

ESTUDIO DE AMENAZA Y VULNERABILIDAD POR FENOMENOS DE REMOCIÓN EN MASA MUNICIPIO DE VENTAQUEMADA, BOYACÁ



JOSÉ OLMOS OLMOS
ING. CIVIL – GEOTÉCNISTA

AGOSTO DE 2013

Contenido

1.	INTRODUCCIÓN.....	3
2.	ALCANCE.....	3
3.	DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	3
4.	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA.....	5
5.1.	Perfil Estratigráfico	5
5.2.	Caracterización Mecánica del Depósito (Arcilla).....	6
5.3.	Caracterización Mecánica de la Roca (Arcillolita).....	11
6.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	12
6.1.	Evaluación de la Amenaza.....	14
6.2.	Evaluación de Vulnerabilidad.....	16
7.	EVALUACIÓN DEL DRENAJE NATURAL.....	20
7.1.	Criterios de Diseño para Obras de Drenaje.....	20
	Intensidad.....	21
	Coefficiente de Escorrentía.....	21
	Caudal de Aporte	22
	Secciones para las Obras de Drenaje	23
8.	PLAN DE PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN.....	24
	Plan de Prevención.....	24
	Plan de Mitigación	24
	Plan de Monitoreo	24
9.	CONCLUSIONES.....	25
10.	ADVERTENCIA	25

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Registro gráfico de los ensayos de laboratorio del sondeo 1.....	5
Figura 2. Registro gráfico de los ensayos de laboratorio del sondeo 2.....	6
Figura 3. Análisis de los parámetros de resistencia a partir del SPT.....	9
Figura 4. Análisis de los parámetros de resistencia (Sondeo 2)	10
Figura 5. Salida gráfica del software RocLab 1.0 para la caracterización mecánica de la roca.	11
Figura 6. Modelo Geológico - Geotécnico Perfil A.....	12
Figura 7. Modelo Geológico - Geotécnico Perfil B.....	12
Figura 8. Modelo Geológico - Geotécnico - Perfil C.....	13
Figura 9. FS para el escenario actual en la condición extrema del Perfil A.	13
Figura 10. FS para el escenario actual en la condición extrema del Perfil B.	14
Figura 11. FS para el escenario actual en la condición extrema del Perfil C.	14
Figura 12. Esquema de deslizamiento	17

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Correlaciones de SPT para el material de depósito.	8
Tabla 2. Parámetros de resistencia a partir de ensayos de Corte Directo sobre el material de depósito.	9
Tabla 3. Parámetros adoptados para los análisis de estabilidad.....	10
Tabla 4. Criterios de resistencia de la estructura	16
Tabla 5. Clasificación de la tipología de la estructura	16
Tabla 6. Rangos de velocidad utilizadas en el estudio	17
Tabla 7. Categorías de presión lateral utilizadas en el estudio	18
Tabla 8. Solicitaciones para vías.	18
Tabla 9. Matriz de daño utilizada en el estudio IDp	18
Tabla 10. Valores del coeficiente de importancia.	19
Tabla 11. Clasificación de la Vulnerabilidad.	20
Tabla 12. Evaluación de la Vulnerabilidad.....	20
Tabla 13. Parámetros recomendados para la estimación del coeficiente de escorrentía en zonas no urbanizadas.	22

1. INTRODUCCIÓN

El presente estudio se realiza con el objetivo de determinar la amenaza y vulnerabilidad por fenómenos de remoción en masa en un sector del municipio de Ventaquemada, Boyacá. De igual manera determinar el plan de medidas de mitigación y prevención, complementadas con la formulación de planes de seguimiento y monitoreo, los cuales deberán ser ejecutados por la entidad responsable de carácter obligatorio.

2. ALCANCE

El alcance del presente estudio es determinar la amenaza actual por fenómenos de remoción en masa y diseñar un plan de mitigación y monitoreo para garantizar la estabilidad local del área de estudio. Las recomendaciones contenidas en éste estudio se basan en los datos suministrados por la Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia – UPTC y CORPOCHIVOR.

3. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En el área de estudio se presentó un deslizamiento y se observan varias zonas con reptaciones. La situación descrita puede observarse en las siguientes fotografías:

Fotografía 1. Zona de deslizamiento



Fotografía 2. Grietas en el área de estudio..



