limites de la zona de cantera. Configura una ladera con una morfología cóncava, que se extiende desde las cotas 2.800 a 2.870 msnm, con una pendiente de 40°, una longitud de 60 a 70 m, cubierta en su parte central y media por un depósito de ladera de unos 3 m de espesor promedio, suelos que cubre la unidad de roca fracturada.

En su parte superior, exhibe una pendiente suave de 15° a 20°, que sirve de aislamiento entre las construcciones de la parte alta del barrio y el sector de mayor pendiente.

Sobre el talud del corte de la vía se identifica el siguiente perfil estratigráfico (ver Foto 6), en los depósitos de ladera (SC-4) que cubren la unidad de areniscas fracturadas de la Formación Arenisca de Labor.

- Un horizonte superior de suelos arenosos de 0,3 a 0,5 m de espesor, de color gris, con fragmentos de areniscas de 0,2 a 0,4 m de diámetro. Este nivel representa el horizonte de capa vegetal.

- Un nivel de suelos coluviales con una composición de gravas en matriz arenosa. Su espesor varía entre 0,5 a 1 m.

- Un nivel inferior de limos arenosos de color gris claro, bien consolidado, con fragmentos de gravas angulares. Este nivel representa un paleosuelo, fosilizado por los depósitos coluviales superiores y localmente erosionado.

- Un horizonte inferior de gravas y bloques de areniscas en matriz arenosa con cantos hasta de 0,4m y cubre directamente el macizo de roca fracturada. Su espesor es del orden de 1 m.



Foto 6. Vista de la composición de los depósitos de ladera (unidad LC-4), constituidos por gravas y cantos en matriz arenosa.

Por la composición arenosa del depósito superficial, esta unidad presenta un régimen principal de infiltración, que es alimentado por los vertimientos de aguas servidas de las viviendas ubicadas en la parte alta.

Evaluación de Procesos. La estabilidad de esta unidad está controlada por los siguientes factores:

- La composición arenosa, del depósito de ladera, con una susceptibilidad alta a la erosión ante la concentración de las aguas superficiales.

- La acción de los vertimientos de aguas servidas, el arrojo de basuras y materiales de excavación por parte de los habitantes del sector.

- El corte de la vía de acceso al barrio, que expone la base del depósito de ladera.
- La acción de las aguas de infiltración, con un efecto de lavado de la matriz arenosa sobre el talud de la vía.
- La presencia de bloques superficiales, que por efecto de erosión de la matriz, pueden quedar sueltos y representan un amenaza para las viviendas ubicadas en la parte baja del barrio.
- Asociado a esta unidad, durante el año 2002, se generó un flujo de tierras, que involucró cantos de arenisca de 0.4 m y que afectó las viviendas ubicadas en la parte baja del barrio.



Foto 7. Perfil de los depósitos de ladera, expuestos sobre la vía de acceso. Gravas y cantos en matriz arenoso y limo arenosa, de alta susceptibilidad a la erosión (unidad LC-4).



Foto 8. Vista de la ladera coluvial expuesta entre la parte alta y baja del barrio. Ladera cubierta por un horizonte de suelos granulares en matriz limo arenosa de alta susceptibilidad a la erosión.

4.4.3.5. Segmento LC-5.

Características Generales. Este segmento forma parte de la unidad anterior, y se ha diferenciado por los procesos de inestabilidad que presenta (ver Foto 9). Exhibe una morfología cóncava, conformada por depósitos de ladera de composición arenosa que cubren la unidad de areniscas meteorizadas y fracturadas.

En superficie esta unidad presenta una cubierta de rellenos y basuras, hasta de 1 m de espesor, dispuestos en media ladera, generalmente saturados por los vertimientos de aguas servidas.

En el límite norte, se ha diferenciado un deslizamiento tipo flujo de tierras, de carácter retrogresivo, que en su movimiento involucró el depósito coluvial arenoso y los materiales de relleno y basuras.

En su parte media se identifican una zona de reptación que puede evolucionar a un nuevo deslizamiento traslacional; zona muy afectada por los vertimientos de aguas servidas de las viviendas de la parte alta.

En el límite superior de este segmento, se identifica una zona donde han sido dispuestos en media ladera, los descapotes y los materiales de excavación de los cortes; estos materiales presentan evidencias de reptación por efecto de los vertimientos de aguas.

Evaluación de Procesos: Los procesos de inestabilidad que afectan esta unidad se asocia directamente con los vertimientos de aguas servidas, que generaron una saturación de los suelos arenoso coluviales, con la formación de un deslizamiento traslacional, de carácter retrogresivo que en la actualidad afecta la vivienda Nº 91.



Foto 9. Vista desde la parte inferior del segmento LC5 afectado por un deslizamiento traslacional que involucró los suelos coluviales SC1 Y SC2.

El nuevo deslizamiento que se está generando en la parte media de la ladera, igualmente esta alimentado por los vertimientos de aguas de las viviendas ubicadas su límite e involucra rellenos y basuras arrojados.

Los procesos que han afectado esta unidad, han sido controlados por los siguientes factores:

- La presencia de un suelo de composición arenosa, expuesto en la base del deposito coluvial.
- La afectación continúa de vertimientos de aguas servidas, que han generado la saturación del nivel arenoso inferior.
- El efecto del corte de la vía, que expone la base del depósito coluvial.

4.4.4. Laderas de denudación

Esta unidad geomorfológica, de extensión regional, se localiza en la parte alta del barrio y se prolonga hacia el sector norte y occidente, sobre el barrio el Paraíso. Corresponde a una antigua superficie de erosión; diferenciada por la exposición de un horizonte de roca meteorizada de 8 a 15 m de espesor. Este horizonte de roca se caracterizada por el alto grado de fracturación del macizo de areniscas masivas de la formación Labor; donde se alcanza a reconocer la estratificación original con un sistema de discontinuidades abiertas, con un espaciamiento promedio de 0,3 m. En superficie muestra un horizonte de suelos arenosos de color gris oscuro, con un nivel inferior de ceniza volcánica. Asociada a esta unidad de terreno, se diferencian los siguientes segmentos de ladera.

4.4.4.1. Segmento DR-1

Características Generales. Este segmento de origen residual, se expone en la parte alta del barrio, configura una superficie ligeramente inclinada, delimitada al oriente por el escarpe de la cantera Borda y el segmento coluvial LC-4 y LC-5. El desarrollo de este sector del barrio realiza cortes mínimos sobre el terreno natural, con una exposición superficial del macizo de rocas meteorizadas. Por las condiciones del macizo rocoso, (tanto por la meteorización como por la fracturación), representa una zona de infiltración, de las aguas lluvias y servidas.

Evaluación de procesos: En el contexto local, esta unidad exhibe una condición estable, con un régimen principal de infiltración, controlado por la alta permeabilidad secundaria del macizo.

No obstante la buena estabilidad que muestra esta unidad; en el extremo sur de la cantera Borda, fuera de los límites del área de estudio, el horizonte de roca meteorizada, se localiza sobre una ladera estructural, donde se reconoce una antigua superficie de movimiento tipo creep, en el contacto *roca meteorizada/ arenisca masiva*. Igualmente en este sector se identifica un deslizamiento traslacional, retrogresivo, controlado por los planos de estratificación.

La estabilidad de este segmento de ladera está controlada por los siguientes factores:

- La delimitación lateral del escarpe de la cantera Borda, con una altura entre 50 y 60m; donde se expone el horizonte de 12m de roca meteorizada.
- La disposición estructural desfavorable de la estratificación, con una inclinación de 22° hacia el oriente.

4.4.4.2. Segmento DR-2

Características Generales. Este segmento de origen residual, configura el sector norte del área de estudio y se prolonga hacia la quebrada Honda. Sobre esta unidad se han

realizado cortes de adecuación con alturas hasta de 2 m, donde se expone la unidad de areniscas meteorizadas, con un nivel superficial de suelos arenosos (capa vegetal) de 0.3 a 0.5 m que cubren un horizonte de ceniza volcánica de 0.3 m de espesor. La pendiente original del terreno oscila entre 22° y 25°.

Evaluación de Procesos: Sobre las calles de esta unidad se han ubicado rellenos, en media ladera para la adecuación de las vías peatonales.
Por la exposición superficial de la roca meteorizada, esta unidad muestra una alta permeabilidad y constituye una zona de infiltración de las aguas lluvias y/o vertimientos, con una incidencia directa en la estabilidad de los suelos coluviales del segmento aledaño (LC-3). En general es una ladera de alta estabilidad.

4.4.5. Unidades de origen antrópico

Esta unidad se asocia directamente con las actividades mineras de las cantera Borda, ubicada en el extremo sur – oriental del área de estudio. En este sitio se ha explotado las unidades de areniscas de la Formación Arenisca Labor, donde se ha configurado un talud hasta de 60m de altura; que representa un factor de amenaza para las viviendas ubicadas en la parte alta del barrio. Asociada a esta explotación se diferenciaron los siguientes segmentos de taludes:

4.4.5.1. Cortes o taludes de excavación (TE)

Características Generales: Talud de corte de la cantera Borda; con una altura de 60 m y una inclinación que varía entre los 50° y 65° con la horizontal. Su borde de explotación actual se ubica a una distancia entre 20 y 30 de las construcciones del barrio.

Sobre el talud de corte se identificaron los siguientes niveles litológicos pertenecientes a la Formación Arenisca de Labor:

- Un Nivel inferior de areniscas cuarzosas, en capas de 0.8 a 1.0 m de espesor, con intercalaciones de areniscas de grano fino, en capas delgadas de 10 a 20cm. Este nivel litológico se expone en la base de la cantera, sobre el patio de explotación, en una condición de roca medianamente fracturada.

- Un nivel de areniscas con estratificadas delgada (nivel Ar2), con intercalaciones de arcillolitas en capas muy delgadas de 5 a 15cm. Este nivel muestra un espesor de 3.0m, se expone cerca de la base del talud de la cantera, donde se observó un nivel de 15cm de arcillolita gris, con evidencia de movimiento local. Este nivel arcilloso reviste especial importancia por representar una superficie potencial de falla, y controla parcialmente la estabilidad del corte de la cantera. En el sitio, este horizonte arcilloso muestra una inclinación menor de los 10°, con evidencias de deformación.

- Un nivel de areniscas masivas de grano medio a fino, de color amarillo, duras, en capas gruesas que varía entre 2.0m hasta los 5.0m y configuran la parte media y alta de la cantera. Esta unida se presenta afectada por varios sistemas de discontinuidades, con planos de estratificación de 22° a 25°, que definen una condición potencial de deslizamiento tipo *falla planar* y *falla por volteo*, controlado este último por la estratificación y un sistema de discontinuidades sub-verticales paralelas al talud (ver numeral de condiciones estructurales).

- En la parte superior de la cantera, sobre el nivel de areniscas masivas, se expone un nivel de unos 5 m de areniscas de color gris, de grano fino, duras, bien cementadas, con estratificación laminada, de 5 a 10 cm y finos niveles de arcillolita grises. Este nivel se expone sobre el talud y está cubierto por rellenos en la zona contigua a las construcciones del barrio.

- La parte superior de esta unidad, está conformada por un horizonte de roca meteorizada, de 8 a 12 m de espesor, donde se observan los planos de estratificación y varios sistemas de discontinuidades abiertas.

Evaluación de Procesos: La estabilidad de este talud de corte está controlado por los siguientes factores:

- La disposición estructural desfavorable de la estratificación, con un buzamiento de 22° a 25° en la parte superior y de 15° a 25° en su parte inferior. Se aclara que hacia el límite sur de la cantera Borda, las unidades de areniscas muestran un buzamiento de 35°.
- El alto grado de fracturación del macizo rocoso, con la presencia de varios sistemas de discontinuidades abiertas, que delimitan bloques sobre el talud y favorecen una condición cinemática de falla planar y por volteo.
- La presencia de un nivel arcilloso en la base del talud, que demarca una superficie potencial de falla.
- La acción de los vertimientos de las aguas residuales de las viviendas ubicadas en la parte alta de los cortes; aguas que emanan en la parte media del corte.
- La condición cinemática de los sistemas de discontinuidades (ver numeral de condiciones estructurales).

4.4.5.2. Patio de explotación (PE)

Esta unidad representa el patio de adecuación de las actividades mineras; donde se expone el nivel de areniscas inferiores, en capas delgadas y cubiertas por los residuos mineros.

4.5. Características hidrogeológicas

El comportamiento de las aguas subterráneas y de infiltración, de influencia directa en la estabilidad de las laderas del barrio, está controlado por los siguientes factores:

La presencia de un horizonte de roca meteorizada y fracturada, que define para la parte alta de barrio una zona de infiltración y recarga de las aguas subterráneas.
Por las características de meteorización y fracturación de las areniscas de la formación Arenisca Labor, el macizo rocoso muestra una alta permeabilidad primaria y secundaria. Sobre el talud de la cantera se presentan afloramientos provenientes de los vertimientos de aguas de las viviendas ubicadas en la parte alta. Se estima una permeabilidad de 10 a 20 m/día y representa un acuífero libre.

Los suelos coluviales/deluviales provenientes de la erosión de la Formación Arenisca Labor, han dado lugar a arenas limosas endurecidas, con una permeabilidad media; que facilita el proceso de infiltración, con un flujo de agua en la base del depósito.

Por la composición arenosa de los suelos coluviales y los depósitos de ladera; expuesto en la parte baja de la ladera, y en media ladera, muestran una permeabilidad alta a muy alta, por la composición arenosa de la matriz, con presencia de bloques y cantos. Estos suelos controlan los flujos sub-superficiales de las aguas de infiltración; con un flujo de agua en el contacto suelo/roca que ha controlado los procesos de erosión y la formación de flujos de tierras.

5. HIDROLOGIA E HIDRÁULICA

5.1. Generalidades

La zona de estudio está ubicada al Suroccidente de Bogotá, hacia la margen izquierda de la quebrada Limas (Sector de Quiba). En este sector, durante los últimos años se ha presentado una creciente intervención urbana, debido al desarrollo de barrios de invasión en sus laderas y rondas, sin ningún control de las aguas lluvias y negras. Esto ha dado lugar a un aumento en la escorrentía superficial y en la energía erosiva de la lluvia y por ende a la generación de procesos de erosión superficial. Estos últimos coadyudados por alteración de la red de drenaje natural existente y por la falta de un sistema de drenaje adecuado y acorde al comportamiento hidrológico del sector.

Con el objeto de realizar la zonificación de remoción en masa, se hace necesario desarrollar el presente estudio hidrológico para la zona en estudio.

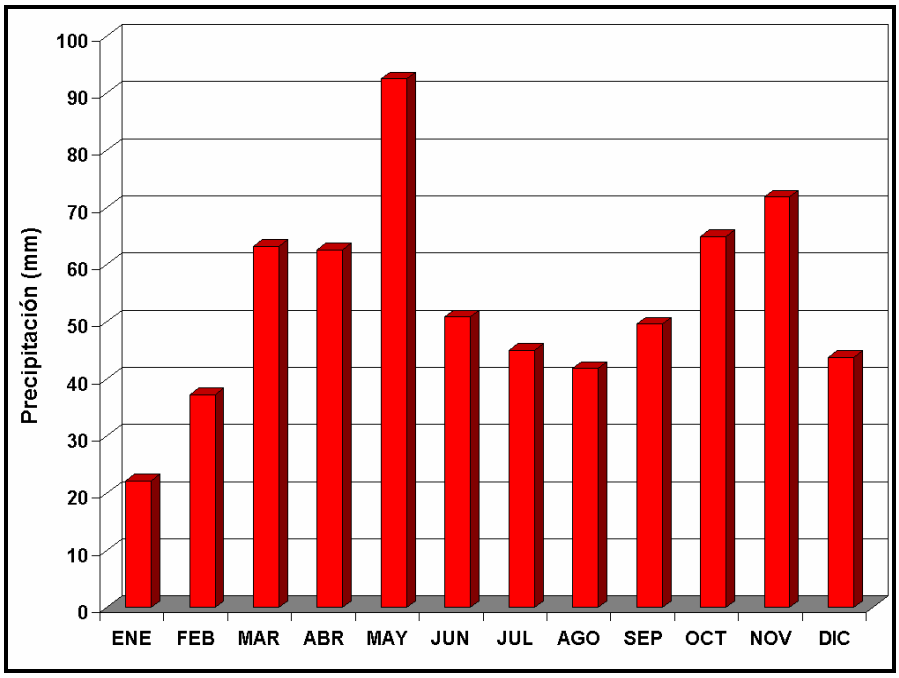
5.2. Precipitación

Generalmente, los fenómenos de remoción en masa están asociados a los períodos lluviosos, ya que la precipitación es uno de los agentes detonantes principales de los deslizamientos. Por esto es necesario conocer el régimen pluviométrico temporal y espacial de la precipitación, para identificar los meses más lluviosos y los sectores donde se concentran los valores más altos de la precipitación en la zona de estudio. A continuación se presenta el resumen de los resultados obtenidos para dichos análisis.

5.2.1. Precipitación totales mensuales

Con el fin de establecer el régimen pluviométrico en el barrio Bella Flor, se utilizaron los registros históricos de precipitaciones totales mensuales de la estación Quiba (2120205 – QBA) operada por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá E.A.A.B – ESP, que es la más cercana y más representativa para la zona en estudio.

La distribución temporal de la precipitación presenta una tendencia en forma bimodal o ecuatorial, con dos períodos lluviosos entre los meses de marzo a mayo, en el primer semestre del año y octubre a noviembre en el segundo semestre, observándose un máximo de precipitación hacia mediados de año en el mes de mayo con un promedio mensual multianual de 92.5 mm, como se observa en la Gráfica 1.



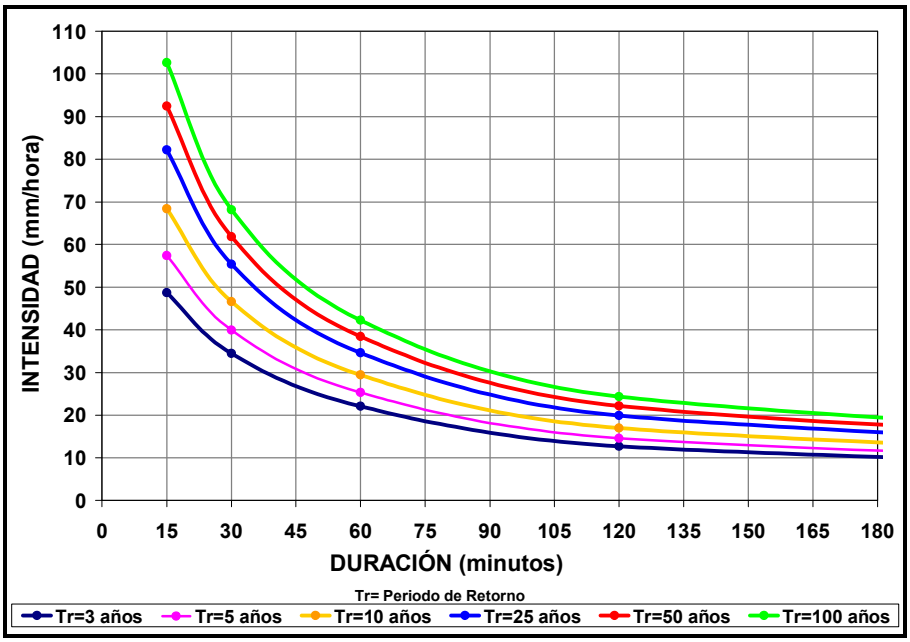
Gráfica 1. Lluvias medias mensuales (1990 - 2002) en la estación Quiba

La precipitación media multianual en la estación Quiba es del orden de 645.7 mm, registro muy similar a los 600 mm obtenidos espacialmente en 1998 con la Distribución espacial de la Precipitación media Anual en Bogotá (ver Figura 4)

Figura 4. Distribución espacial de la precipitación media anual en Bogotá.

5.2.2. Curvas de Intensidad - Duración - Frecuencia (IDF)

Para el análisis de los aguaceros de corta duración, que son los que generan los caudales máximos, se utilizó el informe "Estudio para el Análisis y Caracterización de tormentas en la Sabana de Bogotá", realizado por la firma consultora IRH para la E.A.A.B. - E.S.P. En este estudio se dividió a la ciudad de Bogotá en 7 zonas pluviográficas y, para cada zona se definió una curva IDF característica. El sector de análisis está ubicado en la Zona 4, cuya estación representativa de la ley de frecuencias es La Granja-San Jorge (2120172), operada por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá, EAAB; la curva IDF característica para esta zona se presentan en la Gráfica 2, y los datos puntuales en la Tabla 7.



Gráfica 2. Curva Intensidad - Duración - Frecuencia (IDF) para la zona de estudio

Tabla 7. Intensidad (mm/hora) para diferentes duraciones y períodos de retorno, para la Estación Serrezuela

Duración minutos	Período de retorno (años)					
	2.33	5	10	25	50	100
15	56.89	69.38	90.41	101.84	130.00	163.97
30	48.72	57.42	68.38	82.21	92.49	102.67
60	34.47	39.91	46.64	55.4	61.82	68.19
120	22.09	25.34	29.43	34.59	38.43	42.23
360	12.68	14.55	16.95	19.92	22.15	24.35

Con las curvas presentadas en la Gráfica 2, se obtienen las intensidades máximas para diferentes períodos de retorno, con una duración dada (tiempo de concentración); estos valores son fundamentales para la generación de caudales y niveles máximos en la elaboración del mapa de amenaza por inundación.

5.2.3. Lluvia crítica[2]

Para determinar la relación precipitación crítica - duración, se utilizó el "Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Inestabilidad del Terreno para Varias Localidades de Santafé de Bogotá" (INGEOCIM - UPES, 1998). En este estudio se encontró que la ciudad de Bogotá se puede dividir a partir de la lluvia crítica y de la duración en dos zonas, con las siguientes ecuaciones ver Tabla 8:

Tabla 8. Relación entre la lluvia crítica y la lluvia anual para la ciudad de Santafé de Bogotá (INGEOCIM - UPES, 1998)

Zona	Lluvia crítica (mm)	Duración (días)
Suroccidental	0.3609 x Lluvia anual (mm)	$3.2829 * LLcrit^{0.4157}$
Cerros orientales	12.6325 + 0.3609 x Lluvia anual (mm)	$3.2829 * LLcrit^{0.4157}$

El sector de estudio corresponde a la zona Suroccidental; a partir de los valores de lluvia anual de la estación Quiba se obtuvo una precipitación crítica de 216,5 mm (que coincide con lo reportado en el estudio de Ingeocim-Upes, 1998, tal como se puede ver en la Figura 5), con una duración de 30,7 días y un período de retorno del orden de 29 años (ver Figura 6). De acuerdo con estos resultados, se puede concluir que la probabilidad de ocurrencia de la precipitación crítica es aproximadamente del 4%.

