FONDO DE PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIA DE BOGOTÁ FOPAE

ELABORACIÓN DE DISEÑOS DE OBRAS, PRESUPUESTOS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS EN SITIOS DE RIESGO INMINENTE POR REMOCIÓN EN MASA EN LAS LOCALIDADES DE CHAPINERO, SANTAFÉ, SAN CRISTÓBAL Y RAFAEL URIBE DE LA CIUDAD DE BOGOTÁ D.C.

Contrato de Consultoría No. 453 de 2005

CONSORCIO PI - LAMBDA
Informe Sitio No. 2
Barrio El Manantial
Trabajo No. 131-B

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

En cumplimiento del Contrato de Consultoría No. 453/05, suscrito entre el FONDO PARA LA PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIAS (FOPAE) y el CONSORCIO PI – LAMBDA (constituido por Geocing Limitada y el Ingeniero Miguel Ángel Raba M.), cuyo objeto es la "Elaboración de diseños de obras, presupuestos y especificaciones técnicas en sitios de riesgo inminente por remoción en masa en las localidades de Chapinero, Santa fe, San Cristóbal y Rafael Uribe de la Ciudad de Bogotá D.C.", se presenta este documento que contiene el Informe del Sitio No. 2, localizado en el barrio El Manantial de la localidad de San Cristóbal.

El objeto del estudio consiste en determinar las causas de los problemas de estabilidad de la zona y efectuar los respectivos diseños geotécnicos para las obras de mitigación. Para cumplir con este objeto, se realizó un reconocimiento del sitio por parte de los especialistas en Geología y Geotecnia, y se desarrolló un programa de exploración geotécnica del subsuelo con base en apiques, perforaciones, y ensayos de laboratorio.

Con base en los resultados de los trabajos de campo y laboratorio se efectuaron los análisis de ingeniería, tendientes a establecer las causas del problema y a efectuar el planteamiento de alternativas de solución.

1.2. Descripción del problema

El sitio de estudio se encuentra localizado en la Carrera 17D Este con calle 23 sur, barrio El Manantial de la localidad de San Cristóbal, en una zona de laderas de pendiente moderada a alta.

1.2.1. Diagnóstico de febrero de 2005

Con base en el Diagnóstico Técnico No. DI-2332 emitido por el DPAE, del 19 de febrero del año 2.005, emergencia No. 692, desde el día 14 de febrero, se venía presentando agrietamiento en la parte superior del talud, el cual generó la pérdida de la mitad de la calzada de la vía (diagonal 25 sur). En la parte baja del talud se presentó el aplastamiento de un cerramiento aledaño a una casa.

En este documento se menciona que el movimiento del terreno se produjo por la presencia de agua superficial y subsuperficial tanto en la parte alta como en la parte baja del talud. Como producto de la falla, se obstruyó el paso de los vehículos por la carrera 17D este, y fue necesario evacuar el predio que se encontraba en la parte baja del talud.

1.2.2. Situación actual

Con base en la visita de reconocimiento efectuado a finales del mes de octubre del año en curso, se encontró que la zona afectada está dentro de un deslizamiento complejo de gran magnitud que abarca un área de mas de 2.000 m^2, afectando las vías de acceso al barrio El Manantial y terrazas de casas antiguas demolidas, y evacuadas posiblemente por problemas anteriores de estabilidad en el sector (ver las Fotografías 1, 2 y 3).



Fotografía 1: Vista general de la zona inestable en el Barrio El Manantial; se presentó la reactivación de un pequeño deslizamiento en el flanco izquierdo de un coluvión antiguo, el cual afectó la banca de la diagonal 25 sur (lado derecho) y cizalló dos tuberías de aguas lluvias y aguas negras que se prolongaban a lo largo de esta vía. El deslizamiento se acerca a la Carrera 17D, que se encuentra al lado izquierdo de la foto.



Fotografías 2 y 3: Vista del deslizamiento en la parte alta, arriba de la diagonal 25 sur. Nótense las escalonamiento de viviendas antiguas que fueron abandonadas por los problemas de estabilidad del sector y cicatrices de falla que se confunden con las terrazas.

En la confluencia de la Carrera 17D con la Diagonal 25 Sur, se generó un deslizamiento complejo de poca profundidad con tendencia retrogresiva, que afecta una capa de relleno y depósito coluvial del orden de 3 m de espesor; por debajo de este material se encuentran arcillolitas y areniscas de la Formación Guaduas.

El deslizamiento afecta un tramo de vía del orden de 44 m de largo sobre la diagonal 25 sur, en la cual se concentra el agua proveniente de las partes altas, producto del desempate de mangueras de casas antiguas y de la afluencia de agua de dos tuberías rotas de 10 pulgadas de diámetro: una de aguas lluvias y otra de aguas negras, en gress; éstas dos tuberías fueron desempatadas y cizalladas por el deslizamiento acentuando la acumulación de agua y los problemas de estabilidad de la zona (ver las Fotografías 4 y 5).

La presencia de agua abundante en el sector reactivó el flanco izquierdo del deslizamiento antiguo, generando sobre éste un flujo viscoso de arcillas que afectó una vivienda en la parte baja, sobre la Carrera 17D, la cual fue evacuada en la anterior emergencia y posteriormente demolida; a la altura de la diagonal 25 sur, se generó un gran escarpe que comprometió el ancho total de la banca de la vía. El deslizamiento sigue progresando lentamente hacia arriba, generando nuevos escarpes que revelan una tendencia retrogresiva.

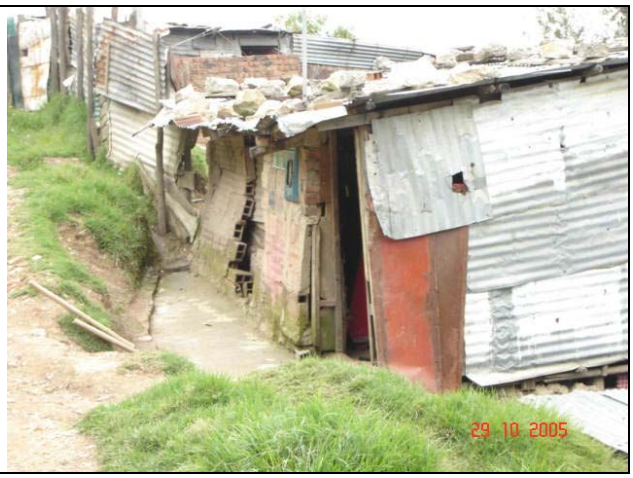




Fotografías 4 y 5: Vista del deslizamiento desde el lado sur. Nótese las dos tuberías de conducción de aguas negras (izquierda) y aguas lluvias (derecha) que fueron cizalladas por el deslizamiento; en ese momento el tubo de aguas negras estaba obstruido generando el embalsamiento de agua dentro de la red y filtraciones de agua en las casas de los alrededores (detrás del cerramiento verde). En la fotografía 3 panorámica de la parte media y baja del deslizamiento el cual afectó una casa (ya demolida) que se encontraba antes de la casa del ladrillo que está al lado derecho de la foto.