Adicionalmente, hacía la parte baja, aledaño a la vía se observa una acumulación de agua, de mal olor, por lo que al parecer son residuales, de las viviendas de la zona.

Fotografía 3. Acumulación de aguas residuales cerca de la vía.



4. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Para la caracterización de materiales se hizo uso de registros de perforación y ensayos de laboratorio, de clasificación y resistencia, de 3 sondeos realizados. Esta información fue suministrada por la UPTC.

5.1. Perfil Estratigráfico

Profundidad 0.0 – 0.3 m
Profundidad 0.3 – 10 m

Limo orgánico. Capa vegetal, limo con raíces.
Arcilla. Arcilla de color habano claro, de plasticidad media y con lentes de arena fina.

Figura 1. Registro gráfico de los ensayos de laboratorio del sondeo 1.

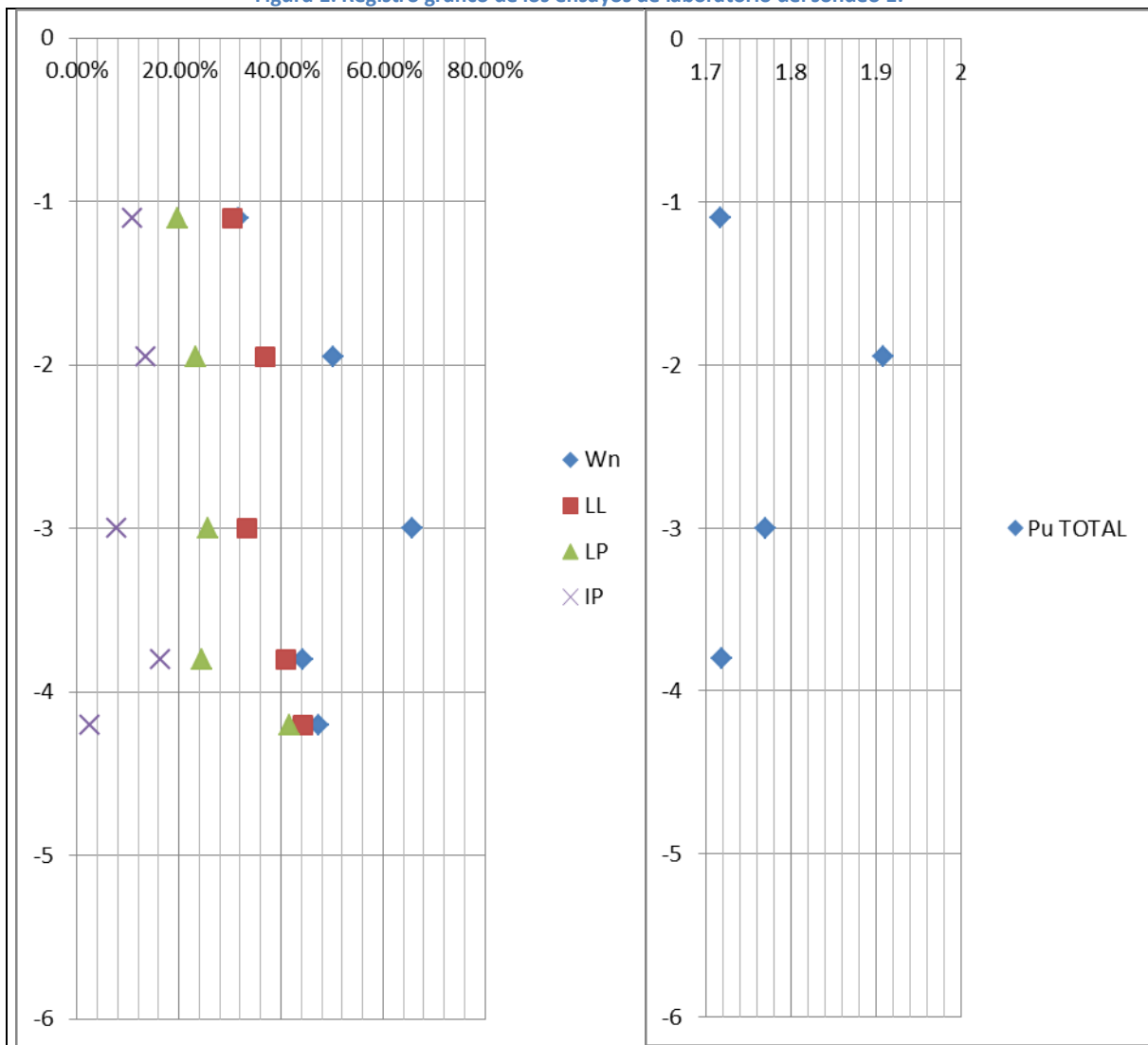
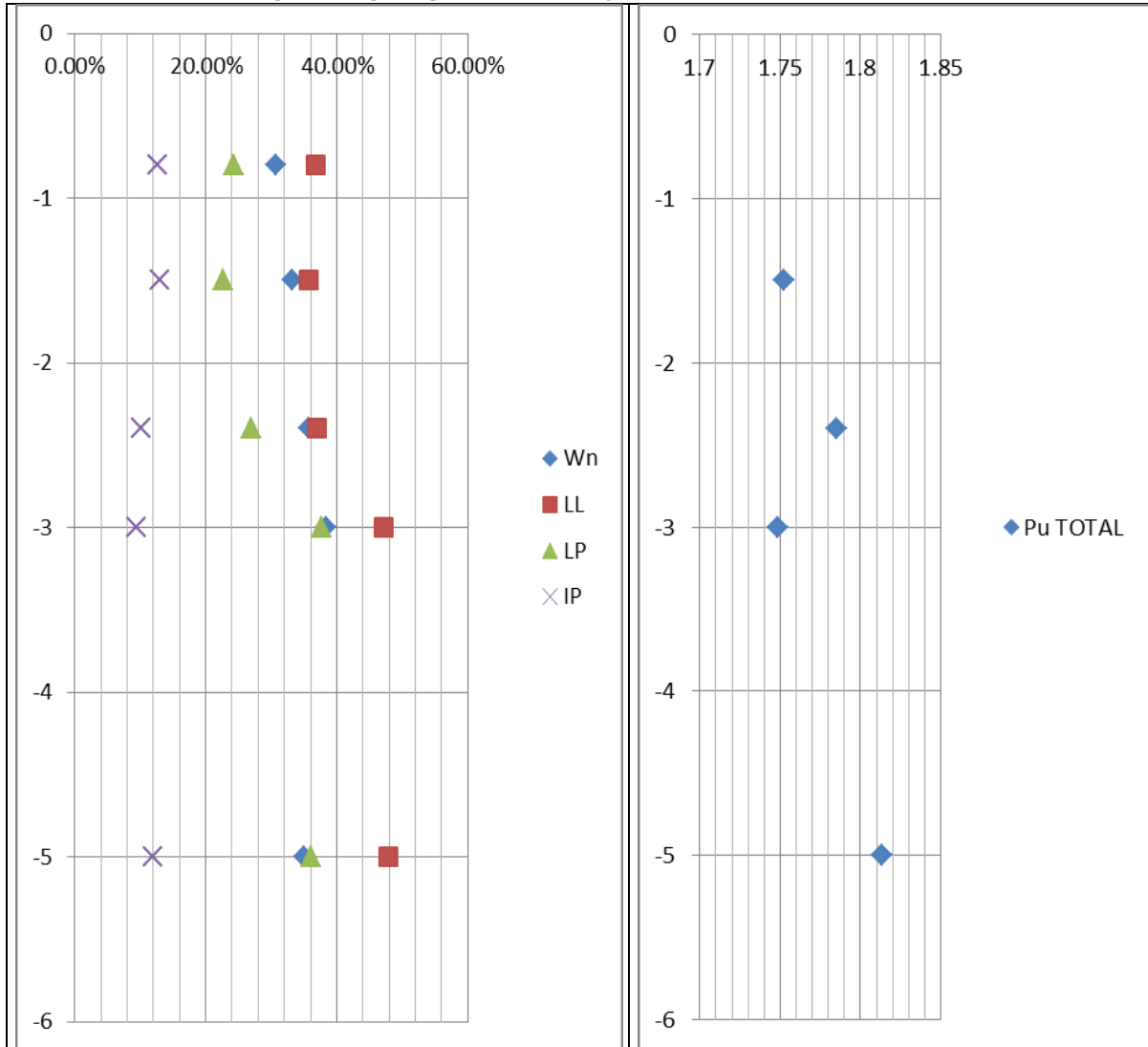


Figura 2. Registro gráfico de los ensayos de laboratorio del sondeo 2.