[2] González, A., Zamudio, E. y Castellanos, R. (1999). Relaciones de precipitación crítica-duración que disparan movimientos en masa en Santafé de Bogotá, Colombia. XI CPMSIF. Fox de Iguazú, Brasil.

Figura 5. Distribución espacial de la precipitación critica anual en Bogotá.

Figura 6. Distribución espacial de periodos de retorno de la precipitación critica en Bogotá.

5.3. Caudales máximos por escorrentía

5.3.1. Metodología

Para la estimación o el cálculo de los caudales máximos esperados en los diferentes sitios de la zona en estudio, se utilizó el Método Racional, aceptado para cuencas con superficies inferiores a 1.0 Km^2.

Este planteamiento o modelo de estimación de caudales máximos generados por escorrentía, se identifica con la siguiente ecuación:

$$Q = k \times i \times A \times c$$

Donde Q es el caudal pico (m^3/s); k un factor de conversión que en el sistema métrico es igual a 0.028 ($lt/s/m^2$ mm/hr); i la intensidad máxima para la frecuencia de diseño, con duración igual al tiempo de concentración de la cuenca vertiente (mm/hr); A el área aferente (ha); c el coeficiente de escorrentía, que depende de las características fisiográficas del área de drenaje y la cobertura del suelo.

5.3.2. Determinación de áreas de drenaje

En primer lugar se definieron las áreas de drenaje en los sitios; donde se requiere de la evaluación de los caudales máximos generados por escorrentía, como se mencionó anteriormente para áreas de drenaje inferiores a 1.0 Km^2.

5.3.3. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía es la relación entre la tasa pico de escorrentía directa y la intensidad promedio de precipitación en una tormenta. Este valor es difícil de determinar directamente, pero se puede inferir satisfactoriamente considerando: el relieve, la permeabilidad, la vegetación y la capacidad de almacenaje en la zona de estudio. De acuerdo con las recomendaciones del MOPT[3], para este caso se obtiene un valor de 0,7, teniendo en cuenta las características morfométricas y de cobertura del suelo de la cuenca en estudio.

5.3.4. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración, o tiempo requerido para que el agua caída en el punto más alejado de la cuenca hidrográfica fluya a una sección específica de análisis en el drenaje, es función de las características topográficas de la cuenca. En este caso, por tratarse de microcuencas de pendiente media a alta, el tiempo de concentración se pudo evaluar gracias a la formula de Kirpich:

[3] Ministerio de Obras Públicas y Transporte – La Vialidad Ltda. (1988). ***Criterios y normas para el diseño geométrico de carreteras: El drenaje como factor determinante en obras viales.*** Reglamento técnico general de obras viales, Tomo III.

$$Tc = 4 \times \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.77}$$

En donde:

Tc: tiempo de concentración en minutos
L: Longitud en kilómetros
S: la pendiente en m/m

Los tiempos de concentración menores de 10 minutos se aproximan a 10 minutos.

5.3.5. Intensidad

Para la aplicación del método racional la intensidad de diseño se deduce de las curvas de intensidad-duración-frecuencia (ver Gráfica 2). La frecuencia se determina con base en el riesgo de que el evento de diseño sea igualado o excedido por lo menos una vez. La duración del aguacero de diseño es igual al tiempo de concentración.

Con base en los parámetros anteriormente enunciados, se estiman los caudales máximos con áreas de drenaje iguales a 0,5 Ha, 1,0 Ha, 2,0 Ha, 3,0 Ha y 4,0 Ha aplicando el método racional (ver Tabla 9).

Tabla 9. Estimación de Caudales Vs. Periodo de retorno Vs. Áreas de drenaje

			PERIODO DE RETORNO					
			2,33	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**
			Intensidad (mm/hr)					
ÁREA (ha)	**C**	**Tc (min)**	56.9	69.4	90.4	101.8	130.0	164.0
			CAUDALES (m³/s)					
0,5	0,7	10	0.04	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11
1,0	0,7	10	0.08	0.10	0.13	0.14	0.18	0.23
2,0	0,7	10	0.16	0.19	0.25	0.28	0.36	0.46
3,0	0,7	10	0.24	0.29	0.38	0.42	0.54	0.68
4,0	0,7	10	0.32	0.39	0.50	0.57	0.72	0.91

5.3.6. Diseño hidráulico de cunetas

Las cunetas son canales colectores de drenajes o laterales a las vías, que recogen las aguas de escorrentía; en este caso, las cunetas servirán para recoger las aguas procedentes de las partes altas de las laderas, de los taludes de corte y relleno, con el fin de evitar la erosión y la infiltración y/o saturación en los taludes.

Para el cálculo de las cunetas se utilizó la fórmula de Manning para flujo uniforme:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot A$$

Donde:

Q es el caudal (m^3/s)
R es el radio hidráulico (m)
S es la pendiente del canal (m/m)
A es el área de la sección mojada del canal (m^2)
n es el coeficiente de rugosidad de Manning.

Los principales criterios de diseño de las cunetas son los siguientes:

Las frecuencias de las crecientes de diseño para las cunetas se calcularon para un período de retorno de 10 años (ver Tabla 9).

Las pendientes longitudinales de la zona de estudio, en donde se utilizaran estructuras son superiores al 2%; por lo tanto se recomienda revestir las obras (canales, cunetas, etc) en concreto, piedra pegada y/o suelo cemento etc, con el fin de evitar la profundización de los mismos. Para las zonas donde las velocidades sean superiores a 6.0 m/s, se recomienda combinar cunetas con disipadores de energía. La velocidad mínima debe ser de 0.25 m/s y la velocidad máxima admisible de 6 m/s.

En el **Anexo VI** se presentan las memorias de cálculo de las cunetas.

5.4. Socavación de la quebrada Limas

La quebrada Limas está confinada entre afloramientos rocosos, por lo tanto, la quebrada se puede considerar como estáticamente estable, en donde las fuerzas del flujo no son capaces de socavar el lecho.

5.5. Ronda de la quebrada Limas

En la parte baja de la zona de estudio, se encuentra el valle aluvial formado por la quebrada Limas, y que muy posiblemente hacen parte de su ronda, la cual debe definir la EAAB.

6. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

Con base en el reconocimiento de campo, el modelo geológico y geomorfológico de la zona, y los resultados del programa de investigación del subsuelo, se distinguen tres (3) grandes zonas geotécnicas con las siguientes características (ver **Plano GE133-PL-06A**):

6.1. Zona geotécnica ZG-1: Parte alta sur-oriental y de cantera

Corresponde a la mitad sur-occidental del área de estudio, la cual se encuentra emplazada en la parte alta del cerro y se caracteriza por presentar una topografía de pendientes suaves a moderadas, en donde se encuentran vías de acceso vehiculares sin pavimento y casas de diferente calidad de construcción que comprenden desde edificaciones de uno y dos pisos, en ladrillo, emplazadas sobre cimientos de piedra pegada, hasta edificaciones de muy baja calidad de construcción conformadas por latas y palafitos emplazadas directamente sobre el terreno natural.

Por el borde nor-oriental y sur-oriental de esta zona, se encuentra una franja de terreno adyacente al borde de un talud empinado, del orden de 10 a 20 m de ancho, en la cual no hay construcciones, pero allí se desalojan las aguas residuales y basuras (ver Foto 11), generando problemas locales de deformaciones del terreno, por ablandamiento de la capa superficial de rellenos y de suelo.

Finalmente se ha incorporado dentro de esta zona geotécnica la cantera que se encuentra por el costado sur (Zona 1B), en la cual se encuentra un talud de corte verticalizado, de 60 m de altura; este sector se ha incorporado dentro de esta zona debido a problemas potenciales de estabilidad que se pueden generar sobre este talud pueden tener incidencia sobre la estabilidad de las casas en la parte alta.

6.1.1. Sector ZG-1A: Parte alta sur-oriental

En esta zona se encuentra una capa de limo orgánico negro con gravas del orden de 0,7 m de espesor y por debajo de este manto se encuentra una capa de roca meteorizada del orden de 6 a 8 m antes de llegar al sustrato de roca inalterado. El fracturamiento de esta capa superior de roca está relacionado muy posiblemente con procesos de fracturación por congelamiento de agua durante un periodo geológico de glaciación.

El horizonte superficial de suelos negros orgánicos posiblemente corresponde a una capa antigua de cenizas volcánicas meteorizadas que define una franja de suelo de permeabilidad baja que impide la filtración de las aguas superficiales al sustrato rocoso. Las casas están cimentadas sobre este estrato que debido a su origen volcánico pueden tener un comportamiento expansivo; sin embargo, al revisar las fachadas de todas las casas de ladrillo de la zona, se encuentra que éstas se

encuentran en perfecto estado y no hay evidencias de agrietamientos que estén relacionados con problemas de expansividad del suelo de fundación.

Debido a que la pendiente del terreno es baja a moderada, las casas están cimentadas prácticamente sobre el terreno natural arcilloarenoso negro, con escalonamientos leves que no comprometen la estabilidad de las cimentaciones.

Como se mencionó anteriormente en la zona se encuentran desde casas en ladrillos y cimientos continuos en piedra pegada embebidos en el suelo y de buena calidad de construcción, hasta ranchos en latas, madera y palafitos; éstas últimas, a pesar de presentar condiciones precarias de construcción, no generen mayor susceptibilidad, ya que se puede decir que son estructuras livianas y de alta capacidad de deformación, que las hacen resistentes al colapso ante la ocurrencia de sismos (ver Foto 10).

Es importante destacar que aunque se cuenta con un sistema de alcantarillado en la zona central del barrio, las casas que están localizadas por el costado occidental se encuentran en una cota mas baja, y obligan a que despojen sus aguas residuales directamente sobre una franja de terreno natural del orden de 20 a 30 m de ancho, lo cual genera problemas de tipo ambiental en la zona, deteriorando la calidad de vida de los residentes de estas casas, y problemas potenciales de estabilidad de laderas en las zona de alta pendiente aledañas y en la parte baja del barrio.



Foto 10. Entorno general de la Zona Geotécnica ZG-1A; se trata de una zona de baja pendiente, con la presencia de algunas casas de ladrillo, prefabricados y ranchos de latas y madera, con calles sin pavimentar. Las casas de la parte baja vierten las aguas residuales, rellenos y basuras sobre el terreno generando zonas anegadas y de suelos blandos.



Foto 11. Vista de la Zona ZG-1 a la altura de la calle 73A sur, colindando con la zona geotécnica ZG-2A de alta pendiente (lado derecho de la foto). Las casas del borde occidental vierten aguas residuales sobre el terreno, anegándolo y generando deformaciones de la capa de suelo superficial y relleno; algunas de estas aguas alcanzan la parte oriental de alta pendiente aumentando la posibilidad de generación de flujos de tierras y desprendimientos de bloques de la zona ZG-2A, que pueden afectar las casas localizadas en la parte baja del barrio (zona ZG-3).

6.1.2. Sector ZG-1B: Zona sur de cantera

Se trata de un talud de corte de 60 m de altura en el cual se encuentran afloramientos de areniscas de la Formación Areniscas de Labor, de las cuales se han diferenciado cuatro unidades litológicas AR-1, AR-2, AR-3 y AR-4 (ver Foto 12); estas capas en la zona norte correspondiente al área de estudio, presentan un buzamiento del orden de 22 a 30 grados al sur-oriente, coincidiendo con la orientación del talud lo cual define la posibilidad cinemática de fallas planares de gran dimensión en el cuerpo del talud.

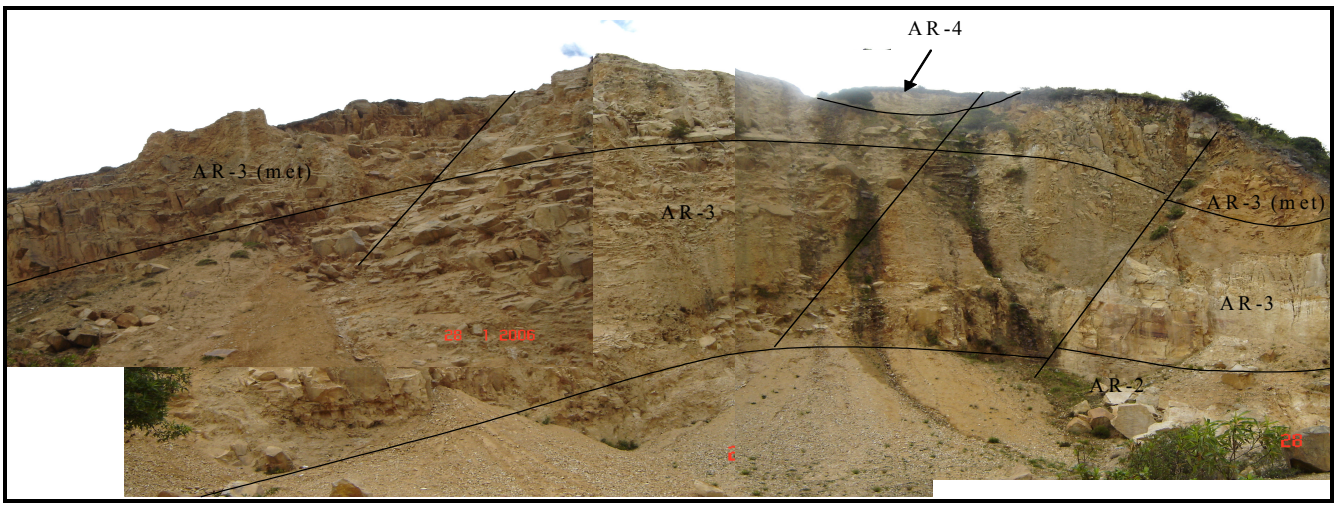


Foto 12. Detalle del talud de corte localizado al sur de la cantera. Se pueden observar los diferentes niveles de la arenisca (Formación Arenisca de Labor) identificados.

En la base de la cantera aflora la unidad AR-2, que consiste en una capa delgada de areniscas interestratificadas con capas delgadas de arcillolitas laminares, las cuales definen planos marcados de debilidad en el macizo rocoso; en la base del talud se encuentran señales recientes de deformaciones de bloques debido a la presencia de este plano de debilidad. En la Foto 13 se presenta una veta de arcillolita con evidencias de deformaciones del macizo rocoso suprayacente.



Foto 13. Detalle del nivel de areniscas y arcillolitas laminares Ar-2, en donde hay evidencias de desplazamientos de bloques; la grieta vertical localizada por encima del manto de arcillolita laminar corresponde al desplazmiento inducido sobre un bloque de roca de gran dimensión.

La Unidad AR-3 de rocas masivas abarca prácticamente la totalidad del talud de corte y consiste en rocas duras poco fracturadas que conforman una especie de sinclinal en la zona adyacente al área de estudio; estas rocas debido a su alta resistencia y estado casi masivo, presenta un comportamiento geotécnico muy favorable; en la parte superior del talud de corte se define una franja de esta misma roca del orden de 8 m de espesor, pero en estado muy fracturado debido a efectos de meteorización inducidos durante un periodo antiguo de glaciación.

A pesar de tener una condición de fracturamiento intenso, la roca guarda su estructura original, lo cual permite que tenga un buen comportamiento geotécnico (ver Foto 14). Sobre esta capa en el flanco derecho de la cantera (lado sur), por fuera de la zona del proyecto, se encuentran deslizamientos y volcamiento de bloques de roca que afectan la corona del talud (ver Foto 15); en la zona norte, correspondiente al área del proyecto, el material se encuentra in situ, sin señales de movimientos.

Finalmente en la parte superior del talud muy cerca de la corona del talud de corte y coincidiendo con el eje del sinclinal se encuentra areniscas laminares muy fracturadas en capas del orden de 5 cm; estas rocas afloran en la parte alta del talud conformando una especie de batea que remata con el borde superior del talud de corte de la cantera (ver Foto 16).



Foto 14. Estado del macizo rocoso en la parte alta de la cantera; se define una franja de roca muy fracturada del orden de 6 a 8 m de espesor, seguido por areniscas masivas de la Formación Labor. Superficialmente el macizo rocoso está cubierto por una capa delgada de suelo limoarenoso gris, orgánico y con gravas.



Foto 15. Vista del flanco izquierdo de la cantera; en la capa superior de roca mas fractura se presenta deslizamiento y volcamiento de bloques de rocas fracturadas de la Formación Areniscas de Labor.

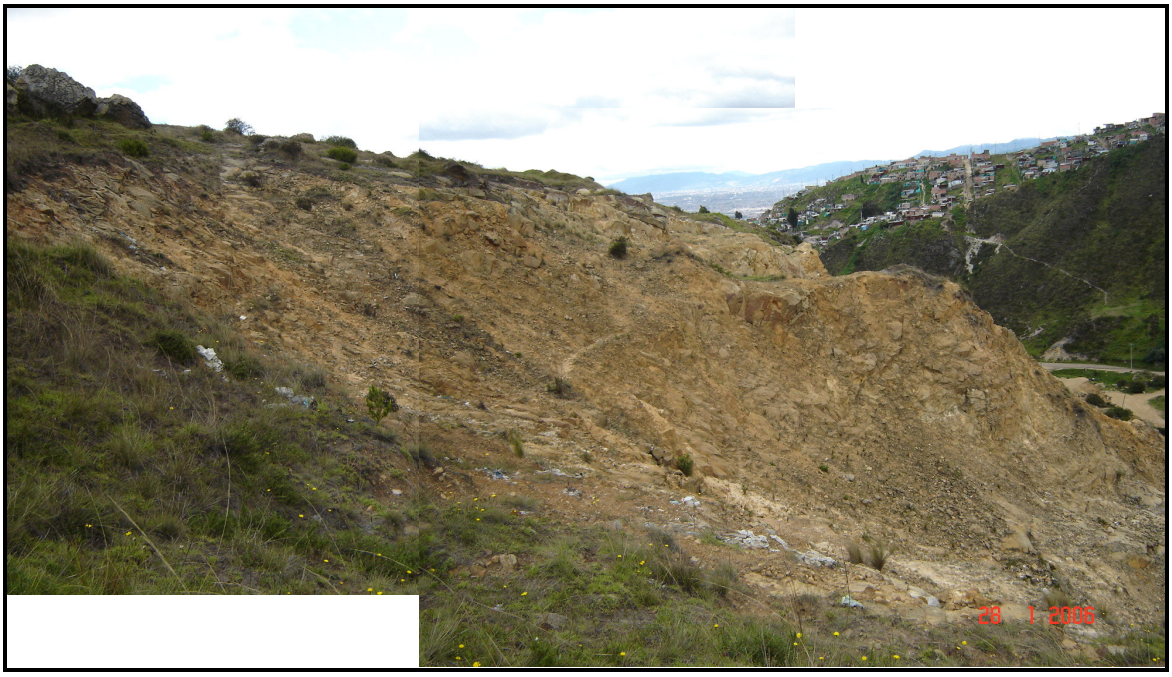


Foto 16. Vista de la parte superior del talud con afloramientos del nivel de areniscas laminares AR-4. Se conforma una especie de batea que revela la presencia de un eje sinclinal; nótese la inclinación del talud cerca al buzamiento de los planos de estratificación.

En el área expuesta del talud de cantera existe la posibilidad de desprendimientos de bloque sueltos que afectarían el patio de la cantera; de todas maneras esta zona afortunadamente se encuentra libre de construcciones por lo tanto, este tipo de amenaza no genera riesgo en la zona.

6.1.3. Sector ZG-1C: Patio de la cantera

Corresponde a la parte baja de la zona de explotación, en donde se encuentra una zona plana cubierta por estériles de la explotación minera y conos de detritos pegados a la base del talud. En este sector no se presentan problemas geotécnicos, exceptuando la caída de materiales sueltos del talud de corte (zona geotécnica ZG-2B), pero no hay elementos expuestos (viviendas).

6.2. Zona geotécnica ZG-2: Parte media del talud

La parte media corresponde a una franja de terreno de alta pendiente que limita por el sur-occidente con la zona geotécnica ZG-1, y por el nor-oriente con la vía de acceso al Barrio Bella Flor (zona geotécnica ZG-3).

6.2.1. Sector ZG-2A

En la parte sur de esta franja de terreno se encuentra un talud natural de alta pendiente cubierto por vegetación y por una capa delgada de depósito arenoso y bloques rocosos (Foto 17); con base en información suministrada por los residentes de la zona, hay antecedentes de desprendimientos de bloques aislados y flujos de tierras que han afectado las casas de la parte baja (zona geotécnica ZG-3). En este sector se encuentran cicatrices de flujos de tierras muy superficiales los cuales han sido detonados principalmente por el vertimiento de aguas desde las partes altas, tal como el presentado en la zona sur de las casas de la zona ZG-2B (sitio crítico 1), en donde el vertimiento de aguas superficiales generó un pequeño flujo de arenas y basuras hacia la vía de acceso como se ilustra en la Foto 18; también se encuentran sobre la superficie otras zonas de rellenos recientes que han sido alojados en la superficie de estos taludes (ver la Foto 19 y la Foto 20).



Foto 17. Vista de la zona geotécnica ZG-2B; corresponde a un talud de alta pendiente con la presencia de depósitos de ladera de poco espesor susceptibles a deslizamientos; en la superficie se aprecian cicatrices de pequeños flujos.



Foto 18. Relleno adyacente a las casas con problemas de estabilidad; el vertimiento de aguas residuales generó un pequeño flujo de tierras sobre el material suelto de basuras y limos arenosos, el cual afectó la vía de acceso al barrio.



Foto 19. Vista de la parte baja de la zona geotécnica ZG-2B; sobre la banca de la vía existente se encuentran taludes de corte con afloramientos del nivel inferior de areniscas fracturadas AR-1, seguidos por una capa de coluvión arcilloso de color gris con gravas y bloques de areniscas.



Foto 20. Vista desde la parte alta de las zonas de rellenos de basuras colocados sobre las zonas de alta pendiente. Estos rellenos favorecen la acumulación de aguas y la generación de flujos de tierras comprometiendo las zonas bajas con casas.

6.2.2. Sector ZG-2B

Un poco mas al nor-occidente de la franja media de terreno, se encuentra la zona urbanizada en la cual se han construido casas sobre plataformas escalonadas de corte y relleno (ver Foto 21) confinadas lateralmente con muros de piedra y de piedra pegada con mortero, de alturas variables entre 2 y 4 m; la zona interna de las plataformas están emplazadas después de efectuar cortes verticales de poca profundidad en rocas, suelos residuales y depósitos de poco espesor, y en la parte externa de la plataforma se han conformador rellenos arenosos orgánicos y de basuras de muy baja calidad, confinados lateralmente con muros en piedra también de muy baja capacidad estructural (ver Foto 22); estas plataformas son altamente susceptibles a volcamiento y al deslizamiento. Este problema acoplado con el manejo deficiente de las aguas subterráneas generan una amenaza potencial de fallas locales del sistema relleno-muros que pueden comprometer la estabilidad de las viviendas allí construidas e inclusive la vida de las personas que allí habitan.