En la actualidad la tubería de aguas negras se encuentra obstruida por la generación de una segunda superficie de falla, la cual ha ocasionado el represamiento de agua dentro de la tubería y los pozos de inspección que están al lado izquierdo y por fuera de la zona inestable; esta situación esta generando la filtración de agua en el suelo circundante, ocasionando daños adicionales sobre las casas que se encuentran por el borde externo de la diagonal 25 sur (ver las Fotografías 6 y 7).





Fotografías 6 y 7 : Casas localizadas detrás del borde externo de la banca sobre la diagonal 25 sur, después del deslizamiento principal. La acumulación de agua en el suelo ha generado fallas superficiales sobre una capa delgada de coluvión, generando grietas en las casas del sector; dos de estas casas presentan daños severos.

1.3. Diagnóstico de amenaza y riesgo actual

1.3.1. Evaluación cualitativa de la amenaza

Para la evaluación cualitativa de la amenaza se utilizó la valoración de expertos, utilizando la escala de valores presentados en la Tabla 1.

Tabla 1. Categorización de la amenaza cualitativa

CATEGORÍA DE LA AMENAZA	NIVEL
Muy alta	Significativa posibilidad de ocurrencia. Sucede algunas veces (período de retorno de aproximadamente 5 años)
Alta	Limitada posibilidad de ocurrencia. Puede suceder en forma esporádica (período de retorno de unos 10 años)
Media	Baja posibilidad de ocurrencia. Sucede muy raramente (período de retorno del orden de 25 años)
Baja	Muy baja posibilidad de ocurrencia. Sucedería en forma excepcional (período de retorno de 100 años)
Muy baja	Muy difícil que ocurra (ocurre cada 1000 años)

Teniendo en cuenta la descripción del problema, de acuerdo con los diagnósticos técnicos del DPAE y la visita de reconocimiento, se estimó que la categoría de amenaza en el MUY ALTA, situación que se respalda por la ocurrencia del deslizamiento, que a afectado la vía de acceso, un tramo de alcantarillado y algunas viviendas, que han sido reubicadas por el DPAE.

1.3.2. Evaluación de la vulnerabilidad

La vulnerabilidad se valoró según la magnitud de las consecuencias, utilizando las siguientes variables lingüísticas:

- **Insignificante:** Pérdidas o daños despreciables.
- **Marginal:** Pérdidas o daños moderados.
- **Crítica:** Pérdidas o daños considerables.
- **Catastrófica:** Pérdidas o daños de gran magnitud.

En el caso del barrio El Manantial, los daños o pérdidas están representados en el taponamiento de la vía de acceso a la parte superior del barrio y la ruptura del alcantarillado, considerándose las posibles consecuencias como CRÍTICAS.

1.3.3. Determinación del riesgo

Teniendo en cuenta la categorización de amenaza y vulnerabilidad previamente descrita, se presenta en la Tabla 2 la matriz de aceptabilidad del riesgo.

Tabla 2. Matriz de aceptabilidad del riesgo

Amenaza relativa					
	Muy Alta	Tolerable	Inaceptable	Inaceptable	Inaceptable
	Alta	Tolerable	Tolerable	Inaceptable	Inaceptable
	Media	Aceptable	Tolerable	Tolerable	Inaceptable
	Baja	Aceptable	Aceptable	Tolerable	Tolerable
	Muy Baja	Aceptable	Aceptable	Aceptable	Tolerable
		Insignificante	Marginal	Critica	Catastrófica
		Vulnerabilidad relativa			

Como se puede ver en dicha figura, se identificaron tres (3) zonas o niveles de riesgo, los cuales se describen a continuación:

- Nivel de riesgo aceptable (nivel de riesgo menor del 15%)

  Un escenario situado en esta región de la matriz, significa que la convolusión amenaza - vulnerabilidad no representa un peligro significativo, por lo que no amerita la inversión inmediata en acciones específicas para la gestión sobre el riesgo.

- Nivel de riesgo tolerable (nivel de riesgo entre el 15% y el 30%)

  Un escenario situado en esta región de la matriz, significa que aunque deben desarrollarse actividades para la gestión sobre el riesgo, esta tiene una prioridad de segundo nivel. Se deben ahondar los esfuerzos para disminuir la incertidumbre en la evaluación.

- Nivel de riesgo inaceptable (mayor al 30%)

  Un escenario situado en esta región de la matriz, significa que se requiere siempre desarrollar acciones prioritarias e inmediatas para su gestión debida al acto impacto que tendría sobre la empresa.

Ya que la amenaza se calificó como MUY ALTA y la vulnerabilidad (consecuencias) como CRITICA, de acuerdo con la matriz presentada se califica el riesgo como INACEPTABLE, recomendándose llevar a cabo obras de mitigación de amenaza para disminuir el riesgo.

2. TOPOGRAFÍA

2.1. Generalidades

Se efectuó un levantamiento altimétrico y planimétrico del sector de estudio que abarca un área aproximada de 0.77 Ha. El terreno presenta una topografía inclinada enmarcada entre las cotas 2.841 y 2.891 msnm.

Para la ejecución de los trabajos se utilizó una estación de las siguientes características:

INSTRUMENTO:	ESTACION
MARCA:	SOKKIA
MODELO:	SET-3E
SERIE:	71190
PRECISION ANGULAR:	SEGUNDO
PRECISION DISTANCIA:	MILÍMETRO
COLECTOR DE DATOS:	TRIPOD DATA SYSTEM

Este instrumento cuenta con su respectivo Certificado de verificación Óptico- Mecánico y Electrónico, suministrado por la empresa TOPO-ESTAR, el cual se anexa en este informe.