5.2. Caracterización Mecánica del Depósito (Arcilla)

Debido a que en general el material de depósito es bastante uniforme, de acuerdo de a los ensayos de laboratorio practicados, se realizó un análisis global de los parámetros de resistencia obtenido a partir del ensayo de compresión confinada, corte directo y SPT, para lo cual se generaron las gráficas de Esfuerzo cortante vs. Esfuerzo normal, calculados a partir de cada ensayo, y se establecieron envolventes de falla mínima y máxima, teniendo en cuenta la distribución de esfuerzos obtenida. En primera instancia se establecieron los parámetros mecánicos a partir de correlaciones con el ensayo SPT como se describe a continuación:

- Correlación SPT

Para las correlaciones con el ensayo de penetración estándar se utilizó la metodología propuesta por el Ingeniero Álvaro González¹, A continuación se enuncian los pasos realizados para obtener los parámetros de resistencia de los materiales:

- El primer paso consiste en encontrar el N70 o número de golpes por pie corregido a una energía del 70% teniendo en cuenta el control ejercido durante el proceso de exploración y considerando que para una energía de 45% la corrección por el número de golpes es demasiado conservadora. A continuación indica el proceso:

$$N_i = C_N * N * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4$$

En donde:

N_i: Número de golpes corregido para un determinado nivel de transmisión de energía i

C_N: Factor de ajuste para tener en cuenta el esfuerzo geostático, $\bar{\sigma}'_v$. Se evaluó con base en las propuestas de Peck, Seed, Meyerhoff-Ishihara, Liao-Whitman, Skempton, Sedd-Isdriss, Schmertmann y González, cuidando siempre que este factor no resultara mayor que 2. Estos valores posteriormente se promediaron

η_1 : Factor de corrección por eficiencia de energía transmitida del martillo al varillaje y al toma muestras.

η_2 : Factor de corrección por longitud del varillaje

η_3 : Factor de corrección por presencia de revestimiento, debido a que no se utilizó revestimiento, el factor de corrección es 1.0.

η_4 : Factor de corrección por diámetro de la perforación. Los diámetros de las perforaciones fueron inferiores a 0,12 m, por lo cual el factor de corrección es 1.0

- Una vez obtenido N70 se calcula el valor del ángulo de fricción interna (ϕ) por la correlación de Kishida:

$$\phi = \sqrt{20 \times N_{70}} + 15$$

- Siguiendo el criterio de falla de Mohr – Coulomb, se procede a calcular el valor correspondiente al esfuerzo cortante con una cohesión de cero (suponiendo que el ϕ hallando anteriormente es el ángulo de fricción total).
- Se realiza una gráfica esfuerzo normal efectivo Vs esfuerzo cortante obteniendo de la correlación lineal los valores de c' y ϕ' .

¹ González, A. (1999). **ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS EFECTIVOS DE RESISTENCIA CON EL SPT**. X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería de Colombia. SCI – SCG. Santafé de Bogotá D.C.