Foto 21. Detalle de los escalonamientos en las zonas de alta pendiente (zona geotécnica ZG-2B); las plataformas contemplan una zona de corte sobre depósitos de poco espesor y parte de roca alterada y una gran zona de relleno confinada por muros de piedra de alturas variables entre 2 y 5 m.

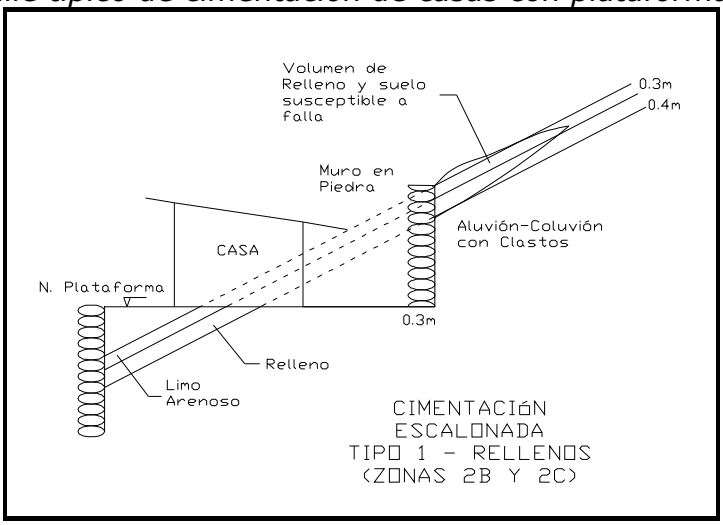


Foto 22. Detalle de los muros de piedra; algunos de ellos están pegados con mortero y contienen rellenos areno-arcillosos sueltos con alto contenido de suelo orgánicos y raicillas, que les dan algo de cohesión; estas estructuras son altamente vulnerables a daños por sismo; en las zonas de alta pendiente (zona geotécnica ZG-2B); las plataformas contemplan una zona de corte sobre depósitos de poco espesor y parte de roca alterada y una gran zona de relleno confinada por muros de piedra de alturas variables entre 2 y 4 m; estas estructuras son altamente vulnerables a daños por sismo.

6.2.3. Sector ZG-2C

Corresponde a la parte nor-oriental del barrio en la parte baja, en donde se encuentran afloramientos de areniscas cubiertos por una capa delgada de suelo arenoso. La roca aflora muy cerca de la superficie, y las casas de la zona se encuentran cimentadas sobre rellenos espesos confinados por muros, de características similares a las encontradas en el sector ZG-2B (ver Figura 7).

Figura 7. Detalle típico de cimentación de casas con plataformas de rellenos.



6.3. Zona geotécnica ZG-3: Parte baja en ladera de alta pendiente

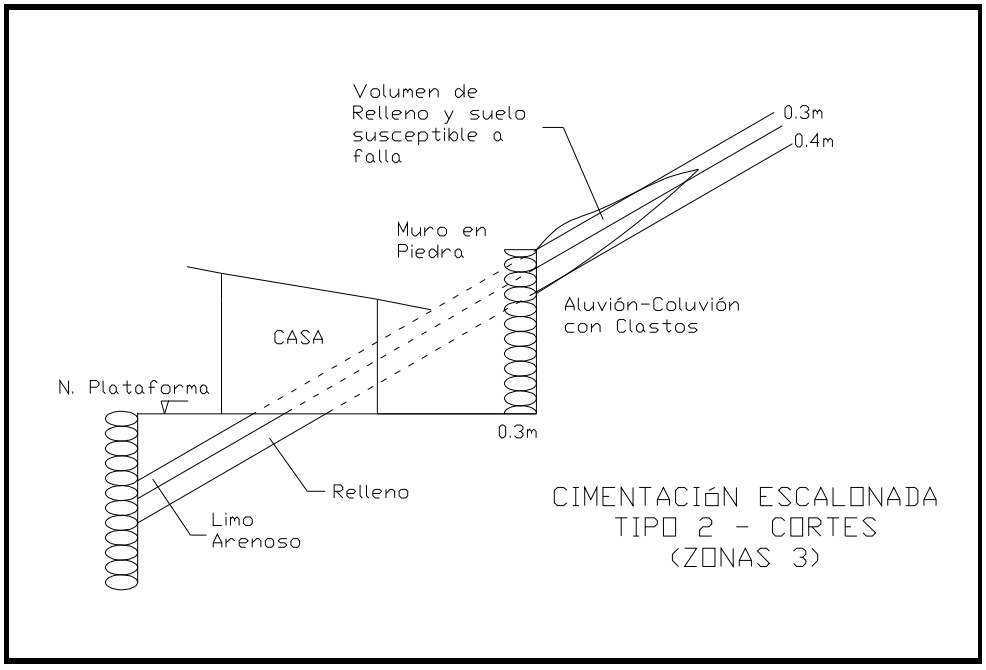
Finalmente se define la parte baja del barrio que está delimitada por el nor-oriente por la vía de acceso al Barrio el Paraíso, la cual se prolonga muy cerca de la margen derecha de la quebrada Limas y por el sur-occidente por la vía de acceso al barrio Bella Flor. En la parte sur-oriental de este corredor se encuentra en depósito fluvio-coluvial espeso cubierto por una capa delgada de suelo limoarenoso también de tipo coluvial, el cual es altamente susceptible al deslizamiento. En esta zona las casas están emplazadas sobre plataformas escalonadas, contrario a lo que ocurre en la zona media, definidas por taludes de corte de altura considerable del orden de 2 a 5 m sobre el coluvión (ver Foto 23); éstos taludes están confinados lateralmente por muros de piedra, gaviones de la vía o inclusive algunos de estos cortes no presentá ningún tipo de contención.



Foto 23. Vista general de la parte baja del Barrio Bella Flor: Zona ZG-3. Las casas se encuentran emplazadas sobre un depósito aluvio-coluvial, mediante plataformas efectuadas mediante taludes de corte de 2 a 4 m de altura.

Por el borde externo es posible encontrar rellenos de espesor bajo a nulo. La afluencia de agua proveniente de la vía y del sustrato rocoso, puede generar en estas plataformas la potencialidad de desprendimientos locales de coluvión los cuales pueden afectar las casas que descansan sobre las plataformas contiguas de las partes bajas; en esta zona es frecuente encontrar problemas locales de suelos y rellenos que empujan lateralmente las casas generando daños locales y deformaciones en sus estructuras.

Figura 8. Detalle típico de casas cimentadas sobre plataformas en zonas de corte.



En esta zona se detectaron tres (3) sitios con problemas geotécnicos locales, a saber:

6.3.1. Sitio crítico SC-1

Por el costado sur se encuentra el sitio crítico SC-1, que corresponde a un escurrimiento de una capa superficial de coluvión limo-arenoso y rellenos que están sobrecargando lateralmente las casas que se encuentran en la parte baja (ver Foto 24); el efecto del empuje lateral de estos rellenos han generado fisuras y deformaciones sobre los muros laterales de las casas (ver Foto 25).



Foto 24. Acercamiento sobre el sitio crítico SC-1; en el cual se distinguen escalonamientos en la parte alta con cortes verticales del orden de 2 m de altura; en la parte superior se encuentra una capa delgada de suelo limo-arenoso, el cual se ha deformado y se manifiesta en superficie en forma de lóbulos; la casa de ladrillo del lado derecho en la parte media de la ladera se ha deformado por influencia de este material.



Foto 25. Detalle de la zona posterior de la casa de ladrillo de la foto anterior; nótense el pandeo lateral del muro contiguo a las latas por efecto del empuje lateral ejercido por la capa de suelo superficial de la parte alta; en este sitio se requiere la descarga del talud y conformación de drenajes.

Localmente en las zonas no construidas se requiere la conformación de los taludes con gaviones, y la colocación de cunetas superficiales para interceptar el agua de escorrentía. Las zonas adyacentes a los muros de contención se pueden descargar con el fin de prevenir daños sobre las casas.

6.3.2. Sitio crítico SC-2

Está localizado en la parte media de la zona geotécnica ZG-3, parte alta adyacente a al vía de acceso al barrio (ver Foto 26 y Foto 27). Se presenta una falla superficial de coluvión producto del agua superficial proveniente de la vía de acceso al barrio (ver Foto 28); este flujo puede afectar varias casas localizadas en la parte mas baja (ver Foto 29).



Foto 26. Vista del sitio crítico SC-2; se trata de un flujo muy superficial de coluvión producto de la afluencia de aguas superficiales; esta falla puede genera daños en las casas localizadas en la parte baja.



Foto 27. Vista desde la parte alta del sitio crítico SC-2 (zona geotécnica ZG-3); se trata de reptación y flujo de la capa superficial de coluvión, sobre una zona no construida, la cual amenaza varias casas localizadas en la parte baja.



Foto 28. Vista desde la parte baja del sitio crítico SC-2; nótense los lóbulos generados por deformación y la afluencia de agua en la parte baja sobre la zona de corte.



Foto 29. Casa localizada en la parte baja de una zona inestable al lado de un talud de corte en coluvión; el movimiento localizado en la parte alta puede comprometer la estabilidad de este predio.

Por el costado sur, al lado derecho de la franja inestable, se encuentra una estructura escalonada de gaviones que ha tenido un buen comportamiento geotécnico y por el costado norte se encuentran algunas terrazas de corte una de ellas con sacos de suelo cemento.

En este sitio se requieren obras de conformación de taludes confinados con muros de gaviones generando una condición similar a la del costado sur.

6.3.3. Sitio crítico SC-3

Localizado en la parte nor-oriental de la zona geotécnica ZG-3, en la cual se vierten aguas residuales sobre un talud de rellenos y coluvión; en este sitio se ha generado un deslizamiento pequeño que afecta varios ranchos de lata localizados al lado derecho de la zona inestable. El deslizamiento genera afectaciones sobre varios predios localizados por el costado sur al lado derecho del deslizamiento (ver Foto 30 y Foto 31).



Foto 30. Sitio crítico SC-3: Deslizamiento localizado en la parte nor-oriental de la zona geotécnica; se generó un pequeño deslizamiento sobre coluvión y relleno producto del vertimiento de aguas residuales desde la parte alta. El deslizamiento genera afectaciones sobre algunos ranchos localizados sobre su flanco derecho y remata colgado sobre el talud de corte en el que aflora roca.



Foto 31. Parte alta del deslizamiento en el sitio crítico SC-3 (zona geotécnica ZG-3); el vertimiento de aguas residuales saturó el suelo en la parte baja y detonó el deslizamiento de la parte inferior que se manifiesta localmente por la inclinación del poste.

6.4. Zona geotécnica ZG-4: Ronda de inundación de la quebrada Limas

Corresponde al borde nor-oriental del proyecto, pegado a la quebrada Limas, en donde se encuentran depósitos aluviales recientes muy sueltos producto de la sedimentación presentada a lo largo del cauce; esta hace parte de la zona de ronda y protección ambienta de la quebrada y en consecuencia las construcciones que allí se encuentran son altamente vulnerables a daños por inundación (ver Foto 32) y deben ser reubicadas por la EAAB.



Foto 32. Detalle de una casa localizada en la zona ZG-4 (ronda de inundación de la quebrada Limas); allí se encuentran suelos de baja resistencia y este corredor es susceptible a inundación por lo tanto las casas de esta zona deben ser desalojadas.

7. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUBSUELO

Los resultados de caracterización de suelos y rocas de cada una de las zonas geotécnicas del proyecto presentadas en el numeral 6, son las siguientes:

7.1. Zona ZG-1

En la parte superior correspondiente a la zona geotécnica ZG-1A, se encuentra una capa delgada de suelo coluvial mezclada con suelo de origen volcánico, seguido por el sustrato rocoso de rocas fracturadas y meteorizadas de 6 a 8 m de espesor y luego por el macizo rocoso sano.

- ARCILLA de color gris oscuro a negro, con gravas, de consistencia dura; su espesor es del orden de 0.70 a 0.90 m; sus propiedades geotécnicas son:

Humedad natural	ω_n = 9%
Peso unitario total	γ_t = 15 KPa
Clasificación USC	CH

A partir de un ensayo de corte directo efectuado sobre una muestra inalterada en bloque se encontraron los siguientes parámetros de resistencia al corte:

Cohesión c´ = 23 a 27 KPa
Angulo de fricción ϕ´ = 9 °

• ARENISCAS muy fracturadas y meteorizadas debido a un antiguo proceso de glaciación; con las siguientes propiedades geotécnicas:

Indice geológico de resistencia GSI = 31[4]
Resistencia a la compresión (bloques alterados) σc = 4500 kPa+/- 50%
Coeficiente m del material inalterado mi = 15
Coeficiente m del material fracturado y alterado mb = 1,28
Coeficiente s del material fracturado s = 0,00047
Coeficiente de potencia α = 0,5

A partir del modelo de Hoek y Brown, 1980 y contemplando niveles de esfuerzos variables entre 0 y 1000 KPa, se obtienen los siguientes parámetros de resistencia del macizo rocoso:

Cohesión c´ = 87 a 128 KPa
Angulo de fricción ϕ´ = 25,8 a 34,6 °

En la parte inferior (zona ZG-1B) se encuentran rocas pertenecientes a la Formación Arenisca de Labor; desde el punto de vista geológico se distinguen cuatro unidades AR-1, AR-2, AR-3 y AR-4; siguiendo el método de Hoek y Brown, 1980, para la caracterización de macizos rocosos, se obtienen las propiedades geotécnicas presentadas en la Tabla 10.

Tabla 10. Propiedades geotécnicas del macizo rocoso

Propiedad	Unidad de roca			
	AR-4	AR-3	AR-2	AR-1
Índice geológico de resistencia, GSI	19	54	39	52
Resistencia a la compresión, σ_c (Kpa)	25000	90000	1000	37500
Coeficiente del material inalterado (mi)	15	15	10	15
Coeficiente del material fracturado (mb)	0,83	2,90	1,13	2,70
Coeficiente s del material fracturado.	0	0,06	0,01	0,005
Coeficiente de potencia, α	0,56	0,50	0,50	0,50
Cohesión, c' (KPa)	97 - 130	620 – 1480	49 - 74	320 – 670
Angulo de fricción, ϕ' (°)	34 a 42	54 a 59	15 a 22	48 a 55

Con base en el levantamiento de discontinuidades efectuado en la zona (ver Figura 9 y Figura 10) se distinguen las familias de discontinuidades relacionadas en la Tabla 11.

[4] Se determina a partir del RMR como GSI=RMR-5.

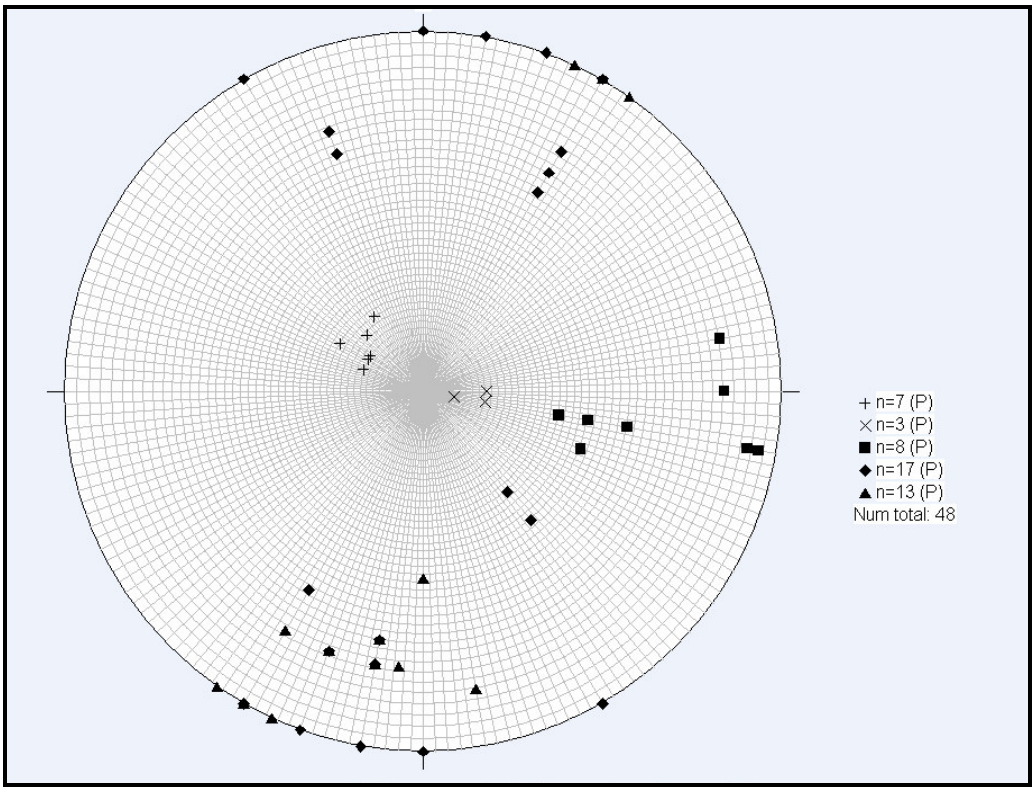


Figura 9. Red estereográfica (polos) con los datos de campo (hemisferio inferior)

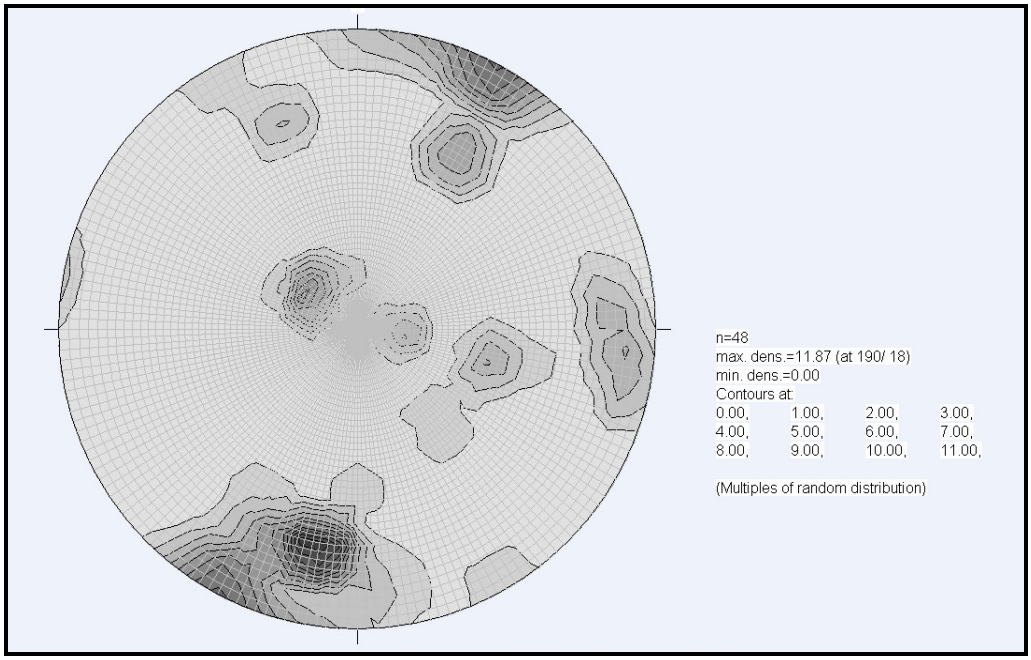


Figura 10. Distribución estadística de los planos de discontinuidad (hemisferio inferior)

Tabla 11. Familias de discontinuidades en la zona de estudio

TIPO	Orientación D. buz/buzamiento	Características
ESTRATIFICACIÓN	123°/15 a 24°	AR-1 Capas de 0.8 a 1.0 m de espesor, con intercalaciones de areniscas de grano fino, en capas delgadas de 10 a 20 cm. AR-2 Capas delgadas (10 a 20 cm) con intercalaciones de arcillolitas en capas muy delgadas. Exhibe un espesor del orden de 3 m. AR-3 Capas gruesas que varía desde 2.0 m hasta los 5 m. AR-4: de estratificación laminada, de 5 a 10 cm, con finos niveles de arcillolita grises
DIACLASA 1	285°/83°	Corresponde a planos de fracturación intensa que definen discontinuidades abiertas y rugosas.
DIACLASA 2	9°/74°	Corresponde a discontinuidades abiertas, rugosas, muy persistentes y continuas; con un espaciamiento que varía entre 1.0 y 3.0m. Asociado a este sistema se identifican zonas de mayor deformación de 20m de amplitud, con un espaciamiento aproximado de 50m.
DIACLASA 3	208°/90°	Con espaciamiento promedio de 2.0m. Asociado a este sistema se identifican fallas menores que demarcan zonas de brecha.

Con base en el criterio de Barton y Choubey, se estimaron los parámetros de resistencia a lo largo de discontinuidades, tal como se presenta en la Tabla 12.

Tabla 12. Parámetros de resistencia en las discontinuidades

Material	Cohesión aparente c' (KPa)	Angulo de fricción interna ϕ´(°)
Arcillolita laminar	9	12 a 13
Areniscas con superficies rugosas	9 - 11	27 a 33

7.2. Zona ZG-2

Esta zona se caracteriza por presentar en superficie una capa delgada de rellenos, y suelos limoarenosos de origen volcánico, seguidos por suelos residuales de areniscas y el macizo rocoso de alta resistencia.

El perfil estratigráfico es el siguiente:

a) CAPA VEGETAL de 10 a 30 cm en algunos sectores.

b) RELLENO limo arenoso con gravas y presncia de raicillas, de color gris a marrón, de baja plasticidad; su espesor es variable entre 0 y 3 m; estos rellenos definen las plataformas de cimentación de la mayoría de las casas del sector. Las siguientes son sus propiedades geotécnicas:

Humedad natural	ω_n = 11%
Límite líquido	Ll= 37 a 41%
Límite plástico	Lp = 28 a 35%
Humedad natural	ω_n = 11%
Contenido de finos	PT200 = 76%
Peso unitario	γ_t = 15,8 a 18,2 KPa
Clasificación	USC = ML (SC)

A partir de un ensayo de corte directo efectuado sobre una muestra inalterada en bloque se encontraron los siguientes parámetros de resistencia al corte:

Cohesión	c´ = 22 a 25 KPa
Angulo de fricción	ϕ´ = 10 a 12°

LIMO arcillo arenoso de color café con raíces, de baja plasticidad. Esta arcilla es de origen volcánico y su espesor es del orden de 20 a 50 cm; las siguientes son sus propiedades geotécnicas:

Humedad natural	ω_n = 9 al 20 %
Límite líquido	Ll = 28 a 42%
Límite plástico	Lp = 24 a 28%
Humedad natural	ω_n = 9 a 20%
Contenido de finos	PT200 = 73 a 81%
Peso unitario	γ_t = 15,4 a 20 KPa
Clasificación	USC = CL-ML (SC)

A partir de ensayos de corte directo efectuados sobre muestras inalteradas en bloque se encontraron los siguientes parámetros de resistencia al corte:

Suelos arcillo arenosos:

Cohesión	c´ = 25 a 43 KPa
Angulo de fricción	ϕ´ = 19°

Suelos limo arenosos:

Cohesión	c´ = 0 a 9 KPa
Angulo de fricción	ϕ´ = 31 a 32°

Suelo residual compuesto por fragmentos y bloques de arenisca hasta de 1 m , en una matriz de ARCILLA arenosa de color café claro, de plasticidad media. Su espesor es variable de 0 a 1 m. Las propiedades geotécnicas son las siguientes:

Humedad natural	ω_n = 1 %
Peso unitario	γ_t = 19 KPa
Clasificación	USC = GC

A partir de un ensayo triaxial a gran escala efectuados sobre muestras de bloque se encontraron los siguientes parámetros de resistencia al corte:

Cohesión	c´ = 0 a 4 KPa
Angulo de fricción	ϕ´ = 42 a 46°

Sustrato rocoso compuesto por ARENISCAS de la unidad AR-3.