2.2. Descripción de actividades

Las labores de campo en la zona se realizaron a mediados del mes de octubre de 2005; durante éste periodo se desarrollaron las siguientes actividades:

En una primera etapa se realizó un amarre de coordenadas geográficas del Instituto Geográfico Agustín Codazzi, mediante el uso de GPS de alta precisión (ver Anexo I).

Posteriormente se ubicaron puntos estratégicos que permitieran tomar en detalle construcciones, vías, redes de teléfono, energía, pozos de acueducto o alcantarillado, así como aquellos puntos que facilitaran la descripción del relieve de la zona y de otros puntos que se consideraron importantes para la elaboración del levantamiento topográfico. Se materializaron dos (2) puntos en la zona de estudio para la futura localización de las obras diseñadas en este estudio. Las coordenadas de estos puntos son:

Tabla 3. Coordenadas de los mojones materializados en el sitio

PUNTO	NORTE (m)	ESTE (m)	ELEVACIÓN (msnm)
DELTA 1	100.275,241	96.154,007	2.844,764
DELTA 2	100.278,431	96.133,488	2.848,763

Se recopiló información de 495 puntos del área de estudio, y por medio del software SURFACE MODELING se generaron curvas de nivel cada 0.5 metros, que se encuentra plasmado en un plano escala 1:500 (ver Plano GE131-PL2-01).

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 dos (2) apiques de 1 m de profundidad, en la parte baja del deslizamiento, y tres (3) perforaciones del orden de 4 a 5 m de profundidad en la parte media y alta del deslizamiento.

En las perforaciones se efectuó el ensayo de penetración estándar y se recuperaron muestras alteradas con el sistema de cuchara partida; el muestreo se efectuó de manera continua. Al alcanzar el sustrato de roca se avanzó por el sistema de rotación y lavado mediante el uso de tricono, y se recuperaron muestras con barrenos corazonadores.

En los apiques se tomaron varias muestras inalteradas de suelo en bloque para ensayos especiales de laboratorio.

En el macizo rocoso se determinaron los parámetros de resistencia por el método de Hoek y Brown, 1997.

En el Anexo II se presentan los registros de las perforaciones y trincheras realizados.

3.2. Ensayos de laboratorio

En el laboratorio se efectuaron ensayos de clasificación de suelos y propiedades índice; al igual que ensayos de resistencia al corte. En suelos se programaron ensayos de corte directo, consolidados y fallados a baja tasa de deformación; se tomaron además datos de veleta de laboratorio y penetrómetro de bolsillo.

En el Anexo III se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio realizados.

4. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA

El barrio El Manantial se encuentra localizado en una ladera de contrapendiente conformado por rocas de la Formación Bogotá, conformado por niveles de areniscas y arcillolitas cubiertas por suelos residuales, coluviones y rellenos (ver Plano GE131-PL2-02). Esta zona se caracteriza por tener problemas de inestabilidad por el vertimiento libre de aguas lluvias y negras y los cortes para construcción.

4.1. Geología local

En la zona de estudio se clasifico tres (3) tipos de materiales (ver Plano GE131-PL2-03): Areniscas (Ar), Suelo residual (Sr) y material deslizado o removido (Md).

4.1.1. Areniscas – Ar

Hacia la parte occidental de la zona delimitando la zona inestabilizada se encuentra un afloramiento de areniscas arcillosas de grano fino, con estratificación laminada de consistencia media (ver Fotografías 8 y 9).



Fotografía 8 y 9: Areniscas de la Formación Bogotá, delimitando el área inestable. Barrio Manantial.

4.1.2. Suelo residual –Sr

Producto de la descomposición de los niveles principalmente arcillosos de la Formación Bogotá, se observan espesores desde 0.5 a 3.5 m, son materiales arcillosos de color amarillo y gris sueltos y con bastante humedad. Abarcan la mayoría del área de estudio y presentan problemas de estabilidad (ver Fotografía 10).



Fotografía 10: Suelo residual arcilloso. Barrio El Manantial

4.1.3. Material deslizado – Md

Corresponde a los suelos arcillosos remoldeados y desplazados hacia la parte más baja de la ladera, se encuentran muy sueltos y saturados (ver Fotografía 11).

Fotografía 11: Material deslizado. Barrio El Manantial



4.2. Geomorfología

El área se encuentra dentro de un proceso de carácter local de inestabilidad de suelos residuales arcillosos que ha venido presentando problemas de inestabilidad en los últimos siete (7) años, relacionados con problemas de origen natural potencializados por la actividad humana en el momento de la urbanización de la zona.

Se observan cinco cuerpos de deslizamientos de tipo rotacional que han afectado directamente la Diagonal 25 Sur y amenaza la obstrucción de la carrera 17 del barrio y las redes de agua negra y lluvia (ver Plano GE131-PL2-04). La línea de falla principal es a los 3.5 metros, algunas de ellas son superficiales Se observan escarpes antiguos

y nuevos, que reflejan la actividad constante de estos movimientos y la tendencia a deslizarse (ver Fotografías 12 a 17.



Fotografía 12: Escarpes de 2.5m de deslizamiento inactivo. Barrio Manantial



Fotografía 13: Área inestable en la parte media de la ladera. Barrio Manantial



Fotografía 14: Escarpes de deslizamientos activos, parte inferior ladera. Barrio Manantial



Fotografía15:. Escarpes de hasta 3.1 m de antiguo deslizamiento. Barrio Manantial



Fotografía 16. Diagonal 25 afectada por un deslizamiento rotacional. Barrio Manantial



Fotografía 17.Ladera Inestable que amenaza la carrera 17. Barrio Manantial

5. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

5.1. Características geotécnicas del subsuelo

El subsuelo del lote consiste en rellenos y depósitos de ladera del orden de 2 a 3 m de espesor que cubren el sustrato rocoso, consistente en intercalaciones de arenitas y arcillolitas de la formación Bogotá.

Con base en los resultados del programa de exploración, se define el siguiente perfil estratigráfico:

De 0.0 a 1.0 m: Cobertura vegetal, rellenos de escombros mezclados con limos y arcillas, raíces, etc., totalmente saturados.