En condiciones normales el suelo se encuentra en estado semi-seco pero se satura con facilidad después de la ocurrencia de lluvias.

7.3. Zona ZG-3

Corresponde a la parte baja del barrio la cual se encuentra emplazada sobre un depósito aluvio-coluvial espeso cubierto por una capa delgada de suelos limorenosos y rellenos antrópicos. Con base en los resultados de la investigación geotécnica efectuada se obtiene el siguiente perfil estratigráfico:

1) Capa vegetal
2) LIMO arenoso del orden de 30 cm de espesor, de características similares a los reportados en la zona 2.
3) Depósito aluvio-coluvial compuesto por grandes bloques de areniscas subredondeadas, que predominan sobre en una matriz de suelo areno arcillosa denso de color amarillo quemado; Este depósito puede sobrepasar los 2 m. Las características geotécnicas son las siguientes.

Humedad natural	ω_n = 27 %
Límite líquido	Ll = 25%
Límite plástico	Lp = 24%
Peso unitario	γ_t = 20,9 KPa
Clasificación	USC = SC

A partir de ensayos de corte directo efectuados sobre muestras inalteradas en bloque se encontraron los siguientes parámetros de resistencia al corte:

Cohesión	c´ = 9 KPa
Angulo de fricción	ϕ´ = 25 a 26°

Para tener en cuenta la influencia de los clastos en el comportamiento de este material se adoptaron ángulos de fricción interna variables entre 32 y 37°

4) Suelo residual y roca de la unidad Ar-1 y Ar-2.

En esta zona los suelos tienden a permanecer saturados puesto que se encuentran en proximidades de la Quebrada Limas.

8. AMENAZA POR DESLIZAMIENTO

8.1. Generalidades

En forma general, el Factor de Seguridad (FS) de un talud está dado por la relación entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes. A su vez las fuerzas resistentes son función de los parámetros de resistencia del material (ángulo de fricción ϕ, y cohesión c), la presión de poros, la aceleración producida por el sismo (α), el peso unitario (γ) y el ángulo del talud (β); las fuerzas actuantes, a su vez, son función del peso unitario (γ), el ángulo del talud (β), la presión de poros y la aceleración producida por el sismo (α). Se puede decir que, todas las anteriores variables son aleatorias (con su respectiva distribución de probabilidad) que se pueden considerar como independientes; la convolusión de estas variables (según el modelo de falla) determina la distribución de probabilidad del Factor de Seguridad (FS); se puede determinar la probabilidad de falla del talud (Pf) determinando la probabilidad de que el FS sea menor o igual a 1.0.

Bajo la hipótesis de que las variables son independientes, se puede decir que la distribución de probabilidades del factor de seguridad es igual a la multiplicación de las funciones de distribución de probabilidad de las variables aleatorias, es decir:

$$f(FS) = f(\phi) \cdot f(c) \cdot f(\alpha) \cdot f(Ru)$$

Además, se tiene que:

$$FS = \varphi(\phi, c, \alpha, Ru)$$

Entonces, la probabilidad de falla se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$Pf = P(FS \leq 1.0) = \iiint_S f(FS)\, dFS = \iiint_S f(\phi) \cdot f(c) \cdot f(\alpha) \cdot f(Ru)\, d\phi\, dc\, d\alpha\, dRu$$

Donde S es el conjunto de todo (ϕ, c, α,Ru) tal que φ(ϕ, c, α,Ru) es menor o igual a 1.0, es decir cuando el FS es menor a la unidad (o sea, falla el talud).

8.1.1. Secciones de análisis

Para los modelos bidimensionales de estabilidad, se seleccionaron las siete (7) secciones de análisis típicas presentadas en el **Plano GE135-PL-09**, donde se pueden distinguir seis (6) tipos de materiales, tal como se describe en el numeral 6.

8.1.2. Método de análisis

8.1.2.1. Deslizamientos en suelos

En los suelos, para la determinación de la probabilidad de falla de las diferentes secciones geotécnicas establecidas (ver Secciones 1 a 5 del **Plano GE135-PL-09**) se utilizó el método de Monte Carlo, implementado en el software Slide 5.0 [5] de la casa RocScience Inc, en el cual por medio del método de equilibrio límite se dan resultados del factor de seguridad promedio probabilístico y determinístico, desviación estándar del factor de seguridad, valores máximos y mínimos del factor de seguridad y curva de mejor ajuste. Por último, los resultados del factor de seguridad, se ajustaron a una función de distribución de probabilidad beta.

La idea básica del método de Monte Carlo consiste en escribir la integral requerida como el valor esperado de alguna función con respecto a alguna distribución de probabilidad, lo cual sugiere una solución "estadística'' al problema de integración.

8.1.2.2. Deslizamientos planares en roca

En los suelos, para la determinación de la probabilidad de falla de las diferentes secciones geotécnicas establecidas (ver Secciones 6 a 7 del **Plano GE135-PL-09**), donde existe la posibilidad cinemática de deslizamientos planares de bloques de roca, especialmente deslizándose sobre las capas de limolitas y arcillolitas existentes, se realizó el análisis de estabilidad mediante el método del equilibrio límite, hallando la probabilidad de falla por medio del método PEM (método de Rosenblueth, 1975). El método PEM (Point Estimate Method), en forma generalizada, establece lo siguiente:

Dada una función *y* (en este caso el factor de seguridad del talud), con variables aleatorias x_1, x_2, ... x_n, es decir:

$$y = f(x_1, x_2, ...x_n)$$

se definen los valores máximos y mínimos de cada una de las variables aleatorias como:

[5] Software de análisis bidimensional de estabilidad por equilibrio límite.

$x_n^+ = \bar{x}_n + \sigma(x_n)$, para el caso máximo

$x_n^- = \bar{x}_n - \sigma(x_n)$, para el caso mínimo

entonces, se define la probabilidad de cada combinación de casos (máximos y mínimos), así

$$p^{\pm\pm.....\pm} = \frac{1}{2^n}\left(1 + \sum_{i=1}^{n-1}\sum_{j=i+1}^{n} a_{ij} \cdot \rho_{ij}\right)$$

Donde,

a_{ij} = 1 si las dos variables (*i*,*j*) son máximas o mínimas, o –1 en caso contrario.

ρ_{ij} = Coeficiente de correlación entre las variables x_i y x_j

En general, para *n* variables se tienen 2^n probabilidades condicionales y *n(n-1)/2* coeficientes de correlación.

Se define el valor esperado de la variable *y* como:

$$E(y) = \sum_{k=1}^{2^n} p_k^{\pm\pm.....\pm} \cdot f_k(x_1^{\pm}, x_2^{\pm}, ...x_n^{\pm})$$

y la desviación de la variable *y* como:

$$\sigma(y) = \sqrt{E(y^2) - (E(y))^2}$$

definiendo,

$$E(y^2) = \sum_{k=1}^{2^n} p_k^{\pm\pm.....\pm} \cdot \left[f_k(x_1^{\pm}, x_2^{\pm}, ...x_n^{\pm})\right]^2$$

Una vez definido el valor esperado y la desviación de la variable aleatoria (factor de seguridad) se puede definir la probabilidad de excedencia de un valor determinado (en este caso FS>1) ajustándola a una función de probabilidad determinada (normal, lognormal, etc.)

En forma general, el factor de seguridad de un talud es función de cuatro variables; dos de ellas intrínsecas (los parámetros de resistencia) y dos extrínsecas (o factores externos, lluvia y sismo). Sin embargo, simplificando el problema se puede determinar probabilidades condicionales para los casos de factores externos, determinando cuatro casos, a saber:

- Sin lluvia sin sismo.
- Con lluvia sin sismo.
- Sin lluvia con sismo.
- Con lluvia con sismo.

De esta forma, la probabilidad de falla se puede determinar utilizando la regla de probabilidad total (González, 1992):

$$P(FS \leq 1) = \sum_{i=0}^{1} \sum_{j=0}^{1} P\left[FS \leq 1 / (S_i \cap L_j)\right] \cdot P(S_i \cap L_j)$$

Donde,

S_1	: Probabilidad de ocurrencia del sismo.
$S_0 = 1 - S_1$	: Complemento de la probabilidad de ocurrencia del sismo.
L_1	: Probabilidad de ocurrencia de la lluvia.
$L_0 = 1 - L_1$	: Complemento de la probabilidad de ocurrencia de la lluvia.

Además, como la lluvia y el sismo son eventos independientes, se tiene que:

$$P(S_i \cap L_j) = P(S_i) \cdot P(L_j)$$

Con estas simplificaciones, se tiene que el factor de seguridad condicional es una función de los dos parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción), que se pueden representar como dos variables difusas (representadas por números difusos).

8.2. Resultados

8.2.1. Deslizamientos superficiales

Con el objeto de evaluar las condiciones de estabilidad de los asentamientos urbanos del barrio Bella Flor, se analizaron las condiciones de estabilidad general y local con base en los siguientes criterios:

5.2.1. Parámetros de resistencia:

Para la selección de los parámetros definitivos de resistencia al corte del macizo rocoso se contemplaron los siguientes criterios:

COLUVION Y SUELOS SUPERFICIALES: Los parámetros de resistencia se determinaron a partir de ensayos de corte directo, y ensayo de compresión triaxial.

ROCA: Se determinaron a partir del método propuesto por Hoek y Brown, para macizos rocosos fracturados, en función de la clasificación del macizo rocoso y de la resistencia a la compresión del macizo rocoso.

SUELO RESIDUAL: Se determinaron con los mismos criterios del caso anterior, pero adoptando valores de resistencia a la compresión característicos de los suelos residuales. Se compararon estos parámetros con los obtenidos mediante ensayos de corte directo.

Los parámetros geotécnicos obtenidos para cada una de las unidades estratigráficas se observan en la siguiente Tabla 13:

Tabla 13. Parámetros de resistencia al corte adoptados para cada unidad estratigráfica

MATERIAL	Peso unitario total (KN/m^3)	Peso unitario saturado (KN/m^3)	COHESIÓN (KN/m^2)			ANGULO DE FRICCION (°)		
			MIN.	PROM.	MAX.	MIN.	PROM.	MAX.
Relleno no Seleccionado	18,2	20,2	22	23,5	25	10	11	12
Relleno seleccionado	20,0	21,5	10	10	10	30	33	36
Limo arenoso	17.5	20,1	0	4,5	9,0	31	31,5	32
Limo negro Volcánico	15.6	19,3	23	25	27	9	9	9
Coluvión con clastos	20.6	20.6	9	9	9	32,5	35	37,5
Suelos residual gravo arenoso	19,0	21,7	0	2	3	42	44	46
Roca meteorizada	21,5	23,0	87	11,1	12,8	25,8	31,3	34,6
Unidad areniscas Ar-1	21,5	23,0	322	501	670	48	52,5	55
Unidad arcillolitas Ar-2	20,6	21,1	4889	6359	7399	14,812	1912,5	21,813
Unidad areniscas Ar-3	21,5	23,0	621	1061	1484	54	57	59

5.2.2. Análisis de Estabilidad:

a) Mecanismos de falla y modelos de falla:

Dadas las condiciones geotécnicas generales de la zona, donde existe la probabilidad de falla de la capa superficial de suelo residual y de depósito, se analizó un mecanismo de falla planar de esta capa de suelo; para estos análisis se aplicó un modelo de falla de talud infinito representado por la siguiente expresión:

Talud Infinito: $$FS = (1 - \frac{r_u}{\cos^2 \beta}) \frac{\tan \phi}{\tan \beta} + \frac{c}{\gamma H sen\beta \cos \beta}$$

Donde:

- c', Φ' Son los parámetros drenados de resistencia al corte del suelo.
- ru Parámetro de presión de poros ru= γw*hw/γ*H
- H Profundidad de la superficie de falla potencial (contacto suelo-roca).
- B Ancho de la cuña (bloque deslizante)
- β Inclinación de la superficie del talud

Para contemplar el efecto de sismo, se modificó el campo de fuerzas gravitacionales cambiando el ángulo de inclinación del terreno, en función de la aceleración sísmica horizontal de diseño; la pendiente del terreno equivalente en condición de sismo βequiv, se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$\beta_{equiv} = \beta + \tan^{-1}(\alpha)$$

Siendo α, el coeficiente de aceleración sísmica horizontal.

Para casos muy especiales se efectuaron modelos bidimensionales de estabilidad, de los cuales se destaca, el coluvión en la parte baja del Barrio Brisas del Volador Zona 4A, la estabilidad de las márgenes de la Quebrada La Clara en la parte baja y la influencia por socavación lateral y de fondo de la misma, y un análisis conceptual sobre la estabilidad de la margen derecha de la Quebrada Limas y su posible influencia en la zona del Proyecto.

Para los análisis se adoptaron perfiles promedios de las diferentes zonas geotécnicas definidas en el producto anterior, y con la ayuda de un mapa de isopendientes, se determinaron las pendientes características de cada zona y se efectuaron los correspondientes análisis de estabilidad de laderas para el intervalo de pendientes obtenido. Los resultados de estos análisis se presentan en el anexo A del informe.

b) Escenarios de Falla:

Se evaluaron las condiciones de estabilidad teniendo en cuenta la incidencia del sismo y las lluvias en la estabilidad.

Condición de Sismo:

Para evaluar las condiciones de sismo, se contemplaron en los modelos de estabilidad, incluyendo una componente de carga horizontal que representa la aceleración horizontal pseudoestática que se genera en el evento de un sismo; basado en el Estudio de Microzonifación sísmica de Bogotá, se contemplaron dos escenarios de sismo:

Escenario 1: Estática, con aceleración horizontal a = 0.0 g

Escenario 2: Sismo con Tr de 475 años, con aceleración horizontal a = 0.24 g

Condición de Lluvia:

Para evaluar el efecto de lluvias se aplicó el criterio propuesto por LUMB, el cual se basa en determinar un volumen de agua infiltrada en el talud, que se transforma en el parámetro de presión de poros (ru).

Para determinar la cantidad de agua infiltrada se utilizó el método SCS-CN del USDA (Chow y otros,1988 y Waniesla, 1990), el cual se basa en el tipo de cobertura y en el tipo de material que compone el cuerpo del talud; en función de estos dos parámetros se le asigna un valor CN denominado "Numero de Curva" , que varia entre 0 y 100, que varía en función de la permeabilidad del suelo. Los valores de CN en función del tipo de material y el uso del suelo se presentan en la siguiente Tabla 14:

Tabla 14. Numero de curva en función de la categoría del suelo y el uso del suelo

UNIDAD GEOLOGICA	CATEGORÍA DE SUELO	USO DEL SUELO	
		C1 (Urbano)	P1b/C1 (pastos)
Ksgl	C	90	78.8
Col	B	85	68.2
Qrelleno	C	90	78.8

La condición más representativa es la P1b, ya que los asentamientos urbanos de la zona no cuenta con calles pavimentadas, situación que favorece la infiltración; por esto, y quedando del lado de la seguridad se adopta para todo el proyecto la condición P1b.

Para determinar la lluvia de diseño, se adopta la lluvia crítica obtenida en el estudio de Zonificación por inestabilidad del terreno para diferentes localidades en la ciudad de

Bogotá, INGEOCIM, Octubre de 1.998. Para el sitio de estudio la lluvia crítica es de P= 210 mm.

A partir de la infiltración se analiza un modelo de equilibrio hidrológico con las siguientes expresiones:

Abstracción S' (mm) = 25400/CN –254
Escorrentía R(mm) = $(P - 0.2\ S')^2/(P + 0.8\ S')$, si P >0.2 S'
R(mm) = 0 si P >0.2 S"

Infiltración I (mm) = P - R

La presión de poros por lluvia se calcula como:

$$\Delta ru = \frac{I * Aaferente / Atalud \varpi * \gamma w}{\eta efect * \gamma suelo * Htalud}$$

Siendo η la porosidad efectiva calculada como $\eta_{efect} = \eta_{total}$ x (1- s). El parámetro de presión de poros resultante debe ser menor a la condición de saturación donde $ru_{limite} = \gamma_W / \gamma_s$

Para todos los casos se tomó una relación de área aferente/área de talud de 3.0, el cual está del lado de la seguridad.

c) Combinaciones de casos:

Se analizaron combinaciones de los diferentes escenarios de sismo y lluvia utilizando los parámetros mínimos, promedios y máximos de la resistencia del macizo rocoso. En total se obtuvieron 12 combinaciones de escenarios de estabilidad.

5.2.3 Resultados del Modelo de estabilidad:

a) Talud infinito:

Para cada una de las zonas geotécnicas se efectuaron modelos de estabilidad superficial mediante modelos de talud infinito, obteniendo los resultados que se resumen en el cuadro 3.

Los análisis indican que la zona 1 de baja pendiente, correspondiente a la parte alta del barrio, en el costado sur-occidental, es estable ante la ocurrencia de fallas superficiales.

En la zona 2, correspondiente a la parte de alta pendiente, se presenta una condición de estabilidad marginal, debido a la presencia de una capa delgada de suelos y rellenos de baja resistencia que son susceptibles a la falla.

Finalmente en la zona 3, se presenta una condición de estabilidad marginal en las zonas de pendiente mayores a 30°, también por la presencia de suelos y rellenos en superficie de baja resistencia.

En la Tabla 15 se presentan los resultados de estabilidad para taludes con inclinaciones variables entre 10 y 50° y diferentes escenarios de lluvia y sismo.

Tabla 15. Resultados de los modelos de estabilidad de taludes modelo de talud infinito.

LOCALIZACION	Escenarios		Inclinación del talud (°)					Observaciones
	Lluvia Critica	Sismo (a/g)	10	20	30	40	50	
ZONA 1A	No	0.00	3.7-4.7	2.0-2.2	1.4-1.6	1.1-1.4	--	Ladera estable en general.
	Si		3.1-3.3	1.6-1.8	1.2-1.3	1.0-1.1	--	
	No	0.24	1.7-1.9	1.3-1.5	1.2-1.3	1.1-1.3	--	
	Si		1.4-1.6	1.1-1.2	0.9-1.1	0.9-1.0	--	
	Probabilidad		0%	0%	0%	2%	--	
	Amenaza		BAJA	BAJA	BAJA	BAJA	--	
ZONA 2A	No	0.00	3.4-7.0	1.7-3.5	1.0-2.4	0.7-1.9	0.5-1.7	Ladera estable en general pero marginal en zonas con inclinaciones mayores a 40°, la lluvia o la combinación lluvia-sismo puede detonar deslizamientos superficiales.
	Si		2.3-5.1	1.1-2.5	0.6-1.7	0.3-1.3	0.1-1.1	
	No	0.24	1.4-3.0	0.9-2.2	0.6-1.8	0.4-1.7	0.3-1.7	
	Si		0.8-2.1	0.5-1.5	0.3-1.2	0.0-1.0	0.0-1.0	
	Probabilidad		0%	0%	3%	17%	40%	
	Amenaza		BAJA	BAJA	BAJA	ALTA	ALTA	
ZONA 2B	No	0.00	2.1-8.2	2.4-4.1	1.6-2.7	1.1-2.0	0.8-1.7	Ladera estable en general pero marginal en zonas con inclinaciones mayores a 30°, la lluvia o la combinación lluvia sismo puede detonar deslizamientos superficiales.
	Si		2.4-4.8	1.1-2.3	0.5-1.4	0.2-0.9	0.0-0.5	
	No	0.24	2.1-3.5	1.4-2.4	1.0-1.9	0.7-1.6	0.5-1.0	
	Si		0.8-1.8	0.3-1.1	0.0-0.7	0.0-0.4	0.0-0.0	
	Probabilidad		0%	0%	7%	10%	21%	
	Amenaza		BAJA	BAJA	MEDIA	MEDIA	ALTA	
ZONA 2C	No	0.00	3.4-13	1.7-7.0	1.0-4.8	0.7-4.0	0.5-3.8	Ladera estable en general pero marginal en zonas con inclinaciones mayores a 40°, la lluvia o la combinación lluvia sismo puede detonar deslizamientos superficiales.
	Si		1.7-10	0.8-5.2	0.4-3.7	0.1-3.0	0.0-2.8	
	No	0.24	1.4-6.0	0.9-4.9	0.6-3.9	0.4-3.9	0.3-4.4	
	Si		0.6-4.5	0.3-3.4	0.0-2.9	0.0-2.8	0.0-3.3	
	Probabilidad		0%	0%	1%	4%	7%	
	Amenaza		BAJA	BAJA	BAJA	BAJA	MEDIA	
ZONA 3	No	0.00	3.4-7.	1.7-4.0	1.0-2.8	0.7-2.3	0.5-2.0	Ladera estable en general pero marginal en zonas con inclinaciones mayores a 30°, la lluvia o la combinación lluvia sismo puede detonar deslizamientos superficiales.

8.2.2. Deslizamientos planares en roca

Para la zona 1B y 2A se analizó un caso especial de estabilidad de taludes en donde se presenta la posibilidad cinemática de la formación de fallas planares y en cuña respectivamente, debido a la presencia de varias familias de discontinuidades en el macizo que generan esta situación. Los análisis de estabilidad se efectuaron siguiendo la metodología de Hoek y Bray, basados en la orientación de los planos de discontinuidad que generan estos volúmenes de falla.

Un primer caso corresponde al talud de corte de la cantera (zona 1B), en donde se analizó la sección 6-6 al lado norte de la cantera , aledaña a las casas del barrio Bella Flor y un segundo caso en la sección 7-7 al lado sur de la cantera, por fuera de la zona del proyecto. En ambos casos se define una condición cinemática de falla planar debido a la presencia de la unidad Ar-2 de arcillolitas con intercalaciones de areniscas que aflora cerca de la pata del talud de corte de la cantera.

La orientación de los planos involucrados dentro del modelo de estabilidad son los siguientes:

Sección 6-6:

Talud cantera lado norte	128°/60°
Estratificación	123°/15°

Sección 7-7:

Talud cantera lado sur	116°/50°
Estratificación	123°/15°

Para los análisis de estabilidad se contempló la presencia de una grieta de tracción detrás de la corona del talud asociado con la familia de diaclasas D1´con orientación 275°/83°, la cual se hizo variar de posición desde el borde del talud hasta el extremo posterior donde finaliza la cuña.

Desde el punto de resistencia en la discontinuidad que genera la falla planar (unidad Ar-2), se adoptaron los siguientes parámetros de resistencia:

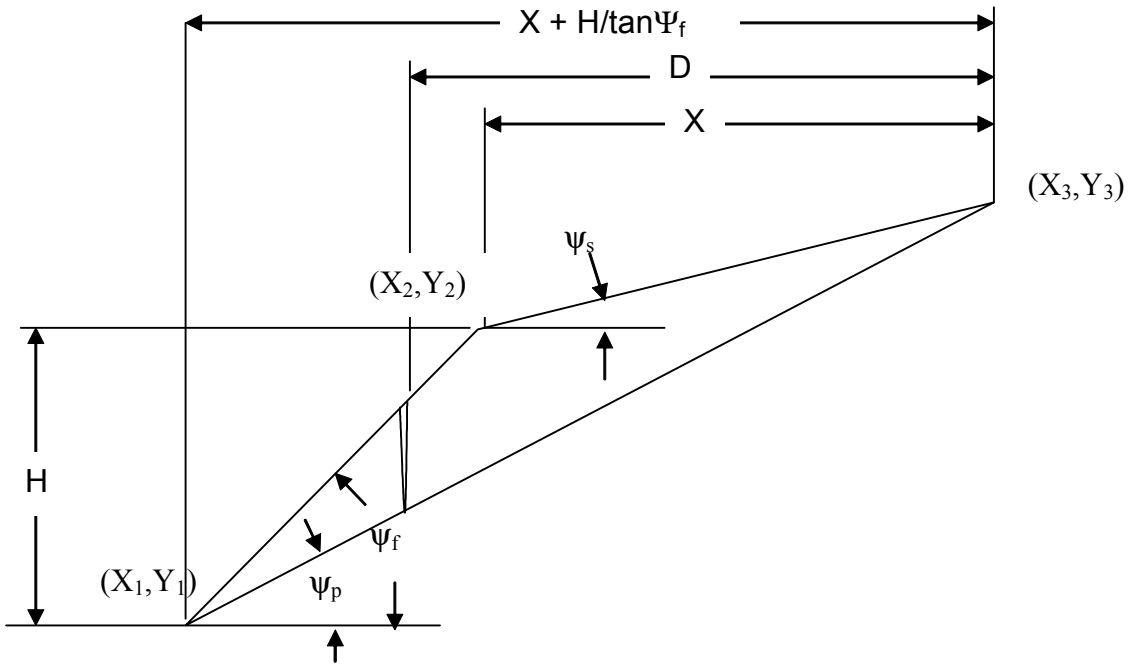


Figura 11. Modelo conceptual de estabilidad de taludes en roca.
Condición de falla planar.

Tabla 16. Parámetros de resistencia adoptados para modelo de falla planar

Escenario de estabilidad	C' (KN/m2)			ϕ´(°)		
	min	prom	max	min	prom	Max
Actual	24,4	31,8	37,0	14,8	19	21,8
Largo plazo	0	0	0	14,8	19	21,8

Condición actual: (valor promedio entre la resistencia pico y residual)

Condición a largo plazo: (resistencia residual)

Los resultados de los análisis de estabilidad se presentan en el anexo y se resumen en la siguiente Tabla 17:

Tabla 17. Resultados de los análisis de estabilidad

LOCALIZACION	Escenarios		SITUACIÓN		Observaciones
	Lluvia Critica	Sismo (a/g)	ACTUAL	LARGO PLAZO	
SECCION 6-6 LADO NORTE	No	0.00	1,1-1.7	1.0-1.5	Las condiciones de estabilidad actual son aceptables pero en el largo plazo se puede presentar la falla del talud.
	Si		1,1-1,7	0.9-1.4	
	No	0.12	0.8-1.1	0.7-1.0	
	Si		0.7-1.1	0.6-1.0	
	Probabilidad		1%	2%	
	Amenaza		BAJA	MEDIA	
SECCION 7-7 LADO SUR	No	0.00	1,0-1.5	0.8-1.3	Las condiciones de estabilidad actual y en el largo plazo son precarias a críticas.
	Si		0,9-1,4	0.8-1.2	
	No	0.12	0.7-1.0	0.6-0.9	
	Si		0.7-1.0	0.6-0.8	
	Probabilidad		2%	29%	
	Amenaza		MEDIA	ALTA	

Los resultados de estabilidad indican que el talud adyacente al barrio (sección 6-6) es estable en la actualidad, pero con el tiempo se puede presentar pérdida gradual de resistencia por deformación sobre la capa de arcillolita que puede generar un deterioro progresivo del talud, afectando con el tiempo la zona del barrio.

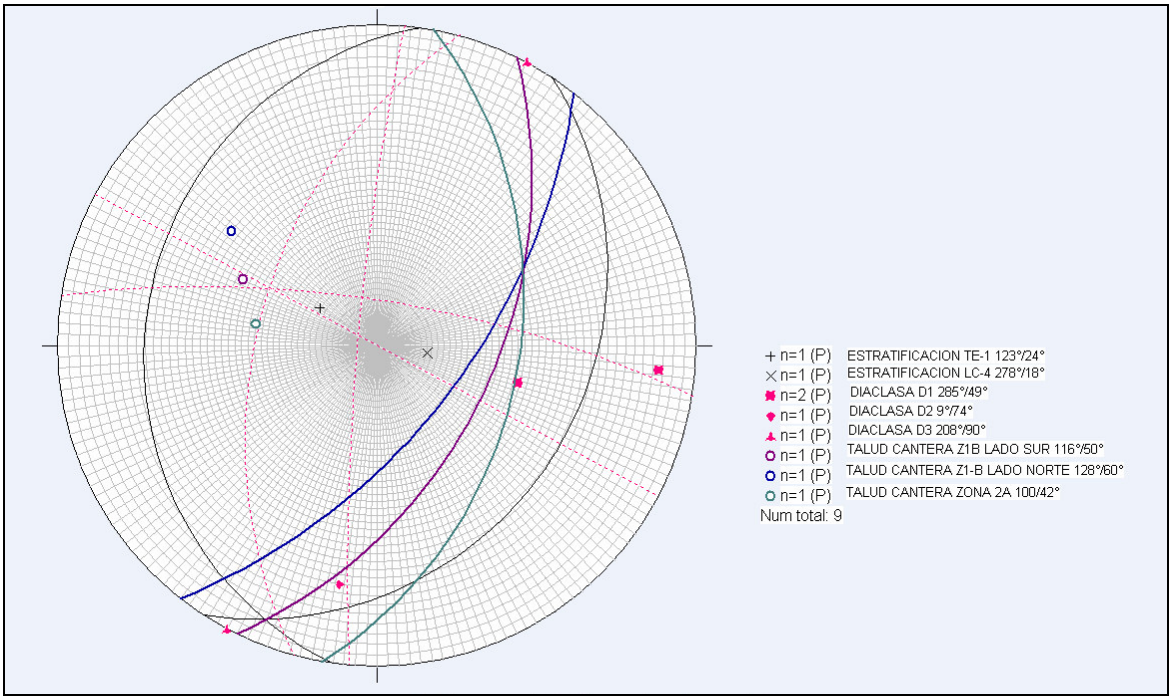
Con respecto a la zona sur (sección 7-7), las condiciones de estabilidad son aún mas precarias, lo cual se evidencia actualmente por la presencia de deslizamientos y volcamientos de bloques y que con el tiempo pueden comprometer un sector importante detrás de la corona del talud.

Al contemplar las obras de estabilización con anclajes y bermas, alternativas 1, 2 y 3 se obtiene la siguiente Tabla:

Tabla 18. Resultados de los análisis de estabilidad con obras

LOCALIZACION	Escenarios		SITUACIÓN		Observaciones
	Lluvia Critica	Sismo (a/g)	ALT 1 Y 2	ALT 3	
SECCION 6-6 LADO NORTE	No	0.00	1,2-1.9	1,2-1.9	Las condiciones de estabilidad son favorables. Carga de tensionamiento 250 ton/ml alt 1 y 2 Carga de tensionamiento 50 ton/ml alt 3
	Si		1,2-1,8	1,2-1,8	
	No	0.12	0.8-1.2	0.8-1.2	
	Si		0.8-1.2	0.8-1.2	
	Probabilidad		0%	0%	
	Amenaza		BAJA	BAJA	
SECCION 7-7 LADO SUR	No	0.00	1,2-1.8	1,2-1.8	Las condiciones de estabilidad son favorables. Carga de tensionamiento 600 ton/ml alt 1 y 2 Carga de tensionamiento 50 ton/ml alt 3
	Si		1,2-1,7	1,2-1,8	
	No	0.12	0.8-1.2	0.8-1.2	
	Si		0.8-1.2	0.8-1.2	
	Probabilidad		0%	0%	
	Amenaza		BAJA	BAJA	

Figura 12. Distribución de los principales planos de discontinuidades y de taludes de las zonas 1B y 2A



8.2.3. Deslizamientos puntuales en taludes de relleno (muros)

8.2.3.1. Clasificación de cimentaciones

Un segundo elemento que fue analizado y que se considera quizás tan importante como los otros factores geotécnicos está relacionado con la baja calidad de las cimentaciones, sobre las cuales se encuentran construidas la mayoría de las casas del sector.

Este problema se ve reflejado principalmente en aquellas zonas de alta pendiente en donde se han conformado una serie de terrazas escalonadas que soportan rellenos y suelos naturales. Como sistema de contención y de soporte lateral se cuenta con una amplia gama de estructuras, que en la mayoría de los casos son de baja calidad y presentan un alto grado de susceptibilidad al deterioro o falla; estas estructuras son susceptibles a inestabilizarse por el manejo inadecuado de las aguas servidas y del agua lluvia, y en otros casos ante la ocurrencia de eventos telúricos.

En la zona se distinguen dos tipos de cimentación:

Los cimiento tipo 1 corresponden a plataformas conformadas por rellenos no seleccionados de muy baja calidad y confinados lateralmente por muros de diferente tipo; este tipo de cimentación es característica de las zonas ZG-2B y ZG-2C de alta pendiente donde se presentan plataformas escalonadas entre 1 y 4 m de altura. En laTabla 19 se presenta un resumen de los diferentes tipos de cimentación encontrados en la zona.

Un segundo grupo de cimentaciones corresponden a plataformas escalonadas conformadas principalmente por cortes en depósitos aluvio-coluviales con la presencia de capas delgadas de rellenos y suelos en la parte alta; aquí las condiciones de estabilidad dependen principalmente de las condiciones de resistencia al corte del depósito sobre el cual están cimentadas las casas.

Tabla 19. Clasificación de estructuras de contención

CLASIFICACION	TIPO DE ESTRUCTURA	CAPACIDAD ESTRUCTURAL	DRENAJE
CO	Sin estructura	Su exposición directa impone condiciones que acentúan los procesos de degradación del suelo y los desprendimientos de suelo, por erosión o pérdida de resistencia.	La ausencia de estructura facilita el drenaje pero deja expuesto el suelo a su deterioro, que se puede manifestar por erosión o desprendimientos de suelo.
C1	Sacos de polietileno rellenos de tierra	Presenta una capacidad estructural baja a nula, por la baja resistencia al desgarre y a la tracción de los sacos y la ausencia de ligantes entre sacos.	Su estructura permeable facilita el drenaje del suelo adyacente pero permite que se presenten fenómenos de erosión interna.
	Muros de Piedra sin pega de mortero	Presente una capacidad estructural baja a nula por la ausencia de cementante entre bloques.	Su estructura permeable facilita el drenaje del suelo adyacente.
C2	Muros de Piedra pegada con mortero	Presenta una capacidad estructural moderada por la resistencia de los bloques y la presencia de pega entre bloques.	Su estructura poco permeable no permite el drenaje eficiente del agua detrás del muro, afectando su estabilidad.
C3	Muros de Piedra pegada con mortero y confinada con vigas y columnas de concreto.	Presenta una capacidad estructural aceptable por influencia de la estructura de concreto	Su estructura poco permeable no permite el drenaje eficiente del agua detrás del muro, afectando su estabilidad.
C4	Otros tipos como palafitos empotrados en el suelo, con tablones de madera, latas o similares.	Presenta una limitada capacidad estructural debido a la poca resistencia y esbeltez de su estructura en madera	Su estructura es susceptible al deterioro estructural por procesos de humedecimiento y secado generados por variaciones climáticas.

8.2.3.2. Análisis de estabilidad

Para la evaluación de la estabilidad de estas estructuras se aplicaron dos criterios:

- Cimentación de estructuras de contención

El primer criterio representativo de las zonas con plataformas en relleno no seleccionado, se basa en la evaluación de las condiciones de estabilidad tomando como referencia los criterios básicos de diseños de muros de gravedad, o de semigravedad, teniendo en cuenta que algunas de estas estructuras aunque tienen una capacidad estructural limitada, pueden resistir esfuerzos de tracción. Para los análisis de estabilidad se contemplaron los siguientes criterios:

a) Estabilidad Externa:
En la referente a la estabilidad externa se determinó su estabilidad al deslizamiento y al volcamiento, representado por un factor de seguridad definido como la relación de fuerzas o momentos resistentes y las fuerzas o momentos actuantes en la base del muro. En este caso la calidad del suelo que contiene el muro incide de manera apreciable en su estabilidad.

Respecto a la capacidad portante por carga vertical, se considera que este no es un parámetro relevante teniendo en cuenta la poca altura de los muros de la zona, las cuales son soportadas en todos los casos con suficiente amplitud por el suelo portante aún para suelos de baja calidad.

b) Estabilidad Interna:
Este factor considera la calidad estructural del muro; para su valoración se determinaron valores medios de resistencia a la tensión, a la compresión y al cortante que conforma el muro.

Los análisis contemplaron la evaluación de estabilidad interna del muro en una sección de control definida a la altura del punto inferior del escalón, en donde se desarrollan aproximadamente los fuerzas máximas de cortante y momento en el muro. Para valorar su capacidad estructural se determinó el factor de seguridad contra fuerzas de corte y momentos flectores definido también como la relación entre fuerzas resistentes y actuantes.
Los resultados de estabilidad de muros se presentan en la siguiente Tabla 20:

Tabla 20. Parámetros adoptados de resistencia de materiales para las diferentes alternativas de muro de retención

CLASIFICACION DEL SISTEMA DE RETENCION	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (kg/cm²)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (kg/cm²)	RESISTENCIA AL CORTANTE (kg/cm²)
C1	13	0	COULOMB
C2	140	24	6.3
C3	168	25	
C4	Se analiza como un problema de estabilidad de taludes		

c) Resultados de los análisis:

Los resultados de los modelos de estabilidad externa e interna de muros de retención se han efectuado para cada zona geotécnica y se presentan en el Anexo. Allí se presentan los factores de seguridad obtenidos para muros de altura variable entre 0.5 y 4.0m; para fines de una interpretación de los mismos de una manera más sencilla, en el cuadro 7 se presentan los resultados de estabilidad en términos de la altura máxima posible para diferentes escenarios de sismo y saturación; dado que son muros de piedra y por endes autodrenantes, la condición de saturación no se considera representativa en la interpretación de los resultados.

Los resultados indican la siguiente Tabla 21:

Tabla 21. Resumen de los resultados de los análisis de estabilidad de muros de retención conteniendo rellenos no seleccionados en términos de altura libre máxima de falla.

CONDICION DE ESTABILIDAD	Escenario de falla	ALTURA DE FALLA PARA DIFERENTES TIPOS DE MURO		
		C1 Sacos de tierra	C2 Muros de Piedra pegada	C3 Muros de Piedra pegada - columnas
Estabilidad Externa volcamiento	Seco sin sismo	1.0 m	1.0 m	1.0 m
	Saturado sin sismo	<0,5 m	<0,5 m	<0,5 m
	seco con sismo	0,6 m	0,6 m	0,6 m
	Saturado con sismo	<0,5	<0,5	<0,5
Estabilidad Externa deslizamiento	Seco sin sismo	2,5 m	2,6 m	2,6 m
	Saturado sin sismo	0,9 m	1,0 m	1,0 m
	Seco con sismo	1,8 m	1,9 m	1,9 m
	Saturado con sismo	0,7 m	0,8 m	0,8 m
Estabilidad interna (Cortante y momento)	Seco sin sismo	0,7 m (cort)	>4,0 m (flex)	>4,0 m (flex)
	Saturado sin sismo	<0,5 (cort)	3,2 m (flex)	3,4 m (flex)
	Seco con sismo	<0,5 (cort)	3,9 m (flex)	4,0 m (flex)
	Saturado con sismo	<0,5 (cort)	3,0 m (flex)	3,3 m (flex)

Los análisis basados en los criterios de diseño de muros de semi-gravedad indican que estas estructuras no cumplen con los criterios básicos de diseño y tienen muy baja capacidad de contención; la condición crítica de diseño es gobernada por su estabilidad externa por volcamiento, en donde la altura máxima de muro estable es menor de 1 ,0 m; si se considera el criterio de deslizamiento la altura máxima de falla estos muros en condiciones estáticas es del orden de 2,6 m y en condiciones de sismo de 1,8 m; en cuanto a la estabilidad interna los muros de piedra permitirían cargas con alturas

máximas hasta de 4 m, antes de colapsar; esto quiere decir que estos muros fallas primero por giro o deslizamiento antes que por problemas de estabilidad interna. Caso contrario sucede con los muros de sacos de tierra.

5.4.3. Estabilidad de Taludes- Modelo de falla planar –con grieta de tensión:

Dadas las condiciones actuales se concluye que la estabilidad de estas plataformas depende en gran parte de la resistencia de los suelos que las conforman; para este fin se efectuaron otra serie de análisis considerando el problema como un caso de estabilidad de taludes, teniendo en cuenta el aporte de resistencia por cohesión del suelo.

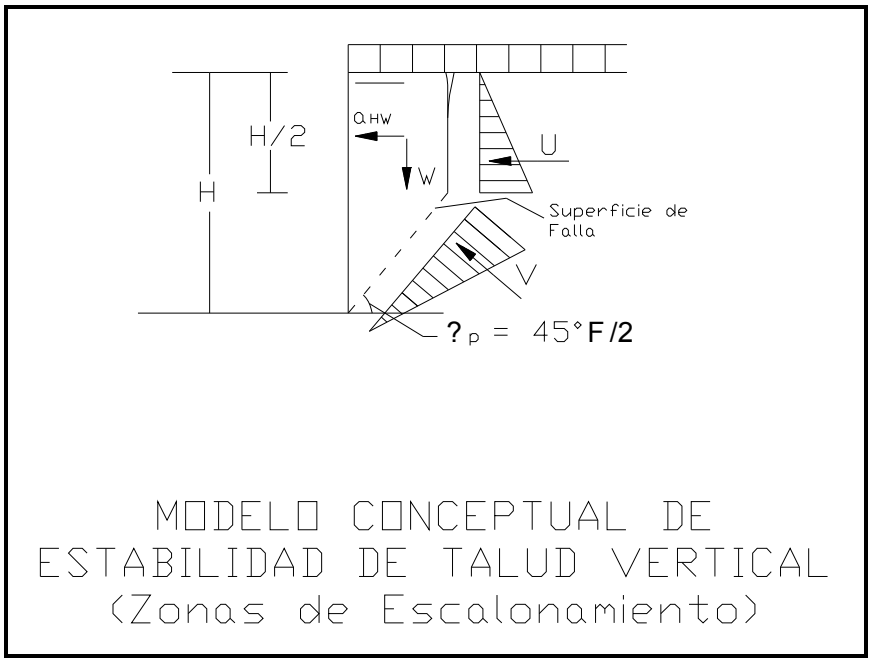


Figura 13. Modelo de estabilidad en taludes verticales escalonados

Teniendo en cuenta la diferente gama de materiales de rellenos y suelos naturales que se presentan en la zona se efectuaron los análisis de un caso de falla en cuña activa contemplando una grieta de tensión en la parte alta con una altura correspondiente a la mitad de la altura del escalon; se efectuaron los análisis para alturas variables entre 0 ,5 y 4 m, encontrando los siguientes resultados Tabla 22:

Tabla 22 Resumen de los resultados de los análisis de estabilidad de muros de retención conteniendo rellenos no seleccionados en terminos de altura libre máxima de falla

Escenario de Falla	Alturas máximas de falla			
	Zonas 2B y 2C		Zona 3	
	Relleno no seleccionado	Roca meteorizada	Limo arenoso	Deposito aluvio-coluvial
Seco sin sismo	>4.0 m	>4.0 m	3.0 m	>4.0 m
Saturado sin sismo	2.0 m	>4.0 m	0 m	>4.0 m
seco con sismo	4.0 m	>4.0 m	2.0 m	>4.0 m
Saturado con sismo	1.8 m	>4.0 m	0 m	>4.0 m
Probabilidad de falla	de 0 a 1,5 m – 0% de 1,5 a 2,0 m – 14% >2,0 m - 50%	0% para todos los casos	Del 51 al 100%	0% para todos los casos
Amenaza geotécnica	de 0 a 1,5 m - baja de 1,5 a 2,0 m - media >2,0 m - alta	Baja para todos los casos	Alta para todos los casos	Baja para todos los casos

Para el caso de las zonas 2B y 2C, las plataformas cimentadas sobre rellenos seleccionados con alturas hasta de 1,5 m, presentan amenaza geotécnica baja por deslizamiento; rellenos de mas de 2 m de altura son altamente vulnerables a la falla por efectos de sismo o saturación.

Para el caso de la zona 3 conformadas por taludes de corte en coluvión, se concluye que la capa superficial de limo arenoso es altamente inestable y riesgosa, pero la parte baja de aluvio- coluvión con clastos es muy estable y presenta amenaza baja al deslizamiento.

Al combinar los dos criterios se hace el siguiente planteamiento de escenarios de amenaza geotécnica en función del espesor de suelo débil bien sea limo arenoso o relleno así:

Tabla 23. Escenarios de amenaza geotécnica de acuerdo a los distintos tipos de estructuras de contención.

Tipo de estructura	Amenaza Baja	Amenaza alta
Sin Contención	0 a 1.0 m	>1.0 m
Sacos de tierra	0 a 1.0 m	>1.0 m
Muros de piedra pegada	0 a 2.0 m	>2.0 m
Muros de piedra y columnas	0 a 2.0 m	>2.0 m

En la zona 3 se consideran admisibles taludes de corte hasta de 4 m en depósitos aluvio-coluviales competentes, siempre que se cuenta con una estructura de protección que controle la degradación del suelo.