De 1.0 a 3.0 m: Depósito de ladera consistente en arcillas de color gris y café con bloques de arenisca del orden de 0,3 a 1,0 m. La matriz de suelo arcilloso es de consistencia media muy blanda y su plasticidad es alta. Las siguientes son sus propiedades geotécnicas:

Humedad natural :	Wn = 13 al 47 %
Límite líquido :	Wl = 59
Límite plástico :	Wp = 29
Peso unitario :	γt = 2,0 a 2,2 ton/m³
Contenido de Finos	PT200 = 36 %
Ensayo de Penetración Estándar SPT	N= 3 a 20 golpes/pie
Resistencia al corte no drenada	
Veleta	Cuv= 5 a 19 ton/m²

Penetrómetro Cup = 2,5 a 15 ton/m²

A partir de muestras de superficie se efectuó un ensayo de corte directo con los siguientes resultados:

Cohesión	c´= 1.8 - 3,1 ton/m^2
Angulo de fricción interna	ϕ´ = 34,5°

Los parámetros residuales coinciden con los determinados por medio de retroanálisis sobre la modelación efectuada a lo largo de superficies de la falla pre-existente (Sección 1), considerando el cuerpo de falla totalmente saturado (situación actual).

Los resultados se presentan en el Anexo IV del informe.

De 3.0 m en adelante: Sustrato de roca compuesto por ARCILLOLITAS con intercalaciones de ARENISCAS. Las siguientes son sus propiedades geotécnicas:

Humedad natural :	Wn = 20 al 21 %
Límite líquido :	Wl = 34
Límite plástico :	Wp = 17
Peso unitario :	γt = 2,2 ton/m³
Ensayo de Penetración Estándar SPT	N > 70 golpes/pie

Para la determinación de los parámetros geomecánicos se adoptó el Método de Hoek y Brown, mediante el cual se puede determinar la resistencia del macizo rocoso a partir del tipo de roca, las condiciones de fracturamiento del macizo rocoso, y el grado de meteorización. Los resultados obtenidos son los siguientes:

Índice geológico de resistencia	GSI = 55
Resistencia a la compresión (bloques alterados)	σc = 144 ton/m^2
Coeficiente m del material inalterado	mi = 10
Coeficiente m del material fracturado y alterado	mb = 2
Coeficiente s del material fracturado	s = 0,007
Coeficiente de potencia	α = 0,5

Del modelo anterior se adoptaron los siguientes parámetros de resistencia al corte:

Cohesión	c´= 74, ton/m^2
Angulo de fricción interna	ϕ´ = 34,4°

La envolvente de resistencia del macizo rocoso obtenida por este procedimiento se obtiene en la Figura 1.

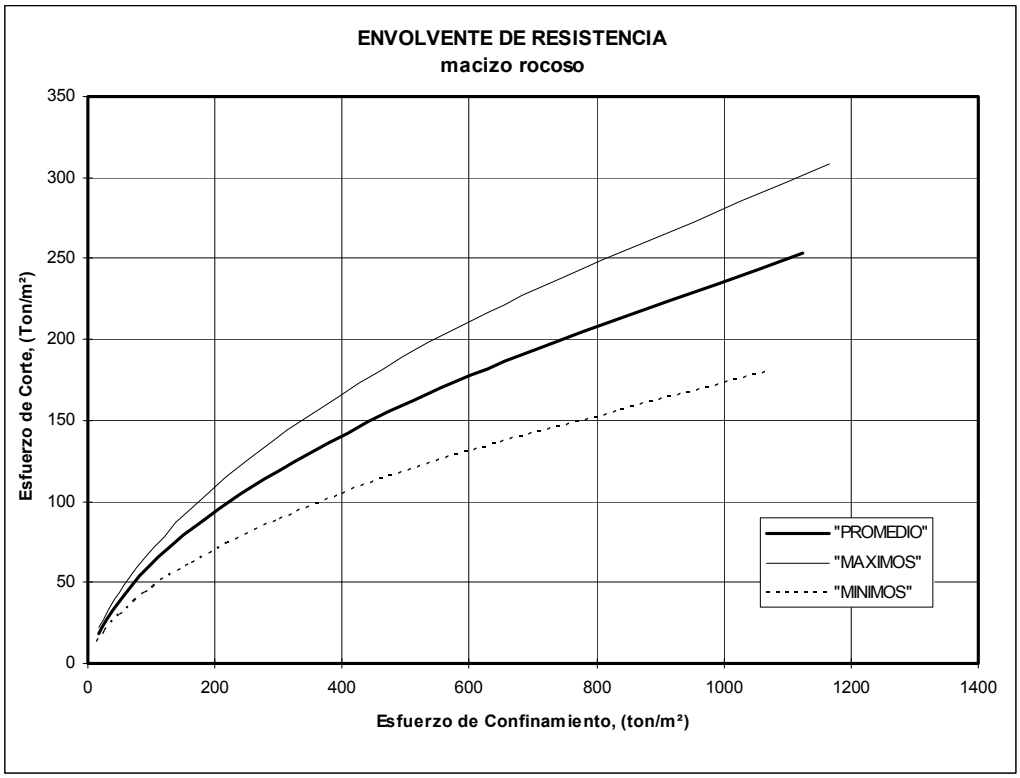


Figura 1. Envolvente de resistencia al corte – Arcillolitas. Método de Hoek y Brown.

A partir de este modelo se adoptaron los siguientes parámetros de resistencia al corte

Cohesión	$c' =$ 74, ton/m^2
Angulo de fricción interna	$\phi' =$ 34,4°

5.2. Análisis de estabilidad general

5.2.1. Generalidades

Para el análisis de las condiciones de estabilidad del talud se utilizó el programa P.C. Stable Versión 5, el cual permite analizar las condiciones de estabilidad del talud basados en modelos de equilibrio límite; se analizaron aleatoriomente numerosas superficies de falla circular por el método de Janbú Simplificado, y se determinaron aquellas que definen las condiciones de estabilidad más críticas.

Para los análisis de estabilidad se adoptaron los parámetros de resistencia presentados en la Tabla 4. Con respecto a las condiciones de presiones de poros en el suelo se analizaron dos posibles escenarios:

a) Un primer escenario de suelo totalmente saturado hasta la superficie el cual define condiciones actuales.

b) Un segundo escenario de nivel freático abatido (cerca de la interfase suelo-roca).

Tabla 4. Parámetros de resistencia al corte adoptados para los análisis

MATERIAL	PESO UNITARIO TOTAL (ton/m³)	COHESIÓN (ton/m²)	ANGULO DE FRICCION (°)
Coluvión	2,1	3,1	34,5
Roca	2,2	7,4	34,4

Para tener en cuenta la influencia de sismo, y teniendo en cuenta que la zona de estudio está emplazada sobre un coluvión de gran magnitud, se acogieron los valores indicados en el Estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá, correspondientes a la Zona 1 (Cerros), en el cual se define un coeficiente de aceleración máxima Am =0.24 g, para un periodo de recurrencia de 475 años. Para fines de efectuar un análisis de sensibilidad, y como criterio de diseño de las obras geotécnicas de mitigación, se adoptaron en los modelos la mitad de la aceleración efectiva que equivale a un valor de a=0,12 g; esta aceleración corresponde a un periodo de recurrencia de 100 años aproximadamente.

5.2.2. Análisis de estabilidad actual

5.2.2.1. Secciones de análisis

Se seleccionaron dos (2) secciones típicas de análisis, cuya localización en planta se presenta en el Plano GE131-PL2-03, y cuyos esquemas se presentan en la Figura 2.

- Sección 1

La sección abarca una longitud aproximada de 40 m desde la carrera 17D este, proyectándose a lo largo de la zona mas activa del deslizamiento. Los modelos de falla local representan superficies de falla que se prolongan desde la parte baja hasta el nivel de la banca y los modelos de falla general corresponden a superficies de falla potenciales que se prolongan arriba de la diagonal 25 sur.

- Sección 2

Corresponde a una segunda línea que se localiza en la zona central del deslizamiento antiguo y se prolonga desde la parte baja, a la altura de la carrera 17D, ladera arriba hasta la parte alta del deslizamiento, en una longitud de 46 m.

5.2.2.2. Factores de seguridad

Las condiciones de estabilidad indican que el talud en su condición actual (talud saturado) se encuentra en falla, situación que se refleja por los factores de seguridad cercanos a la unidad.

Si se abate el nivel freático se mejoran las condiciones de estabilidad, incrementándose los factores de seguridad a valores del orden de FS=1.5 a 2.0. En condición de sismo y nivel abatido el talud resiste un sismo de intensidad moderada, pero no resiste un sismo de gran intensidad. Los resultados de los análisis se presentan en el Anexo IV, y se resumen a continuación.

Tabla 5. Sección 1 Actual – Caso 1: Falla general del coluvión.

Condición de drenaje	Condición Estática	Condición de sismo	
		a_h = 0,12 g	a_h = 0,24 g
N. F. Abatido	1.48	1.12	0.88
Talud saturado	0.99	0.73	0.56

Tabla 6. Sección 1 Actual – Caso 2: Falla local del coluvión.

Condición de drenaje	Condición Estática	Condición de sismo	
		a_h = 0,12 g	a_h = 0,24 g
N. F. Abatido	1.85	1.35	1.04
Talud saturado	1.24	0.89	0.68

Tabla 7. Sección 2 Actual – Caso 1: Falla general del coluvión.

Condición de drenaje	Condición Estática	Condición de sismo	
		a_h = 0,12 g	a_h = 0,24 g
N. F. Abatido	1.25	0.95	0.75
Talud saturado	0.85	0.63	0.49

Tabla 8. Sección 2 Actual – Caso 2: Falla local del coluvión.

Condición de drenaje	Condición estática	Condición de sismo	
		a_h = 0,12 g	a_h = 0,24 g
N. F. Abatido	1.02	0.80	0.64
Talud saturado	0.67	0.51	0.39

5.2.3. Condiciones de estabilidad general con obras de mitigación

5.2.3.1. Alternativa 1

Las obras de mitigación previstas en la Alternativa 1 son las siguientes:

- Conformación de la superficie del talud con inclinaciones 1.5H:1.0V y una berma intermedia en la cota 2806 de ancho variable entre 0 y 6 m.
- Construcción de un muro de gaviones en la pata del talud .
- Construcción de un muro intermedio con pilotes por el borde externo de la banca sobre la Diagonal 25 sur.

~ Manejo de aguas superficiales e instalación de drenes subsuperficiales por la carrera 25 sur y en el borde interno de la berma intermedia.

~ Corrección de las redes de acueducto y alcantarillado por la diagonal 25 sur.

Al incorporar las obras de drenaje y contención se encuentra un incremento importante en las factores de seguridad, siendo la ladera menos susceptible a la inestabilidad gracias al efecto de compensación de cargas generado con el muro de gavión de pata, a la reconformación del terreno adyacente al muro, a la construcción de un muro pantalla para la recuperación de la vía (diagonal 25 sur) y a las obras de drenaje subsuperficial y superficial previstas en el cuerpo del deslizamiento.

Los análisis indican que con las obras de drenaje y contención previstas el talud puede resistir sismos de intensidad moderada a alta.

Los planos con la localización de las obras y detalles, se presentan en los Planos GE131-PL2-05 y GE131-PL2-06, respectivamente. Los resultados de los análisis de estabilidad se presentan en el Anexo V y se resumen a continuación.

Tabla 9. Resultados de los análisis de estabilidad con obras (Alternativa 1)

Sección	**Condición Estática**	**Condición de sismo**	
		a_h = 0,12 g	**a_h = 0,24 g**
Sección 1 (falla general del coluvión)	3,21	2,54	2,07
Sección 1 (falla local del coluvión)	2,55	1,90	1,51
Sección 2 (falla general del coluvión)	2,05	1,54	1,21
Sección 2 (falla local del coluvión)	1,67	1,30	1,04

5.2.3.2. Alternativa 2

Las obras de mitigación previstas en la Alternativa 2 son las siguientes:

~ Construcción de un muro de gaviones en la pata del talud.

~ Retiro de la zona inestable y conformación de un relleno mecánicamente estabilizado con geomallas de alta resistencia. Esta estructura se proyecta entre las cotas 2.802 y 2.812 msnm. Se incluyen obras de drenaje subsuperficial en la base del relleno estabilizado.

~ Conformación de la banca.

~ Manejo de aguas superficiales e instalación de drenes subsuperficiales por la carrera 25 sur y en el borde interno de la berma intermedia.

~ Corrección de las redes de acueducto y alcantarillado por la diagonal 25 sur.

Esta obra requiere de un sistema de contención temporal mediante el uso de un entibado metálico en la parte alta por el borde interno de la vía, mientas se construye el muro y el relleno mecánicamente estabilizado.