8.3. Mapa de amenaza por deslizamientos

Teniendo en cuanta el factor de seguridad mínimo en cada una de las zonas, se realizó el mapa de amenaza por deslizamientos, categorizando la amenaza de acuerdo con los criterios presentados en la Tabla 24. Se realizó el plano de amenaza por fenómenos de remoción en masa, presentado en el **Plano GE135-PL-12A**.

Tabla 24. Categorización de la amenaza en la zona de estudio

Categoría de amenaza	Factor de seguridad
Alta	FS menor o igual a 1,2
Media	FS entre 1,2 y 1,9
Baja	FS mayor o igual a 1,9

Adicionalmente, se categorizó la amenaza puntual en cada uno de los predios existentes, dependiendo de la altura de corte o relleno existente, de acuerdo con los criterios presentados en la Tabla 25, resultados que fueron plasmados en el **Plano GE135-PL-12B**.

Tabla 25. Categorización de la amenaza puntual en la zona de estudio

Categoría de amenaza	Relación con la altura crítica (Hc)
Alta	Altura de corte o relleno mayor o igual a 0,8 Hc
Media	Altura de corte o relleno menor a 0,8 Hc y mayor a 0,6 Hc
Baja	Altura de corte o relleno menor a 0,6 Hc

Con el cruce de los dos mapas, se obtuvo el mapa de amenaza general por fenómenos de remoción en masa, el cual se presenta en el **Plano GE135-PL-12C**.

9. VULNERABILIDAD Y RIESGO

9.1. Vulnerabilidad

Dado que el objeto del trabajo es el mejoramiento de las condiciones del hábitat del sector y que, por ende, el principal elemento a evaluar son las viviendas (las cuales implican indirectamente a las personas que las habitan), los análisis de vulnerabilidad se encaminaron a determinar los posibles daños en las edificaciones. Para tal efecto, la vulnerabilidad se basó en el cálculo del denominado Índice de Vulnerabilidad Física (IVF), utilizando para tal efecto la metodología propuesta por Leone[6] y modificada por Soler et al[7]. En resumen, el trabajo consistió en:

- Clasificar la tipología de vivienda a nivel lote, determinando el nivel de daño que presenta actualmente la vivienda. Esta información se obtuvo de las encuestas realizadas.
- Calcular los índices de vulnerabilidad física (IVF), dependiendo del tipo de movimiento, la intensidad de las solicitaciones y las características del elemento expuesto (viviendas).

9.1.1. Tipificación de las viviendas

En forma general, la vulnerabilidad es una función tanto de la intensidad del fenómeno como de la resistencia del elemento expuesto. La primera variable ya se tuvo en cuenta en la evaluación de la amenaza; para la segunda variable (resistencia del elemento expuesto), se obtendrá una tipificación de las viviendas teniendo en cuenta los siguientes criterios de resistencia de la estructura (ver Tabla 28).

Tabla 26. Criterios de resistencia de las estructuras según el tipo de solicitación[8]

Tipo de solicitación	Modos de daño	Criterio de resistencia de la estructura
Desplazamientos laterales	Transporte. Deformación. Asentamientos. Ruptura.	Profundidad de la cimentación. Arriostramiento de la estructura.
Empujes laterales	Deformación. Ruptura.	Altura de la estructura. Profundidad de la cimentación. Refuerzo.
Impactos	Deformación. Ruptura.	Refuerzo.

[6] Leone, F. (1999) Concept de vulnerabilite appliquea L'evaluation des risques generes par les phenomenes de mouvements de terrein. Tesis de doctorado, Universidad de Grenoble.

[7] Soler, F., González, A. y Vesga, L. (1999). Metodología para el análisis de vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá, Colombia. XI CPMSIF. Fox de Iguazú, Brasil.

[8] Adaptado de Leone (1996)

Teniendo en cuenta los criterios expuestos anteriormente, se decidió adoptar para tipificar las viviendas el criterio de Leone, el cual se resume en la Tabla 27.

Tabla 27. Clasificación de la tipología de vivienda

TIPO EDIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN
B1	Tugurios (ranchos).
B2	Casas en mampostería o prefabricadas.
B3	Casas de hasta dos niveles de buena calidad de construcción (con estructura).
B4	Casas de más de dos niveles de buena calidad de construcción (con estructura).

Además, se identificaron los lotes donde no hay viviendas como LV ("lotes vacíos").

En el **Plano GE135-PL-13** se presenta la tipología de cada una de las viviendas encontradas en la zona de estudio, para la fecha de realización de las encuestas (enero de 2006).

9.1.2. Calificación de los daños

En la metodología propuesta por Leone, para calificar los daños producidos en las viviendas por fenómenos de remoción en masa se sigue al criterio del DRM (Délégation aux Risques Majeurs), el cual divide los daños en cinco (5) categorías, a saber:

Tabla 28. Clasificación de los daños según el DRM

Índice de daño	Tipo de daño	Porcentaje de daño
I	Daños ligeros no estructurales. Estabilidad no afectada.	0.0 – 0.1
II	Fisuración de paredes (muros). Reparaciones no urgentes.	0.2 – 0.3
III	Deformaciones importantes. Daños en elementos estructurales.	0.4 – 0.6
IV	Fracturación de la estructura. Evacuación inmediata.	0.7 – 0.8
V	Derrumbe parcial o total de la estructura.	0.9 – 1.0

El porcentaje de daño o índice de pérdidas (IP) lo define Leone, como:

$$IP = \frac{(Vi - Vf)}{Vi}$$

Donde,

Vi: Valor inicial del bien (antes del evento).
Vf: Valor final del bien (después del evento).

Para tener en cuenta el estado actual de las viviendas (de acuerdo con la calidad de la estructura), se determinó para cada una de las edificaciones del barrio el Índice de Daño Actual (IDA).

9.1.3. Solicitaciones

9.1.3.1. Tipos de movimientos y solicitaciones

El tipo de solicitaciones depende de la localización del elemento expuesto en referencia al sitio donde ocurre el fenómeno[9], tal como se presenta a continuación.

a) Deslizamientos

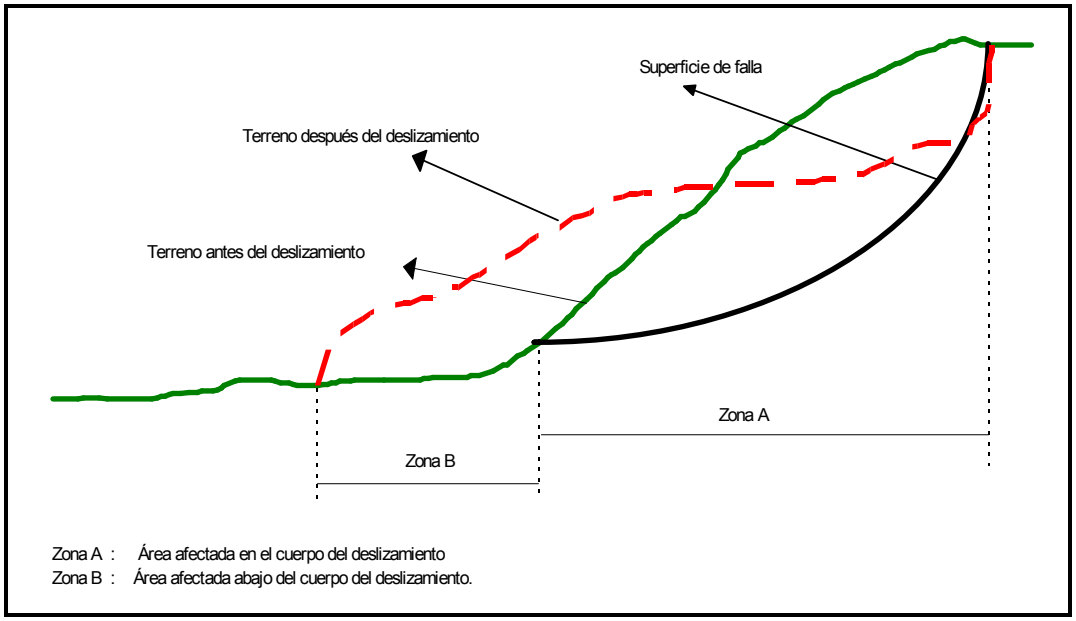


Figura 14. Esquema de deslizamiento

Como se puede observar en la Figura 14, se pueden distinguir dos zonas.

En la Zona A (en el cuerpo del deslizamiento) o Zona de Influencia Directa, los daños que van a sufrir las viviendas se pueden relacionar con los desplazamientos laterales (DL) que, a su vez, dependen de la velocidad del movimiento (entre más rápido, los daños pueden ser mayores). Para la caracterización de las velocidades de los

[9] Soler, F., González, A. y Vesga, L. (1999). ***Metodología para el análisis de vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá, Colombia.*** XI CPMSIF. Fox de Iguazú, Brasil.

movimientos se utilizó la escala propuesta por Cruden y Varnes[10], presentada en la Tabla 29.

Tabla 29. Rangos de velocidad utilizadas en el estudio

Descripción	Clase	Velocidad característica
Muy rápido	VM1	Mayor a 50 mm/s
Rápido	VM2	Entre 0,5 mm/s y 50 mm/s
Moderado	VM3	Entre 0,05 mm/s y 0,5 mm/s
Lento	VM4	Entre 0,005 mm/s y 0,05 mm/s
Muy lento	VM5	Menor a 0,005 mm/s

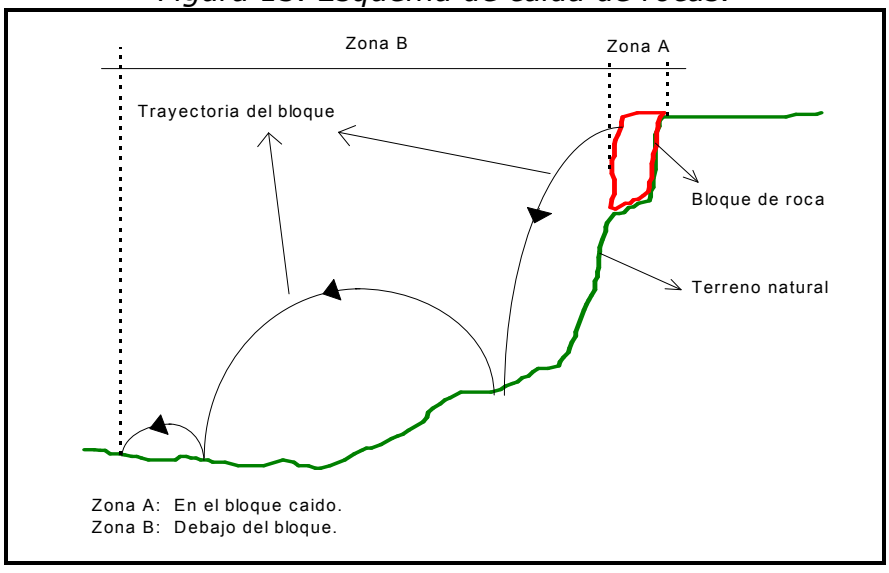
En la Zona B (abajo del cuerpo del deslizamiento) o Zona de Influencia Indirecta, los daños de las viviendas se pueden relacionar con los empujes laterales (EL) que, igualmente, se pueden asociar con la altura que alcanza la acumulación de material contra la vivienda, tal como se presenta en la Tabla 30.

Tabla 30. Categorías de presione laterales utilizadas en el estudio

Descripción	Clase	Característica
Presión lateral alta	PL1	Mayor a 2/3 de la altura de la vivienda.
Presión lateral media	PL2	Entre 1/3 y 2/3 de la altura de la vivienda.
Presión lateral baja	PL3	Menor a 1/3 de la altura de la vivienda.

b) Caída de rocas

Figura 15. Esquema de caída de rocas.



[10] Cruden , D. y Varnes D.(1991). ***Landslides types and processes.*** Universidad de Alberta.

De igual forma que en el caso anterior, se distinguen dos (2) zonas con diferentes tipos de solicitaciones (ver Figura 15). En la Zona A (dentro del bloque caído) o Zona de Influencia Directa, las viviendas sufrirán daños asociados con desplazamientos horizontales instantáneos. En la Zona B (debajo del bloque) o Zona de Influencia Indirecta, los daños en las viviendas se pueden asociar al impacto producido por el bloque, que se puede calificar por medio de la energía cinética del bloque.

Las solicitaciones en la Zona B se le asocian las siguientes categorías de solicitación, dependiendo de la energía cinética del bloque:

Tabla 31. Solicitaciones características de la zona de influencia indirecta por caída de rocas [11].

Categoría	Solicitación	Rangos de la energía cinética (Ec)
Muy baja	EC5	Ec < 1 Kj
Baja	EC4	1 kJ < Ec < 10 Kj
Media	EC3	10 kJ < Ec < 100 Kj
Alta	EC2	100 kJ < Ec < 1000 Kj
Muy Alta	EC1	Ec > 1000 Kj

9.1.3.2. Matriz de daño

Se asocian los Índices de Daños Potenciales (IDP) ocasionados por un evento dado, de acuerdo tanto al tipo de solicitud (magnitud del evento) como a la tipología de la vivienda (resistencia del elemento expuesto). A continuación se presenta la matriz de daño utilizada.

Tabla 32. Matriz de daño utilizada en el estudio [12].

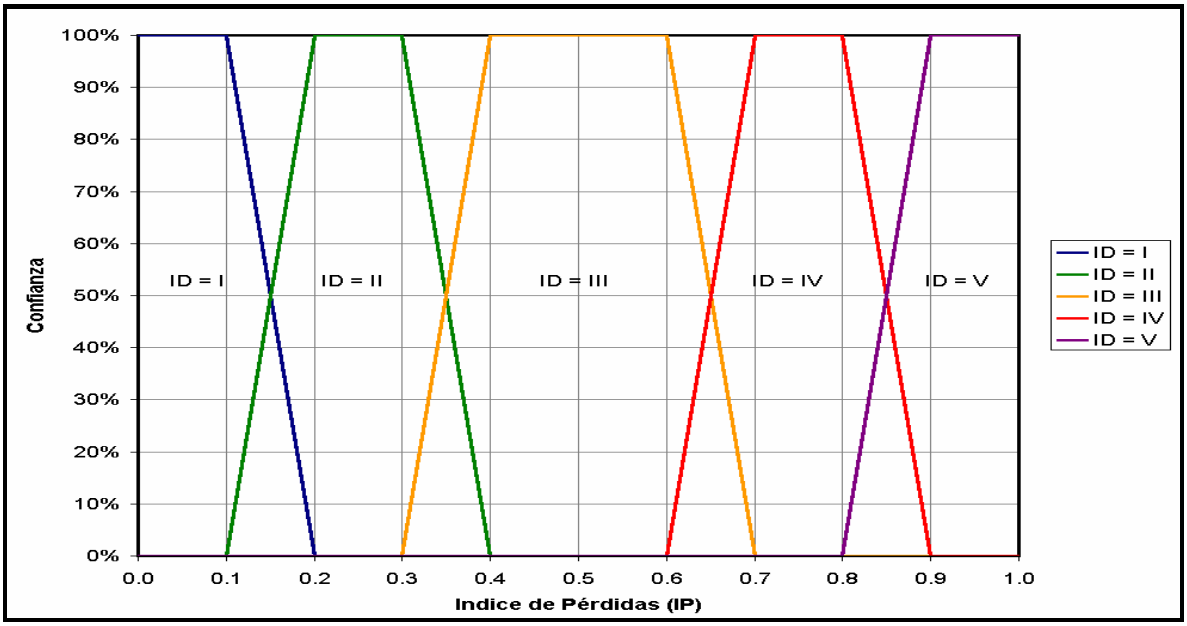
TIPO DE SOLICITACIÓN	CLASE DE SOLICITACIÓN	TIPOLOGÍA DE VIVIENDA			
		B1	B2	B3	B4
IMPACTOS	EC1	V	V	V	IV
	EC2	V	V	IV	III
	EC3	V	IV	III	II
	EC4	IV	III	II	I
	EC5	III	II	II	I
DESPLAZAMIENTOS LATERALES	VM1	V	V	V	IV
	VM2	V	V	IV	IV
	VM3	V	IV	III	III
	VM4	IV	III	III	II
	VM5	III	II	I	I
EMPUJES LATERALES	PL1	V	IV	III	III
	PL2	V	IV	III	II
	PL3	IV	III	II	I

[11] Adaptada de Leone (1996).

[12] Ver Tablas 4.3. para el tipo de daño y Tablas 3.2, 3.3 y 3.4 para el tipo de solicitación.

9.1.4. Índice de vulnerabilidad física (IVF)

Para la cuantificación de los dos índices de daño determinados anteriormente (IDA y IDP) se utilizó la teoría de los conjuntos difusos (ver Gráfica 3), adoptando la metodología utilizada para la evaluación de daños durante sismos[13]; de esta forma se determina el porcentaje de daño o índice de pérdidas (IPA, asociado al IDA; y el IPP, asociado al IDP.



Gráfica 3. Valoración del ID utilizando conjuntos difusos

En teoría, la evaluación de la vulnerabilidad debería estar dada como la probabilidad de los daños debido al fenómeno dado una condición o predisposición del elemento expuesto. Si se está evaluando la vulnerabilidad física, determinada como un Índice de Vulnerabilidad Física (IVF), teniendo en cuenta los dos índices de pérdidas definidos anteriormente (IPA e IPP), se debe evaluar el índice de pérdidas; lo expuesto se puede expresar probabilísticamente como:

$$IVF = P(IPp / IPa)$$

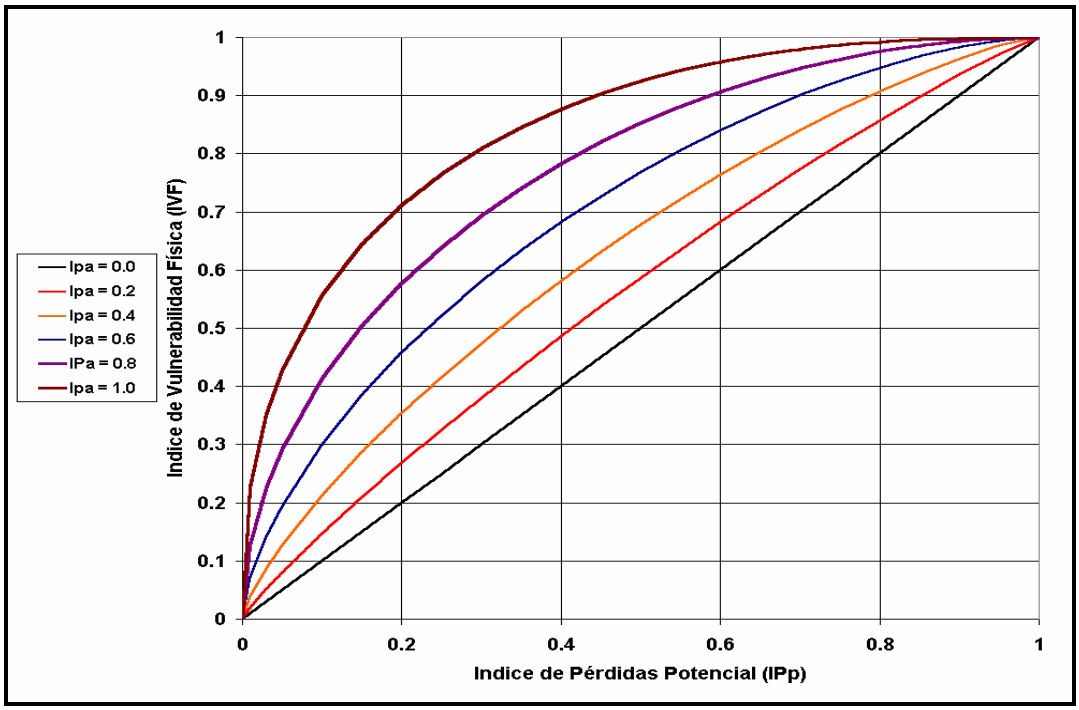
Esta expresión es muy difícil de evaluar ya que las variables involucradas (IPP e IPA) son dependientes; es por ello que, para la valoración de la vulnerabilidad física ante fenómenos de remoción en masa (IVF) se utilizó la expresión empírica propuesta por Soler et al[14] para involucrar otras variables diferentes al tipo de solicitación y la tipología de vivienda. De esta forma:

[13] Sánchez-Silva, M. Taylor, C.A. & Blockley, D.I. *HAZARD MANAGEMENT OF PROJECTS IN A EARTHQUAKE.* In: Applications of Statistics an Probability. Lemaire, Favre & Marbarki (eds). Balkema, Rotterdam. 1995.

[14] Soler, F., González, A. y Vesga, L. (1999). Metodología para el análisis de vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá, Colombia. XI CPMSIF. Fox de Iguazú, Brasil.

$$IVF = \left[1-(1-IPp)^{\frac{1}{(1-\alpha\, IPa)}} \right]^{(1-\alpha\, IPa)}$$

Donde α es la dependencia o importancia del IPa en la valoración del IVF (0 cuando es mínima y 1 cuando es máxima). Como ejemplo, a continuación se presenta la gráfica (Gráfica 4) que relaciona el IPp y el IPa con el IVF para un α=0,6.



Gráfica 4. Gráfica para determinar IVF con un α=0,6

Para la selección del valor de α se utilizaron los siguientes criterios, dependiendo del grado de amenaza por fenómenos de remoción en masa a que esté sometida la estructura.

Tabla 33. Selección del valor de α

Grado de amenaza	Valor de α
Baja	0.2
Media	0.4
Alta	0.6

Es de notar que, por cada uno de los lotes existen dos IVF (máximo y mínimo) que determinan la incertidumbre del modelo.

9.1.5. Resultados obtenidos

Con base en los resultados de los análisis de vulnerabilidad presentados en el **Anexo XII**, se procedió a categorizar el valor del IVF de acuerdo con criterios establecidos en estudios previos realizados en Bogotá por F. Soler, A. J. González y otros, los cuales se presentan en la Tabla 34. Los resultados se plasman en el **Plano GE135-PL-14**.

Tabla 34. Criterios de categorización de la vulnerabilidad ante deslizamientos

Vulnerabilidad ante deslizamientos	Criterio	Descripción
ALTA	IVF promedio ≥ 0.65	La probabilidad de pérdidas materiales es mayor al 65% en caso de ocurrencia de un deslizamiento.
MEDIA	0.35 ≤ IVF promedio < 0.65	La probabilidad de pérdidas materiales está entre el 35% y el 65% en caso de ocurrencia de un deslizamiento.
BAJA	IVF promedio < 0.35	La probabilidad de pérdidas materiales es menor al 35% en caso de ocurrencia de un deslizamiento.

9.2. Riesgo

9.2.1. Método de análisis

El denominado riesgo (económico, social o ambiental, según sea el sector que represente al usuario) se puede simular mediante el modelo dinámico del tipo integral (Rivera, 2001):

$$R_{E,S,A} = \int P(e)\ \mathrm{P}_{(E,S,A)}$$

en donde,

$R_{E,S,A}$ Es el riesgo ya sea económico (E), social (S) o ambiental (A).