Los planos con la localización de las obras y detalles, se presentan en los Planos GE131-PL1-07 y GE131-PL1-08, respectivamente. Los resultados de los análisis de estabilidad se presentan en el Anexo V y se resumen a continuación.

Tabla 10. Resultados de los análisis de estabilidad con obras (Alternativa 2)

Sección	Condición Estática	Condición de sismo	
		a_h = 0,12 g	a_h = 0,24 g
Sección 1 (falla general base del muro)	1,90	1,45	1,16
Sección 2 (falla local corona del muro)	2,32	1,76	1,41

5.3. Diseños de obras propuestas

5.3.1. Diseño del muro pantalla

Para la recuperación de la vía se efectuó el diseño de una pantalla de pilotes con rieles metálicos por el borde externo de la vía de 44 m de longitud. Los pilotes van dispuestos en dos filas unidas entre sí mediante vigas metálicas de sección H y riostras transversales. Para obtener un mejor comportamiento de la pantalla, los marcos metálicos del extremo superior quedaron embebidos en un macizo de concreto ciclópeo de 1 m de ancho x 2 m de altura, que a su vez funciona como un muro de contención del relleno el cual está reforzado en el borde.

Para el diseño de la pantalla de contención se consideraron las presiones laterales debidas al relleno de conformación de la vía y las cargas vivas generadas por el tráfico; también se incluye el incremento de carga lateral generada sobre el cuerpo de falla debido al efecto de sismo, siguiendo el procedimiento propuesto por Mononobe Okabe; para este análisis se adoptó un sismo de diseño con a = 0.12 g.

Para el diseño de los pilotes por carga lateral se adoptó el método de Broms, acoplado a las condiciones de carga y excentricidad generadas por el deslizamiento ; para los análisis se adoptó un modelo de pilote largo con cabeza restringida[1], en donde se genera una falla combinada por capacidad de carga lateral y de fluencia de la sección de pilote en la unión de éste elemento con el cabezal de concreto y en la zona de empotramiento, por debajo de la superficie de falla.

Los análisis se efectuaron para la situación mas desfavorable que corresponde a la Sección 2.

[1] La conformación de dos filas de pilotes unidas por vigas y riostras metálicas y embebidas por un macizo de concreto, conforman en su conjunto un cabezal rígido, que se asemeja a la condición de pilote con cabeza restringida.

Contemplando rieles metálicos tipo ASCE 7540 de 70 ksi, se obtiene un momento de fluencia del orden de 7,89 ton-m por pilote y la carga horizontal máxima en condición de falla es del orden de 4.7 ton/pilote. Manteniendo separaciones centro a centro de pilotes de 0,7 m, se obtiene un factor de seguridad por carga lateral de FS = 1.37, que se considera adecuado.

También se efectuó un chequeo de una posible falla por extrucción lateral del suelo en los espacios intermedios de pilotes encontrando un factor de seguridad del orden de FS=3.36, que se considera adecuado.

En el Anexo V se presentan las memorias de cálculo respectivas.

5.3.2. Diseño de muro mecánicamente estabilizado

El diseño consiste en el refuerzo del cuerpo del talud mediante relleno granular seleccionado compactado y reforzado con tiras de geomalla uniaxial de alta resistencia.

Otra gran ventaja de este sistema de geomallas consiste en su gran durabilidad química y mecánica, mayor resistencia a daños por instalación y protección contra degradación por rayos ultravioleta.

No sobra mencionar otras ventajas, tales como su costo razonable, el requerimiento de mano de obra NO especializada y su alto rendimiento de construcción teniendo en cuenta que los espesores de capas son altos comparados con estructuras de tierra reforzada con geotextiles convencionales.

5.3.2.1. Estabilidad interna

Para los análisis de estabilidad interna del sistema de relleno reforzado, se determinaron los esfuerzos laterales que se generan en cada una de las capas de refuerzo con geomallas, debidos a la presión lateral ejercida por el relleno y la influencia de cargas externas. A partir de estas cargas se estimaron las condiciones de estabilidad del sistema ante arrancamiento y por adherencia en la interfase relleno-geomalla.

Para el diseño por arrancamiento, la tensión de rotura fue afectada por un factor de seguridad que incluye la influencia por daños de instalación, degradación química, degradación biológica, creep y por problemas en las juntas.

Para el diseño por cargas de adherencia se tuvo en cuenta la fricción relativa que se genera en la interfase geomalla-relleno, incluyendo un factor de adherencia de 0.5.

El diseño final de refuerzo se optimizó dejando coberturas de geomallas del 100%, dependiendo de las cargas laterales transmitidas al sistema en condición de sismo,

manteniendo siempre niveles de carga por debajo de la capacidad límite de seguridad por arrancamiento.

En el Anexo V, se presentan las memorias de cálculo con los análisis de estabilidad.

5.3.2.2. Análisis por volcamiento y deslizamiento

Siguiendo los principios básicos de los muros de gravedad se determinaron los factores de seguridad por deslizamiento y volcamiento en condición de sismo obteniendo los siguientes resultados:

FS deslizamiento > 1.31
FS volcamiento > 6.00

5.3.2.3. Análisis por capacidad portante

El muro quedará emplazado sobre cuerpos de gaviones lo cual aporta condiciones de estabilidad adecuados.

La capacidad portante del suelo de fundación se efectuó por el método de Hansen y Vesic, teniendo en cuenta efectos de excentricidad, inclinación de cargas e inclinación del terreno; con base en estas condiciones se obtuvo una capacidad portante última al nivel de fundación del muro 34 ton/m², y teniendo en cuenta que las presiones máximas son del orden de 20 ton/m², se obtiene un factor de seguridad FS=1,6.

5.3.2.4. Análisis de estabilidad externa

Con el fin de determinar las condiciones de estabilidad externa del sistema, se efectuaron los análisis de estabilidad de taludes, mediante el método de Janbú, simplificado y con la ayuda del programa PC Stable, Los resultados de estos análisis fueron presentados en el numeral 5.2.3.

6. CANTIDADES DE OBRA, PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES

En el Anexo VI se presentan el cálculo de las cantidades de obra, los precios unitarios y el presupuesto estimado de las obras de estabilización propuestas (para cada una de las alternativas), que en resumen son:

Tabla 11. Presupuesto estimado de las alternativas planteadas

Alternativa	Valor
Alternativa 1	$ 430’415.439
Alternativa 2	$ 484’210.542

Adicional al presupuesto de la obra se requieren las siguientes intervenciones para cada una de las alternativas.

Tabla 12. Valores adicionales de las alternativas planteadas

Item	Alternativa	Valor
Interventoría de Obra	Alternativa 1	$ 65'000.000
Interventoría de Obra	Alternativa 2	$ 73'000.000

En el Anexo VII se presentan las especificaciones técnicas de construcción.

Se resalta que dentro de los diseños y costos de las obras de mitigación propuestas, se contempló la restitución de las tuberías de aguas lluvias y negras que atraviesan el sector en estudio, construyendo cuatro pozos (2 al inicio y 2 al final del tramo de vía reconstruido); el dueño de la red, deberá construir los tramos de entrada y salida a los pozos propuestos previa verificación del diseño hidráulico de la red intervenida, ya que el diseño únicamente contemplo dejar el tramo entre cada uno de los pozos construidos, a los cuales se debe conectar la red existente.

7. SELECCIÓN DE ALTERNATIVA

Las medidas de mitigación del riesgo planteadas en este estudio, están concebidas para disminuir la probabilidad de ocurrencia del evento (disminución de la amenaza), aunque indirectamente se disminuye la vulnerabilidad debido a que se estabiliza la vía y la zona por donde transcurre la tubería del alcantarillado.

Para la valoración de la amenaza con obras, y siguiendo un planteamientos similar al descrito en el numeral 1.3, aunque con una incertidumbre menor en la evaluación de la amenaza, ya que se utilizan los valores de factores de seguridad obtenidos, cuantificando la amenaza según la Tabla 13.

Tabla 13. Categorización de la amenaza cuantitativa

CATEGORÍA DE LA AMENAZA	NIVEL
Muy alta	Factor de seguridad estático menor a 0.9. FS con sismo mayor a 1.0.
Alta	Factor de seguridad estático mayor a 0.9 y menor a 1.3. FS con sismo mayor a 1.0.
Media	Factor de seguridad estático mayor a 1.3 y menor a 1.6. FS con sismo mayor a 1.0.
Baja	Factor de seguridad estático mayor a 1.6 y menor a 1.9. FS con sismo mayor a 1.0.
Muy baja	Factor de seguridad estático mayor a 1.9. FS con sismo mayor a 1.0.

Teniendo en cuenta la tabla anterior, se considera que con las obras implementadas la amenaza por deslizamiento es BAJO, y dado que la vulnerabilidad se puede calificar como MARGINAL (según categorización presentada en el numeral 1.3.2), ya que se

disminuye la tasa de movimiento sobre los elementos en riesgo (vía y alcantarillado), el riesgo para cada una de las alternativas planteadas se puede calificar como ACEPTABLE (según matriz de aceptabilidad del riesgo presentado en la Tabla 2).

Debido a que las dos alternativas son igualmente viables y a que el valor es similar para ambas, la selección de la alternativa se realizó mediante la presentación a los funcionarios del DPAE, y en forma conjunta con la Interventoría y el Consorcio, se seleccionó como alternativa de solución la denominada Alternativa No. 1.

8. PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo de la alternativa seleccionada (Alternativa No. 1), se presenta junto con el cronograma de ejecución y el cuadro de cantidades en el Anexo VIII.

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en los resultados de reconocimiento geológico y geotécnico de la zona de estudio y del programa de exploración del subsuelo, se pudo determinar que en la zona de estudio se presenta un deslizamiento antiguo de gran magnitud, el cual fue reactivado por su flanco izquierdo debido al manejo inadecuado de las aguas del sector.

En el mes de febrero se generó un hundimiento flujo de tierras que comprometió parte de la banca de la diagonal 25 sur y afectó una vivienda en la parte baja sobre la carrera 17D, la cual fue posteriormente demolida. La causa del movimiento según el diagnóstico geotécnico DI-2332 del FOPAE obedece a la presencia de agua superficial y subsuperficial en el talud.

Durante la visita de reconocimiento de campo efectuada en el mes de octubre se pudo verificar que el deslizamiento sigue evolucionando regresivamente a la parte alta comprometiendo la totalidad de la banca y generando nuevas obstrucciones sobre la red de alcantarillado de la zona. Se pudo detectar gran afluencia de agua en la parte baja, proveniente de casas antiguas demolidas, en las cuales se presentan mangueras rotas con agua que saturan el coluvión; también se pudo comprobar que el sistema de agua lluvia y residual que se prolonga a lo largo de la diagonal 25 sur fue cizallado por el deslizamiento, y hay vertimiento permanente de esta agua sobre la ladera inestable acentuando los problemas de estabilidad de la zona.

El tubo de alcantarillado se encontraba obstruido lo cual está generando un embalsamiento de esta agua dentro de la red y la filtración de la misma en el suelo adyacente generando una amenaza potencial de deformaciones y deslizamientos de las casas que se encuentran al costado oriental de la vía (borde externo-parte baja).

Con base en la exploración se encontró que el deslizamiento es del orden de 3 a 4 m de profundidad y abarca el espesor total del depósito de ladera; el depósito descansa sobre arcillolitas y areniscas de la Formación Bogotá. El deslizamiento afecta un tramo de vía del orden de 40 m de longitud.

Como obras geotécnicas de mitigación se proponen dos alternativas de mitigación:

La Alternativa 1, cuyo valor asciende a la suma de $ 430’415.439, comprende lo siguiente:

~ Conformación de la superficie del talud en la zona baja comprendida entre la diagonal 25 sur y la carrera 17 Este, con taludes inclinados 1.5H:1.0V y una berma intermedia en la cota 2851 de ancho variable entre 0 y 6 m.

~ Construcción de un muro de gaviones con contrafuertes en la pata del talud de 40 m de longitud de 2 niveles. El muro debe quedar conteniendo la base del talud reconformado.