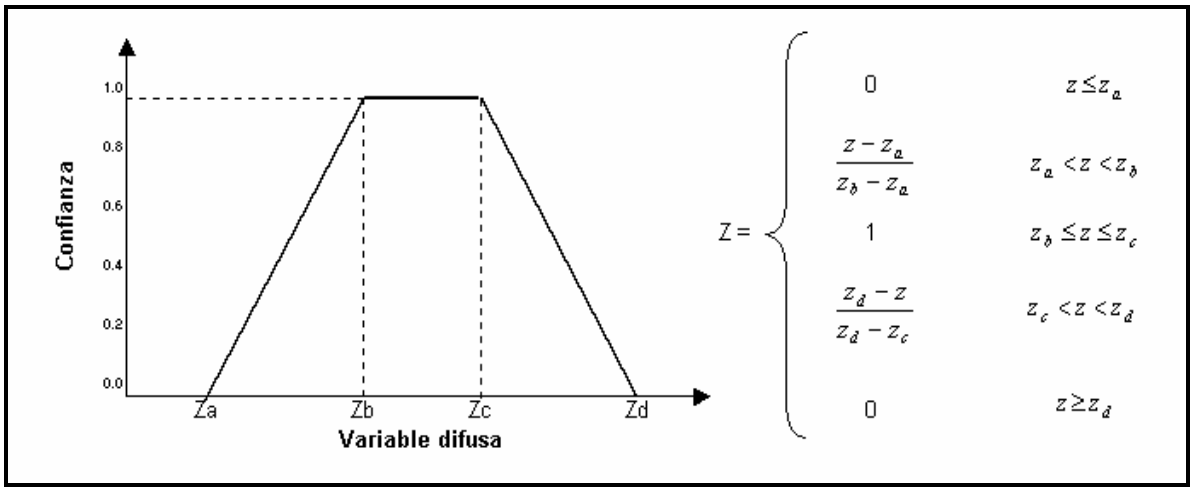
$P(e)$ Es la probabilidad cuantitativa del evento que se pronostica; denominado también amenaza (H).

$\mathrm{P}_{(E,S,A)}$ Es la pérdida en el sector ya sea económico (E), social (S) o ambiental (A) que se relaciona con el evento natural que se predice; también se suele denominar vulnerabilidad (V).

Para el caso en estudio, y una vez obtenida la amenaza y la vulnerabilidad, se puede estimar el riesgo físico individual de cada edificación definiendo el índice de riesgo (IR) como:

$$IR = P_f \cdot IVF$$

Teniendo en cuenta que la amenaza se definió como la probabilidad de ocurrencia del fenómeno y la vulnerabilidad como un índice de pérdidas, representado como un conjunto difuso, el índice de riesgo también es un conjunto difuso que, para el caso utilizado de conjuntos difusos trapezoidales, se puede representar por la función presentada en la Gráfica 5.



Gráfica 5. Conjuntos difusos trapezoidales

Una vez calculado el índice de riesgo representado como una variable difusa se puede calcular el riesgo como la probabilidad de excedencia de las pérdidas, habiendo dos posibilidades de calcularla:

9.2.1.1. Hipótesis 1

En este caso se pueden determinar la esperanza y la varianza del factor de seguridad como el primer momento y el radio de giro con respecto a la media de la función difusa, respectivamente. Es decir,

Media

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} z \cdot f(z)\, dz \,, \qquad \text{para la esperanza o media.}$$

Para el conjunto difuso trapezoidal se tiene que:

$$\mu = z_a + \frac{1}{A}\left[\frac{4\,A_1{}^2}{3} + A_2\left(\frac{A_2}{2} + 2\,A_1\right) + A_3\left(A_2 + 2\,A_1 + \frac{2\,A_3}{3}\right)\right]$$

Donde,

$$A_1 = \frac{z_b - z_a}{2}$$

$$A_2 = z_c - z_b$$

$$A_3 = \frac{z_d - z_c}{2}$$

$$A = A_1 + A_2 + A_3$$

Varianza

$$V(z) = \sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (z-\mu)^2 \cdot f(z)\,dz$$

Para el conjunto difuso trapezoidal

$$\sigma^2 = \frac{I_\mu}{A} = \frac{I_1 + I_2 + I_3}{A}$$

Donde,

$$I_1 = \frac{(z_b - z_a)^3}{36} + A_1\left[\mu - \left(\frac{2\,z_b + z_a}{3}\right)\right]^2$$

$$I_2 = \frac{(z_c - z_b)^3}{12} + A_2\left[\mu - \left(\frac{z_c + z_b}{2}\right)\right]^2$$

$$I_3 = \frac{(z_d - z_c)^3}{36} + A_3\left[\mu - \left(\frac{z_d + 2\,z_c}{3}\right)\right]^2$$

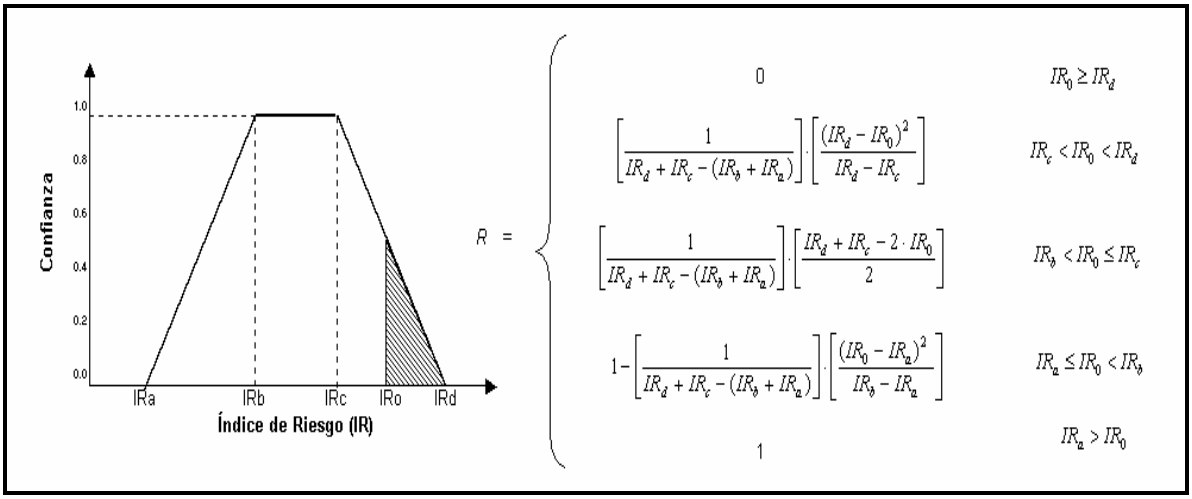
Con la esperanza (o media) y la desviación estándar del IR se puede calcular la probabilidad de excedencia de cierto valor de referencia (que son las pérdidas admisibles por el decidor, es decir un riesgo aceptado, y denominado en este estudio IRo), ajustándolo a una función de distribución de probabilidad (se debe a la de mejor ajuste, ya bien sea normal, log-normal, beta, etc.).

9.2.1.2. Hipótesis 2

Se calcula la probabilidad de excedencia de un valor dado como,

$$R = \frac{\int_{IR_0}^{\infty} Z\,dz}{\int_{-\infty}^{\infty} Z\,dz} \qquad Z \equiv IR$$

Para un conjunto difuso trapezoidal, la anterior ecuación da como resultado lo presentado en la Gráfica 6.



Gráfica 6. Cálculo del riesgo por conjuntos difusos trapezoidales

9.2.2. Criterios aplicados y resultados obtenidos

Para el caso de estudio se aplicó la Hipótesis 1, determinando los niveles de riesgo según la probabilidad de excedencia de las pérdidas probables admisibles (IRO), definidas en un 10%, de acuerdo con los criterios establecidos en la Tabla 35.

Tabla 35. Categorización del riesgo

Nivel de riesgo	Criterio
Bajo	La probabilidad de excedencia de las pérdidas máximas admisibles (definidas como 10%, valor de IRO) es menor al 2%.
Medio	La probabilidad de excedencia de las pérdidas máximas admisibles (definidas como 10%, valor de IRO) está entre el 10% y el 2%
Alto	La probabilidad de excedencia de las pérdidas máximas admisibles (definidas como 10%, valor de IRO) es mayor al 10%.

Los cálculos para el cálculo del riesgo en cada una de las edificaciones del barrio Bella Flor, se presentan en el **Anexo XII**. En el **Plano GE135-PL-15** se presenta la categorización del riesgo para cada uno de las edificaciones existentes en el área de estudio.

10.MEDIDAS DE MITIGACIÓN DEL RIESGO

10.1. Método de análisis

La metodología utilizada para el análisis de costo/beneficio es la de Costo por Vida Salvada (CVS)[15], el cual consiste en relacionar la diferencia de pérdidas esperadas entre una situación con obras y la situación actual, con la diferencia en personas perjudicadas entre la condición actual y la situación con obras, es decir:

$$CVSi = \frac{E(Ai) - E(Ao)}{E(Po) - E(Pi)}$$

Donde,

CVSi : Costo por vida salvada de la alternativa i.
E(Ai) : Costo esperado de las pérdidas para la alternativa i.
E(Ao) : Costo esperado de las pérdidas para la situación actual.
E(Pi) : Costo esperado de las personas afectadas para la alternativa i.
E(Po) : Costo esperado de las personas afectadas para la situación actual.

De otra parte:

$$E(Ai) = Coi + E(Ci) = Coi + IRi * PVa$$

Donde,

Coi : Costo de la obra.
IRi : Índice de riesgo promedio de las viviendas afectadas [16].
Pva : Valor de las viviendas afectadas.

Para el cálculo del índice de riesgo de la alternativa (IRi) se analizaron las probabilidades de falla de los taludes con cada una de las obras planteadas en cada una de las alternativas, teniendo en cuenta la probabilidad de falla de la obra y realizando el cálculo de la probabilidad total.

Es de anotar que, todas las alternativas se están comparando con la situación actual, en donde las pérdidas esperadas están dadas por:

$$E(Ao) = IRo * PVa$$

[15] Carvalho, C. GERENCIAMIENTO DE RISCOS GEOTÉCNICOS EM ENCOSTAS URBANAS: UMA PROPOSTA BASEADA NA ANALISE DE DECISAO. Tesis de Doctorado. Universidad de Sao Paulo. 1996

[16] Para el caso de reubicación se tomó un índice del 20%.

Donde,

IRo : Índice de riesgo promedio actual.

Para el número esperados de personas afectadas, se toma el número de personas y se multiplica por el respectivo índice de riesgo promedio.

El criterio de selección es el de menor costo por vida salvada.

10.2. Análisis de alternativas

Para la mitigación de los diferentes eventos geotécnicos que pueden afectar la estabilidad de las casas del Barrio Bella Flor, se plantearon obras geotécnicas clasificadas en tres (3) grandes grupos así:

- Obras para controlar movimientos en masa superficiales.
- Obras para controlar movimientos en masa profundos.
- Obras de retención de detritos y bloques.

10.2.1. Obras para controlar movimientos en masa superficiales

Para el control de movimientos en masa superficiales se plantean las siguientes soluciones, en función del grado de complejidad del problema:

10.2.1.1. Conformación de obras de drenaje superficial (solución básica)

Dado que la fuente principal de los problemas de estabilidad potenciales y activos se debe a un manejo inadecuado de las aguas superficiales, se plantea como solución básica de mitigación obras de drenaje superficial para el manejo de las aguas de escorrentía y de aguas residuales vertidas desde las casas.

A lo largo del borde sur-oriental de la zona ZG-1A, se contempla la construcción de una cuneta de concreto acompañado de un dique perimetral, que tiene como función interceptar el agua que proviene de la parte alta de la ladera y el agua residual proveniente de las casas y evitar que estas alcancen la zona ZG-2A de alta pendiente la cual es altamente susceptible a movimientos en masa. Esta obra entrega a un descole de concreto que se prolonga por la zona de alta pendiente (lado norte de la zona ZG-2A) y entrega a un pozo de aguas lluvias localizado sobre la vía.

A lo largo de la vía de acceso al barrio, se contempla la construcción de un subdren, con geodrén planar y gravilla, del orden de 2 m de profundidad, proyectado por el borde interno de la banca, y cunetas de concreto tanto en el borde interno como en el borde externo; estructuras de drenaje entregan sus aguas a la quebrada Límas mediante estructuras de descole.

10.2.1.2. Conformación de zonas peatonales (solución complementaria)

En las zonas peatonales se tiene proyectado conformar escaleras en concreto, con el fin de prevenir la infiltración de aguas superficiales a las zonas de relleno y depósito y de esta forma prevenir la ocurrencia de fallas superficiales de suelo; por la estructura se colocaría un subdrén y por los bordes zanjas de drenaje.

10.2.2. Obras para el control de movimientos en masa profundos

Para el control de movimientos de masa profundos en la zona de canteras, debido a la posibilidad de ocurrencia de una falla traslacional de gran dimensión se proponen las siguientes obras de mitigación:

10.2.2.1. Alternativa 1: Relleno de confinamiento y anclajes

Consiste en la construcción de obras de confinamiento en la base del talud, con el fin de mitigar la amenaza por deslizamiento por el deterioro progresivo del talud, debido a la pérdida de resistencia de la roca, a lo largo de la superficie de arcillolitas laminares que son la fuente del problema; se hace la aclaración que con esta obra no se mejoran las condiciones de estabilidad por sismo ya que en estas condiciones se requerirían obras de estabilización de gran magnitud que se salen de un contexto normal de inversión.

1) Retiro de bloques sueltos

Por cuestiones de seguridad antes de acometer las obras de estabilización se recomienda efectuar el retiro de bloques sueltos de la superficie, mediante el uso de herramientas manuales de tal manera que se reduzca la posibilidad de desprendimientos de bloques aislados durante la construcción de las obras de estabilización.

2) Conformación de una gran berma de confinamiento de 30 m de altura

Con el fin de confinar lateralmente el talud, se propone la construcción de un relleno de gran dimensión, del orden de 34.000 m^3, dispuesto en la parte baja del talud; este relleno tendría unos 30 m de altura y unos 50 m de ancho, el cual se conformaría mediante la colocación de materiales estériles del mismo sitio de cantera y materiales de préstamo de otras zonas, de tal manera que se logre rellenar por lo menos unos 30 m por encima del nivel del patio actual, es decir entre 15 y 20 m por encima de los niveles débiles de arcillolitas laminares. Por medio de esta berma se pretende logra una reacción lateral del orden de 100 ton/ml, en la zona norte de cantera (sección 6-6) y del orden de 200 (ton/ml), en la zona sur (sección 7-7). Con este confinamiento

se pretende controlar las deformaciones laterales del macizo y evitar que se presente una pérdida gradual de resistencia por deformación.

3) Instalación de anclajes activos:

Como complemento se plantea la construcción de dos filas anclajes activos de 100 toneladas de capacidad (sección 6-6 – zona norte) y cinco filas de anclajes de 100 toneladas (sección 7-7), en la parte media-baja del talud, en una longitud aproximada de 70 m.

Los anclajes se pueden construir por el sistema IRP o similares que garanticen la carga de trabajo, sin que se presente relajación de carga en el anclaje después de instalado.

La longitud libre varía en función de la posición de la superficie crítica de falla entre 15 y 20 m de longitud, y la longitud de bulbo se recomienda de 6 m; para lograr la carga de trabajo se sugiere aplicar presiones de inyección de lechada de agua cemento, en varias etapas, hasta que se logren presiones no menores a 15 kg/cm²; el contratista debe estudiar el procedimiento de instalación que garantice las cargas de trabajo y debe revisar la efectividad de los mismos mediante pruebas de tensionamiento después de construido el anclaje; en caso de encontrar la relajación del anclaje en un 5% en un periodo de 15 días, el anclaje se debe reinyectar y revisar posteriormente, o reemplazarse por otro elemento.

Los anclajes deben quedar fijados a la superficie del talud mediante dados de concreto del orden de 1.0 m de lado.

Una vez construido el anclaje se debe reinyectar y efectuar los procedimientos necesarios para garantizar su durabilidad en el tiempo con las protecciones necesarias para prevenir fenómenos de corrosión en los torones, y en la cabeza del anclaje.

Con base en esta solución se logra mitigar la amenaza por deslizamiento de categoría alta a categoría baja, reduciendo la probabilidad de ocurrencia de fallas por sismo y previniendo que se genere el proceso progresivo de pérdida de resistencia por deformación, debido a los esfuerzos de confinamiento que se logran con los tensores.

Con las soluciones planteadas, se reduce la probabilidad de falla de media a baja en la sección 5-5 y de alta a baja en la sección 6-6, sin embargo existe la posibilidada de falla del talud ante la ocurrencia de un sismo fuerte.

10.2.2.2. Alternativa 2: Anclajes activos y obras de protección de taludes

Una segunda solución consiste solamente en la construcción de anclajes activos, lo cual implica además de los anclajes una protección adicional de la superficie de los taludes con barras de anclaje y malla, con el fin de controlar la degradación de los taludes.

Bajo estas condiciones se requieren cinco filas de anclajes para la sección 6-6 y siete filas de anclaje para la sección 7-7.

En la superficie de los taludes se requiere de la remoción de bloques sueltos, antes de instalar los anclajes.

10.2.2.3. Alternativa 3: Descarga del talud y anclajes activos:

Una tercera solución consiste en la explotación de la cantera y su retroceso en unos 40 m, abarcando la zona de mayor amenaza de la parte alta (zona 2A); al final de la explotación se deja un talud escalonado 1:1 con bermas intermedias de 5 m cada 10 m; esta solución requiere una protección adicional de la superficie de los taludes con barras de anclaje y malla, con el fin de controlar la degradación de los taludes.

Bajo estas condiciones se requiere una fila de anclajes para la sección 6-6 y siete filas de anclaje para la sección 7-7; sin embargo se recomienda la construcción de por lo menos de dos filas de ancjajes para garantizar un buen confinamiento del talud.

En la superficie de los taludes se requiere de la remoción de bloques sueltos, antes de instalar los anclajes.

En la parte inferior se conforma el patio de cantera con los esteriles que quedan después de la explotación. Finalmente se deben efectuar obras de recuperación de cobertura vegetal y drenajes superficiales. Para esta alternativa se requiere la colocación de cuatro filas de anclajes de 100 toneleadas, separadas horizontalmente cada 2m. Esta solución es atractiva ya que el costo de explotación cubre los costos de las obras de estabilización de taludes.

10.2.3. Obras para mitigar problemas de desprendimientos y flujos

Además del control del agua superficial, para controlar la posibilidad de desprendimientos de materiales sueltos en la zona ZG-2A se propone lo siguiente:

10.2.3.1. Alternativa 1: Construcción de trinchos y barreras vivas

Construcción de trinchos de madera del orden de 1,5 m de altura y embebidos por lo menos 1 m dentro del suelo, de tal menara que permita la retención de bloques y de fallas locales y prevenir que estas invadan la zona inferior de las casas de la zona geotécnica ZG-3.

Para garantizar un buen comportamiento de este sistema en el largo plazo se recomienda la siembra de especies arbustivas, en la zona posterior de los trinchos.

- La siembra de especies arbustivas conformando barreras vivas : consiste en la siembra localizada de plantas de 0.5 m de altura mínima, en filas en los bordes

superior e inferior de los escarpes o siguiendo las curvas de pendiente en las zonas de relieve ondulado. La finalidad de esta obra es retener y desviar bloques desprendidos de los taludes y disminuir la velocidad del agua de escorrentía. Las actividades de esta obra son:

- Ahoyado: Construir hoyos de 0.8 m de profundidad y 0.5 m de diámetro, distanciados 0.8 m. Se debe tener cuidado de picar el fondo del hoyo para mejorar drenaje.

- Abonado: Consiste en llenar el hoyo, al momento de la siembra, una cuarta parte con arcillolitas, dos cuartas partes con la mezcla de tierra abonada (sin semillas) y completar con arcillolita.

- Siembra: Colocar las plantas traídas de vivero dentro del hoyo, cuidando de sacar completamente la bolsa que las contiene. La distribución espacial es un árbol, dos arbustos, un árbol, de modo que los árboles queden a 2.4 m y los arbustos a 0.8 m entre plantas.
  Las especies recomendadas para esta obra se relacionan en la siguiente lista:

  Arbustivas:

  Dodonea viscosa (Hayuelo)
  Myrica pubescens (laurel)
  Myrica parvifolia (laurel)
  Cytisus monspessulanus (retamo liso)

  Arboreas:

  Myrciantes leucoxila (Arrayán)
  Xylosma spiculiferum (Corono)
  Schinus molle (falso pimiento)
  Oreopanax floribundum (mano de oso)

- Suministro de riego: Consiste en suministrar agua dos veces por semana en los primeros dos meses (establecimiento) y una vez a la semana en los últimos dos meses (mantenimiento) de duración de la obra de revegetalización

- Resiembras localizadas: Consiste en sembrar nuevamente, cambiando las plantas y renovando el abonado, se encuentren plantas muertas.

10.2.3.2. Alternativa 2: Barrera física – Estructura de gaviones

Consiste en la construcción de un muro de concreto del orden de 4 m de altura y del orden de 80 m de largo en la parte alta del talud de corte de la vía, con el fin de retener los flujos y desprendimientos que se generen en la parte alta.

Esta alternativa tiene la limitante de requerir mantenimiento periódico con el fin de garantizar que la zona posterior de la estructura se mantenga libre de sedimentos.

10.2.4. Obras de protección contra caída de bloques

Para el control de caída de bloques en la zona de cantera, se han planteado una posible alternativa de solución con malla de protección en la superficie del talud inferior.

Esta solución contempla la colocación de una malla tipo gavión en la superficie del talud unido al mismo mediante las obras de estabilización con pernos de anclaje de ¾" en acero de 60 ksi. Los pernos se deben construir mediante perforaciones de 2" de diámetro y 3 m de longitud, y la aplicación de lechada de agua-cemento a baja presión (proporción estimida 1:1 en peso), con el fin de fijar las barras al macizo rocoso.

La malla debe tener una abertura no mayor a 5 cm con el objeto de garantizar una retención adecuada de los bloques tipo que se encuentran en el talud. Para garantizar que la malla quede debidamente adosada al talud, se recomienda prolongar torones verticales cada 4 m cogidos con los anclajes pasivos y pernos de anclaje con cabezas en forma de anillo.

Por medio de esta solución, prácticamente desaparece el riesgo de caída de piedras que se aflojan del talud.

10.2.5. Obras de protección en sitios críticos

10.2.5.1. Sitio crítico SC-1 (Zona ZG-2A)

En este sitio se presentó un pequeño flujo de tierras, del cual quedó la cicatriz, en donde se presenta aguas residuales que provienen de las partes altas.

Para este sector se recomienda la limpieza de materiales sueltos y la construcción de trinchos de madera con la corrección de vertimientos de las mangueras de la zona.