~ Construcción de una pantalla de pilotes metálicos por el borde externo de la banca sobre la Diagonal 25 sur; la pantalla de pilotes estará compuesta por rieles de ferrocarril ASCE 7540, distribuidos en dos filas; los pilotes deben mantener separaciones centro a centro de 0.7m, y con una distribución al tresbolillo; los pilotes deben quedar unidos en su extremo superior por dos ángulos G-50 longitudinales y transversalmente por vigas IPE 100 separadas cada 1.05m. La parte superior de la pantalla quedará embebida dentro de un muro macizo de concreto de 3000 psi de 2 m de ancho y 0.5 m de altura. Una vez se construya la pantalla, se puede recuperar la vía mediante un mejoramiento de la subrasante con relleno en material seleccionado compactado hasta alcanzar el 90% de la densidad máxima seca, obtenida del ensayo proctor modificado.

~ Recuperación de la red de aguas lluvias y negras, contempla la construcción de cuatro pozos y de 94 m de tubería de concreto clase II de 12 pulgadas de diámetro.

~ Manejo de aguas superficiales e instalación de drenes subsuperficiales bajo la carrera 25 sur y por el borde interno de la berma intermedia, con entrega a un pozo de aguas negras que se encuentra en la parte baja del talud, esta es la posibilidad más recomendable ya que en la parte baja del talud no existe red de alcantarillado de aguas lluvias.

La Alternativa 2, cuyo valor asciende a la suma de $ 484’210.542, comprende lo siguiente:

~ Construcción de un muro de gaviones en la pata del talud de 41 m de longitud.

~ Retiro de la zona inestable y conformación de un relleno mecánicamente estabilizado con geomallas de alta resistencia TT060. Esta estructura se proyecta

entre las cotas 2.847 y 2.856 msnm. Se incluyen obras de drenaje subsuperficial en la base del relleno estabilizado.

~ Conformación de la banca.

~ Manejo de aguas superficiales e instalación de drenes subsuperficiales por la carrera 25 sur.

Es importante resalta que para las dos alternativas propuestas, contempla la reconstrucción del tramo de alcantarillado (lluvias y negras) afectando aproximadamente 50m, contemplando la construcción de cuatro pozos. Este tramo debe ser conectado por el dueño de la red previa revisión hidráulica del sistema existente.

Las dos alternativas son técnicamente viables, y presentan factores de seguridad adecuados para garantizar la estabilidad de la obra a mediano y largo plazo. De acuerdo con conversaciones sostenidas con funcionarios de DPAE la alternativa seleccionada es la No. 1.

Es importante hacer énfasis sobre la presencia de un deslizamiento de gran dimensión en la zona y la aclaración sobre el alcance del presente estudio el cual abarca tan solo una pequeña parte de este problema; las obras previstas tienen por objeto recuperar el corredor vial (y posibilitar la continuidad del acueducto y alcantarillado existentes) sobre la diagonal 25 sur y mitigar amenazas por deslizamientos en las casas localizadas en la parte baja de la carrera 17D.

Es necesario efectuar un estudio complementario de las casas localizadas sobre la diagonal 25 sur, las cuales están relacionadas con el problema de obstrucción de la red de alcantarillado que se prolonga sobre la vía.

10.LIMITACIONES

Las conclusiones y recomendaciones realizadas en el presente informe se basan en los resultados de los trabajos de investigación del subsuelo realizados por el Consorcio durante la elaboración de los trabajos; si durante la construcción de las obras se llegaren a presentar condiciones diferentes del subsuelo diferentes a las típicas planteadas en el presente trabajo, se deberá dar aviso al Consorcio para llevar a cabo las aclaraciones o ampliaciones del caso.

FONDO DE PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIA DE BOGOTÁ FOPAE

ELABORACIÓN DE DISEÑOS DE OBRAS, PRESUPUESTOS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS EN SITIOS DE RIESGO INMINENTE POR REMOCIÓN EN MASA EN LAS LOCALIDADES DE CHAPINERO, SANTAFÉ, SAN CRISTÓBAL Y RAFAEL URIBE DE LA CIUDAD DE BOGOTÁ D.C.

Contrato de Consultoría No. 453 de 2005

CONSORCIO PI - LAMBDA
Informe Sitio No. 2
Barrio El Manantial
Trabajo No. 131-B

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 1
1.1. Generalidades 1
1.2. Descripción del problema 2
1.2.1. Diagnóstico de febrero de 2005 2
1.2.2. Situación actual 2
1.3. Diagnóstico de amenaza y riesgo actual 3
1.3.1. Evaluación cualitativa de la amenaza 3
1.3.2. Evaluación de la vulnerabilidad 3
1.3.3. Determinación del riesgo 3
2. TOPOGRAFÍA 3
2.1. Generalidades 3
2.2. Descripción de actividades 3
3. INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO 3
3.1. Exploración del subsuelo 3
3.2. Ensayos de laboratorio 3
4. GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA 3
4.1. Geología local 3
4.1.1. Areniscas – Ar 3
4.1.2. Suelo residual –Sr 3
4.1.3. Material deslizado – Md 3

4.2. Geomorfología....3

5. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS....3

5.1. Características geotécnicas del subsuelo....3
5.2. Análisis de estabilidad general....3
5.2.1. Generalidades....3
5.2.2. Análisis de estabilidad actual....3
5.2.3. Condiciones de estabilidad general con obras de mitigación....3
5.3. Diseños de obras propuestas....3
5.3.1. Diseño del muro pantalla....3
5.3.2. Diseño de muro mecánicamente estabilizado....3

6. CANTIDADES DE OBRA, PRESUPUESTO Y ESPECIFICACIONES....3

7. SELECCIÓN DE ALTERNATIVA....3

8. PROCESO CONSTRUCTIVO....3

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES....3

10. LIMITACIONES....3

ANEXOS

Anexo I. Topografía.
Anexo II. Exploración del subsuelo.
Anexo III. Ensayos de laboratorio.
Anexo IV. Análisis de estabilidad actual.
Anexo V. Diseño de obras de mitigación.
Anexo VI. Cantidades de obra y presupuestos.
Anexo VII. Especificaciones de construcción.
Anexo VIII. Cronograma de ejecución y cuadro de cantidades de obra.

PLANOS

GE131-PL2-01 Levantamiento topográfico y exploración del subsuelo.
GE131-PL2-02 Geología regional.
GE131-PL2-03 Geología local.
GE131-PL2-04 Geomorfología.
GE131-PL2-05 Obras propuestas – Alternativa 1.
GE131-PL2-06 Cortes y detalles – Alternativa 1.
GE131-PL2-07 Obras propuestas – Alternativa 2.
GE131-PL2-08 Cortes y detalles – Alternativa 2.