10.2.5.2. Sitios críticos SC-2, SC-3 y SC-4

Se trata de zonas inestables de la zona geotécnica ZG-3, que comprometen una capa delgada de relleno y limo arenoso que se mueve lentamente. En estas zonas se recomiendan la construcción de muros de gaviones de 2 m de altura y la conformación de la superficie con taludes 1.5:1.0 V y bermas de 2 m.

11. CONCLUSIONES

La zona de estudio hace parte del barrio Bella Flor, de la localidad de Ciudad Bolívar. El área seleccionada es de forma irregular, de aproximadamente 3,8 Ha. Está limitada por el occidente por la carrera 26 F, por el norte por las calles 72F Sur, 72D Bis A Sur y 72 G Bis Sur, por el oriente por la quebrada Limas y por el sur por la calle 73 C Bis A Sur, por el talud de una cantera que limita morfológicamente el barrio y la calle 73 A Sur.

El barrio Bella Flor se desarrolló de forma irregular sobre terrenos dejados por la explotación de antiguas canteras. La parte baja del barrio, está en la llanura de inundación de la margen izquierda de la quebrada Limas y a partir de allí se accede a la parte alta del barrio mediante una carretera sin pavimentar, angosta y de alta pendiente.

En este sector de la ciudad, sobre la cuenca de la quebrada Limas, se exponen las rocas del Cretáceo Superior correspondiente a las Formaciones Arenisca Dura, Plaeners, Labor y Tierna, y la Formación Guaduas del Cretáceo Superior y Terciario Inferior. Estas unidades litológicas forman parte del flanco oriental de una estructura anticlinal cuyo eje se localiza sobre la quebrada Limas, y ha sido muy deformada por efectos tectónicos. Las unidades estratigráficas del grupo Guadalupe, se encuentran parcialmente cubiertas por depósitos de origen coluvial y fluvio-glaciar. En los valles de los principales ríos se exponen suelos de origen aluvial y rellenos antrópicos en los sectores intervenidos por el proceso urbanístico de la ciudad.

Estas unidades litológicas, en su mayor parte se encuentran altamente meteorizadas dando lugar a suelos residuales, en donde en ocasiones es imposible identificar la textura de la roca original pero el horizonte de roca meteorizada y fracturada se asocia directamente con la acción periglaciar; con la presencia de bloques superficiales aislados. En el límite sur de la cantera Borda, este horizonte exhibe un espesor de aproximadamente 8 m sobre una ladera estructural, donde se observa, en la base del horizonte de roca meteorizada, una superficie de movimiento, tipo creep, propio de ambientes periglaciares. Sobre el talud de la cantera se midieron espesores que varían entre los 10 y 12 m.

Con base en la morfología de la zona, su geología y condiciones geotécnicas se pudo diferenciar cuatro grandes zonas geotécnicas, así:

Zona Geotécnica ZG-1: Se localiza en el costado sur-oriental y abarca la parte alta del barrio en una zona de baja pendiente (mayor a 30 grados), en donde se encuentra una capa delgada de limo orgánico con gravas, seguido por rocas meteorizadas de la Formación Arenisca de Labor. En esta zona se encontraron problemas con el manejo de aguas residuales que saturan una parte del terreno e invaden zonas de alta pendiente. Por el costado sur-oriental se encuentra una cantera (zonas 1B y 1C), en

donde existe la probabilidad de una falla profunda controlada por una veta de arcillolitas que aflora en la parte baja del talud.

Zona geotécnica ZG-2: Corresponde a una zona de alta pendiente (mayor a 30 grados) localizada en la parte media del barrio, donde existe la posibilidad de desprendimientos superficiales y flujos de suelos, que pueden invadir la parte baja del barrio (zona 3); estos desprendimientos pueden ser detonados por aguas residuales y superficiales que se vierten desde la parte alta (interfase de la zona 1 y 2).

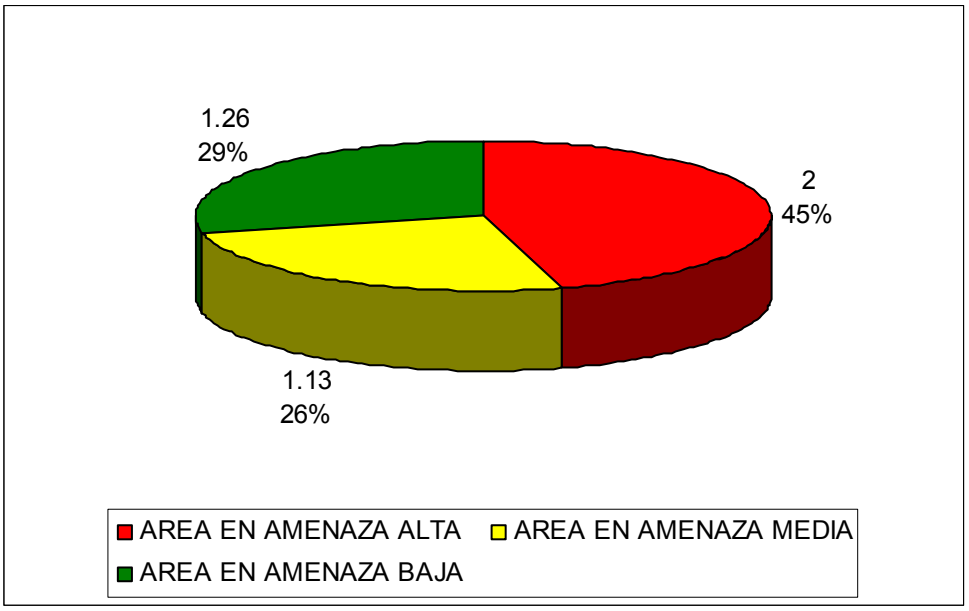
En las zonas ZG-2B y ZG-2C las casas se encuentran cimentadas en plataformas escalonadas conformadas por rellenos, las cuales son altamente susceptibles a la inestabilidad.

Zona geotécnica ZG-3: Corresponde a la parte baja del barrio en donde se encuentra un depósito aluvio-coluvial espeso, cubierto por una capa de limo arenoso suelto y rellenos; en esta zona existe una amenaza por falla locales de relleno y suelo, que han generado y pueden ocasionar daños locales sobre las viviendas.

Zona geotécnica ZG-4: Se trata de la parte baja adyacente a la quebrada Limas que corresponde a la ronda de inundación de este cauce natural; allí se encuentran dos casas que deben ser desalojadas y que estan en el proceso de reubicación según concepto técnico No 3746 de 2002 de DPAE.

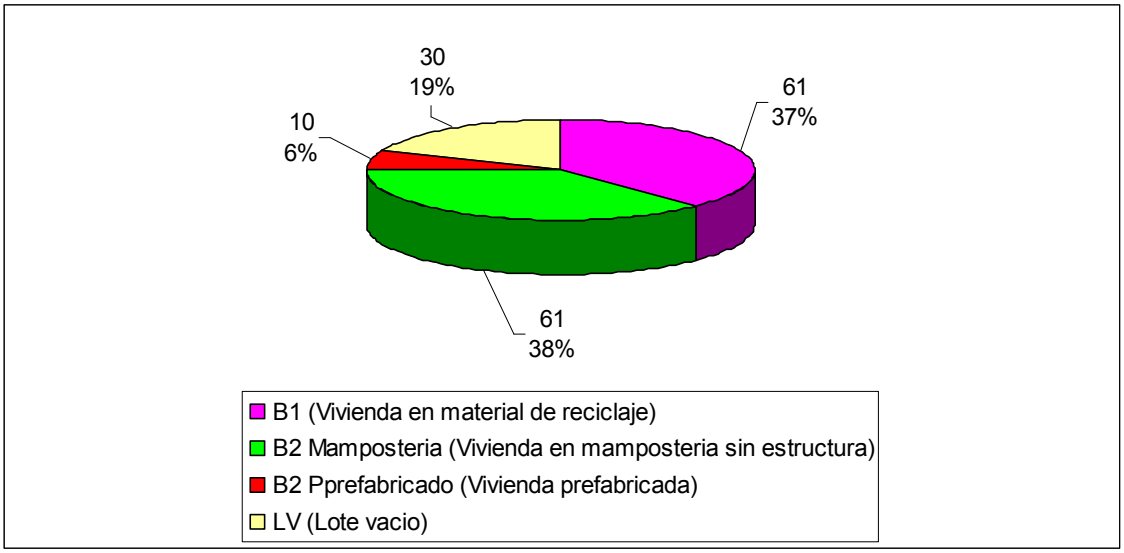
De acuerdo con los análisis de estabilidad del área en cada una de las secciones geotécnicas mencionadas anteriormente se estableció que la amenaza por fenómenos de remoción en masa en la zona está distribuida como se indica en la siguiente figura:

Figura 16. Porcentaje de amenaza en área sin obras (área total 4.39 Ha)



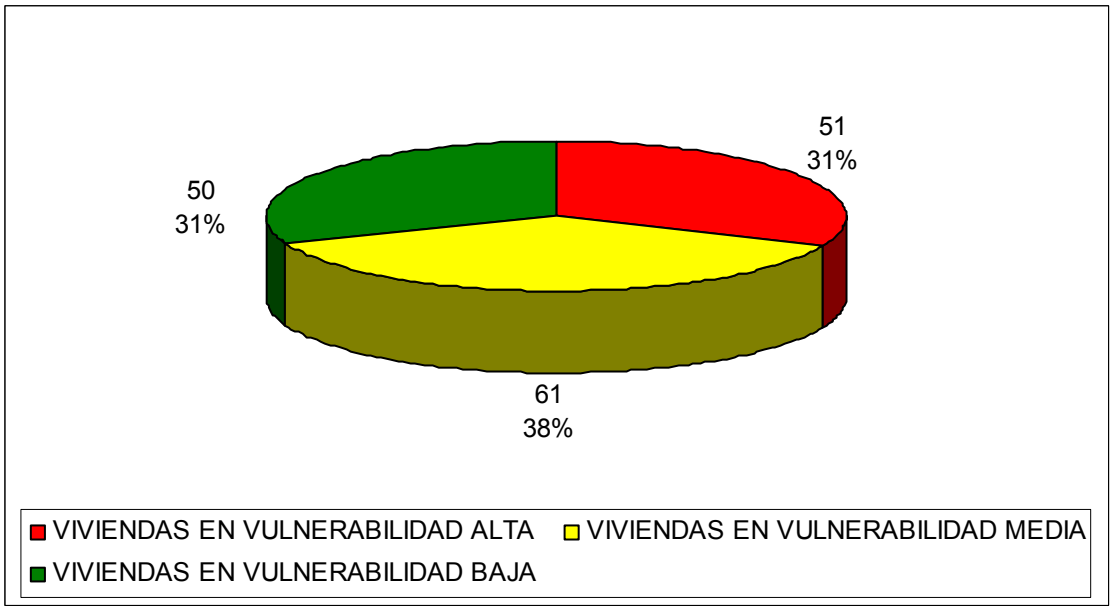
Las viviendas en el área de estudio están caracterizadas por deficiencias en los procesos constructivos (más del 70%) y solo el 6% de las edificaciones evidencian procesos constructivos y estructuras aceptables, tal y como se puede observar en la siguiente figura y lo cual significa que en el evento de un sismo moderado la mayoría de las viviendas presentarían cierto tipo de fisuramiento estructural e incluso colapso:

Figura 17. Tipología de viviendas en porcentaje (162 predios)



Luego de realizar los análisis de vulnerabilidad se pudo establecer que el 31% de las viviendas tienen una vulnerabilidad alta (51 viviendas), 50 viviendas se encuentra en vulnerabilidad media y el restante 38% se encuentran en baja vulnerabilidad como se indica en la siguiente figura:

Figura 18. Porcentajes de vulnerabilidad de las viviendas sin obras (162 predios)



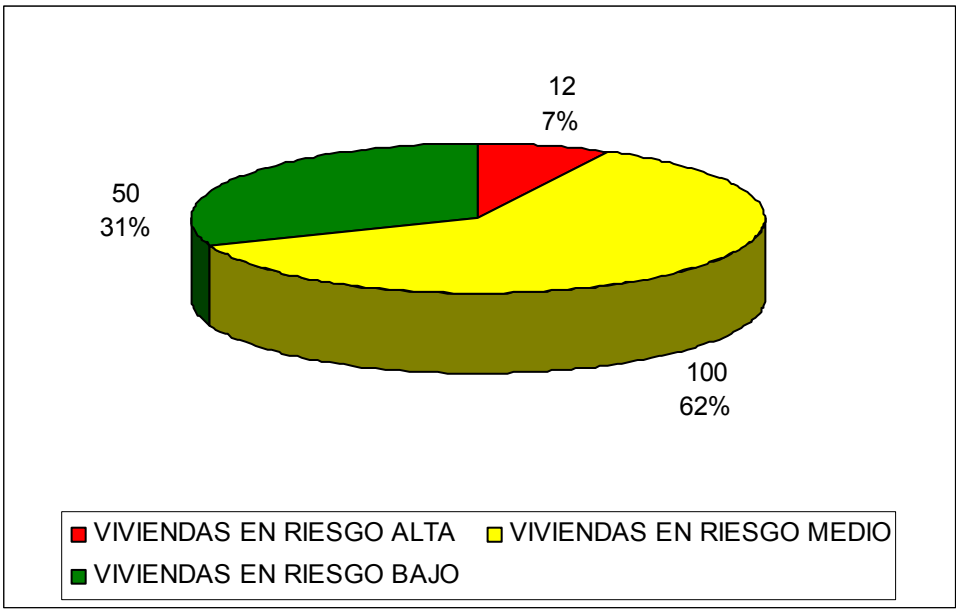
De acuerdo a la convolusión amenaza-vulnerabilidad, se pudo establecer que 51 predios se encuentran en alto riesgo y 50 predios en riesgo medio.

Para disminuir el riesgo por fenómenos en remoción en masa en la zona se plantearon obras geotécnicas clasificadas en tres (3) grupos, a saber:

- Obras para controlar movimientos en masa superficiales.
- Obras para controlar movimientos en masa profundos.
- Obras de retención de detritos y bloques.

Una vez implementadas las obras de mitigación, las cuales están ampliamente descritas en el numeral 10.2, el riesgo en la zona se distribuye tal como se presenta en la Figura 19. Las 12 viviendas en riego alto, ya están en proceso de reasentamiento, de acuerdo con el Concepto Técnico No 3746 de 2002 de DPAE.

Figura 19. Porcentajes de riesgo de las viviendas con obras (162 predios)



12. RECOMENDACIONES

Las obras recomendadas están encaminada a la reducción del riesgo en la zona en las cuatro (4) zonas determinadas. En cada uno de los sectores se establecieron unas obras de mitigación las cuales se describen brevemente a continuación:

Zona Geotécnica ZG-1: Se propone la construcción de una berma con un frente de excavación en un frente de 40 m y conformación de taludes estabilizados con anclajes; dos niveles de anclajes en la parte baja del talud de corte y conformar una berma de

en la parte inferior con los estériles dejados por la explotación; además obras de empradización y drenajes superficiales.

Zona geotécnica ZG-2: Corresponde la parte media del barrio, para su control se proponen obras de drenaje superficial en la parte alta (interfase de las zonas 1 y 2) y conformación en la superficie de trinchos de madera para control a corto plazo, con la siembra de barreras vivas para el control a largo plazo.

Zona geotécnica ZG-3: Corresponde a la parte baja del barrio, en esta zona se proponen obras locales de estabilidad con muros de gaviones y conformación de taludes. Se recomienda además la conformación de accesos peatonales mediante escaleras, las cuales tienen como función controlar la filtración de aguas superficiales y así prevenir el deterioro del suelo. Sobre las vías de acceso al barrio se tiene contemplado la construcción de filtros y cunetas para controlar el drenaje superficial y sub-superficial de la zona.

Zona geotécnica ZG-4: Se trata de la parte baja adyacente a la quebrada Limas que corresponde a la ronda de inundación de este cauce natural; allí se encuentran algunas casas que deben ser desalojadas.

Los costos de las obras recomendadas para la estabilización de los taludes se resumen el la siguiente tabla y a continuación se discrimina cada una de ellas:

Tabla 36. Costo global de las obras propuestas

ITEM	COSTO
Obras de estabilización de la cantera	**$ 2,040,580,310**
Obras parte alta del barrio (Zona 1 y 2)	**$ 180,316,862**
Obras de drenaje y estabilización del terreno (Zona Geotécnica 3)	**$ 157,133,617**
OBRAS COMPLEMENTARIAS	**$ 80,723,249**
Presupuesto para la construcción de la Escalera 1	**$ 9,306,668**
Presupuesto para la construcción de la Escalera 2	**$ 10,751,922**
Presupuesto para la construcción de la Escalera 3	**$ 12,472,466**
Presupuesto para la construcción de la Escalera 4	**$ 11,965,638**
Presupuesto para la construcción de la Escalera 5	**$ 9,851,068**
Presupuesto para la construcción de la Escalera 6	**$ 8,259,495**
Presupuesto para la construcción de la Escalera 7	**$ 7,136,047**
Presupuesto para la construcción de la Escalera 8	**$ 5,892,188**
Presupuesto para la construcción de la Escalera 9	**$ 5,087,757**
TOTAL	**$ 2,458,754,038**

Con las obras propuestas, las viviendas que se encontrarían en alto riesgo son 12 como se puede observar en la Tabla 36, las cuales el ya están dentro del programa de reubicación según concepto técnico No 3746 de 2002 de DPAE:

Tabla 37. Viviendas en alto riesgo luego de las obras de mitigación.

ID	PROPIETARIO	DIRECCION	PLANEACIÓN	
			LOTE	MANZANA
124	Sin Información	Cll 73A N° 26C-75 Sur	7	64
125	Sin Información	LOTE VACIO	6	64
136	Sin Información	LOTE VACIO	15	64
137	Sin Información	LOTE VACIO	9	66
138	Sin Información	LOTE VACIO	8	66
139	Maria Huertas	Cll 73 N° 26C-75 Sur	7	66
140	Cesar Clavijo	Cll 73 N° 26C-79 Sur	6	66
151	Justin Moreno	Cll 73 N° 26-88 Sur	11	66
152	Sin Información	LOTE VACIO	10	66
153	Sin Información	Cll 73C N° 26C-90 Sur		

13. BIBLIOGRAFIA

- Estudio para el Análisis y Caracterización de Tormentas en la Sabana de Bogotá. IRH INGENIERÍA y RECURSOS HÍDRICOS LTDA. – EMPRESA DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DE BOGOTÁ, Noviembre de 1995.
- Estudio de Microzonificación Sísmica de Santafé de Bogotá. INGEOMINAS, 1997.
- Estudio para la Zonificación de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa de las Localidades de Ciudad Bolívar, San Cristóbal, Rafael Uribe Uribe, Santafé, Chapinero, Usaquén y Suba. INGEOCIM LTDA. – UPES. Octubre de 1998.
- Unión Temporal IGR – GIA Consultores Ltda. ZONIFICACIÓN DE AMENAZAS POR REMOCIÓN EN MASA DE LOS BARRIOS CORDILLERA SUR, TIERRA LINDA Y LOS ALPES. Escala Variable.
- GUTIÉRREZ & COLEGIAL 1987. Trabajo de Grado Universidad Nacional de Colombia; INGEOMINAS (1997). Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá. Subproyecto No. 7. Estudios Geofísicos. Santa Fe de Bogotá D.C; INGEOCIM Ltda. – UPES – FOPAE (1998) – Escala 1:10.000
- INGEOMINAS 1997, Estudio Geológico para el estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá, Escala 1:50.000.
- Geología de la Plancha 246 de Fusagasuga. INGEOMINAS escala 1:100.000
- INGEOCIM LTDA. – UPES – FOPAE. 1998, Escala 1:10.000.
- HELMENS KARIN & VAN DER HAMMEN. Plioceno y Cuaternario del Altiplano de Bogotá y alrededores. En Análisis Geográficos No. 24. IGAC. Subdirección de Geografía.
- Estudio de Zonificación de Amenaza por Remoción en Masa para los Asentamientos Brisas del Volador Parte Alta y Tabor – Alta Loma, de la Localidad de Ciudad Bolívar, en la Ciudad de Bogotá. GEOCING (2002).

- Geología y Aspectos Geotécnicos de la parte central del sector denominado "Ciudad Bolívar" en el Distrito Especial de Bogotá, 1987. Gutiérrez G y Colegial, J.
- Zonificación por inestabilidad del terreno para diferentes localidades en la ciudad de Santafé de Bogotá, D.C, INGEOCIM LTDA-UPES-FOPAE, 1998.
- Zonificación de Amenaza por remoción en masa en los barrios Cordillera Sur, Tierra Linda y Los Alpes de la Localidad de Ciudad Bolívar, UT IGR – GIA, 2003.
- Zonificación por remoción en masa en los barrios Villas de Diamante de la Localidad de Ciudad Bolívar, 2003.
- Cardona-Arboleda, O, D, (1989). VULNERABILIDAD Y RIESGO POR DESASTRE – TÉRMINOS DE USO COMÚN EN MANEJO DE RIESGO. Primer taller de planificación en manejo de desastres. Oficina Nacional para la Atención de Desastres. Presidencia de la República de Colombia – Universidad Jorge Tadeo Lozano.
- Ministerio de Obras Públicas y Transporte – La Vialidad Ltda. (1988). Criterios y normas para el diseño geométrico de carreteras: El drenaje como factor determinante en obras viales. Reglamento técnico general de obras viales, Tomo III.
- Leone, F. (1999) Concept de vulnerabilite appliquea L'evaluation des risques generes par les phenomenes de mouvements de terrein. Tesis de doctorado, Universidad de Grenoble.
- Soler, F., González, A. y Vesga, L. (1999). Metodología para el análisis de vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá, Colombia. XI CPMSIF. Fox de Iguazú, Brasil.
- Adaptado de Leone (1996)
- Soler, F., González, A. y Vesga, L. (1999). Metodología para el análisis de vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá, Colombia. XI CPMSIF. Fox de Iguazú, Brasil.
- Cruden , D. y Varnes D.(1991). Landslides types and processes. Universidad de Alberta.
- Sánchez-Silva, M. Taylor, C.A. & Blockley, D.I. HAZARD MANAGEMENT OF PROJECTS IN A EARTHQUAKE. In: Applications of Statistics an Probability. Lemaire, Favre & Marbarki (eds). Balkema, Rotterdam. 1995.
- Soler, F., González, A. y Vesga, L. (1999). Metodología para el análisis de vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa en Santafé de Bogotá, Colombia. XI CPMSIF. Fox de Iguazú, Brasil.
- Carvalho, C. GERENCIAMIENTO DE RISCOS GEOTÉCNICOS EM ENCOSTAS URBANAS: UMA PROPOSTA BASEADA NA ANALISE DE DECISAO. Tesis de Doctorado. Universidad de Sao Paulo. 1996