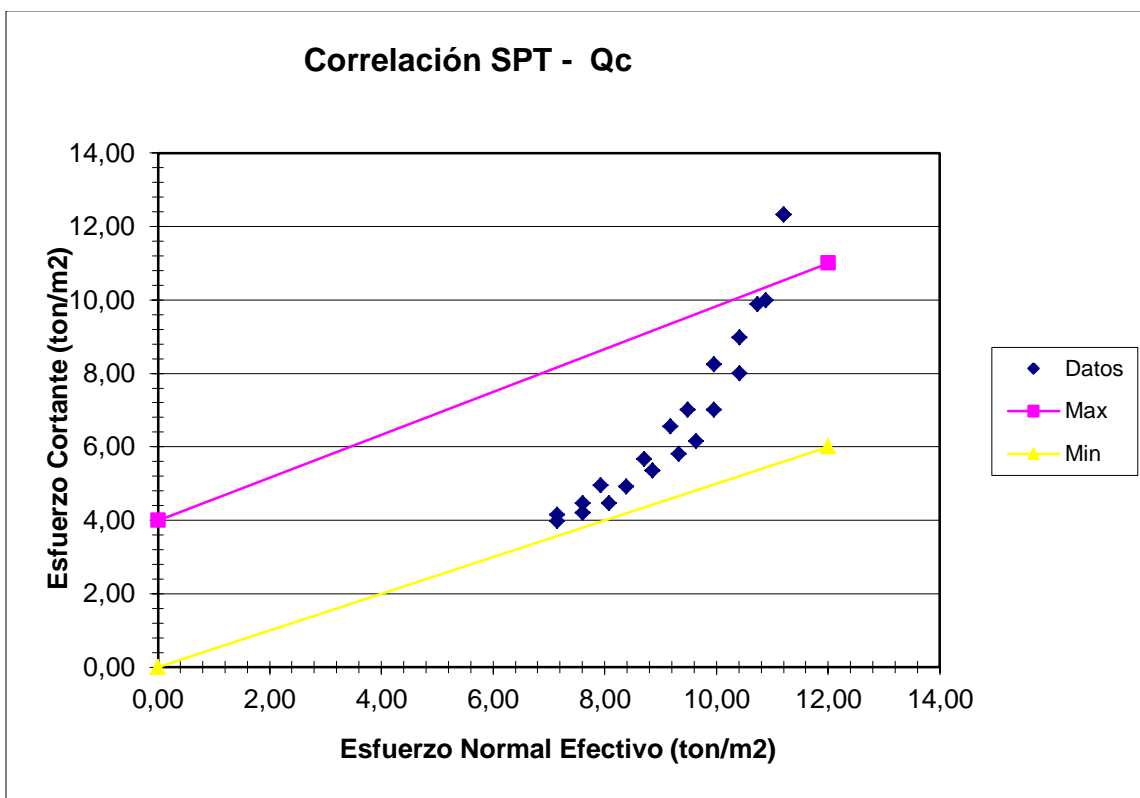
Teniendo el total de los resultados (puntos de corte a diferentes esfuerzos normales) se puede determinar la línea de falla, obteniéndose así el ángulo de fricción efectivo y la cohesión efectiva del material.

A continuación se describen los parámetros obtenidos para el estrato teniendo en cuenta la metodología antes explicada, para un peso unitario de 2,1 ton/m³.

Tabla 1. Correlaciones de SPT para el material de depósito.

SONDEO	Qc						
	Profundidad	SPT	SPT corr	Angulo de fricción	Esfuerzo total	Esfuerzo efectivo	Esfuerzo Cortante
	(mts)	(N)	(N)		(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)
1	4.80	15	11	30	8.54	7.14	4.14
	5.40	16	12	30	9.61	7.61	4.45
	5.80	20	14	32	10.32	7.92	4.95
	6.80	21	16	33	12.10	8.70	5.65
	7.40	28	21	36	13.17	9.17	6.54
	7.80	31	23	36	13.88	9.48	6.99
	8.40	42	30	40	14.95	9.95	8.24
	9.00	47	33	41	16.02	10.42	8.97
	9.40	55	38	43	16.73	10.73	9.87
	10.00	75	54	48	17.80	11.20	12.32
2	4.80	13	10	29	8.54	7.14	3.96
	5.40	13	10	29	9.61	7.61	4.19
	6.00	12	10	29	10.68	8.08	4.45
	6.40	15	12	30	11.39	8.39	4.91
	7.00	17	13	31	12.46	8.86	5.35
	7.60	19	14	32	13.53	9.33	5.79
	8.00	21	15	33	14.24	9.64	6.15
	8.40	28	20	35	14.95	9.95	6.99
	9.00	36	25	38	16.02	10.42	8.00
		9.60	55	38	43	17.09	10.89
	10.00	75	54	48	17.80	11.20	12.32

Figura 3. Análisis de los parámetros de resistencia a partir del SPT.



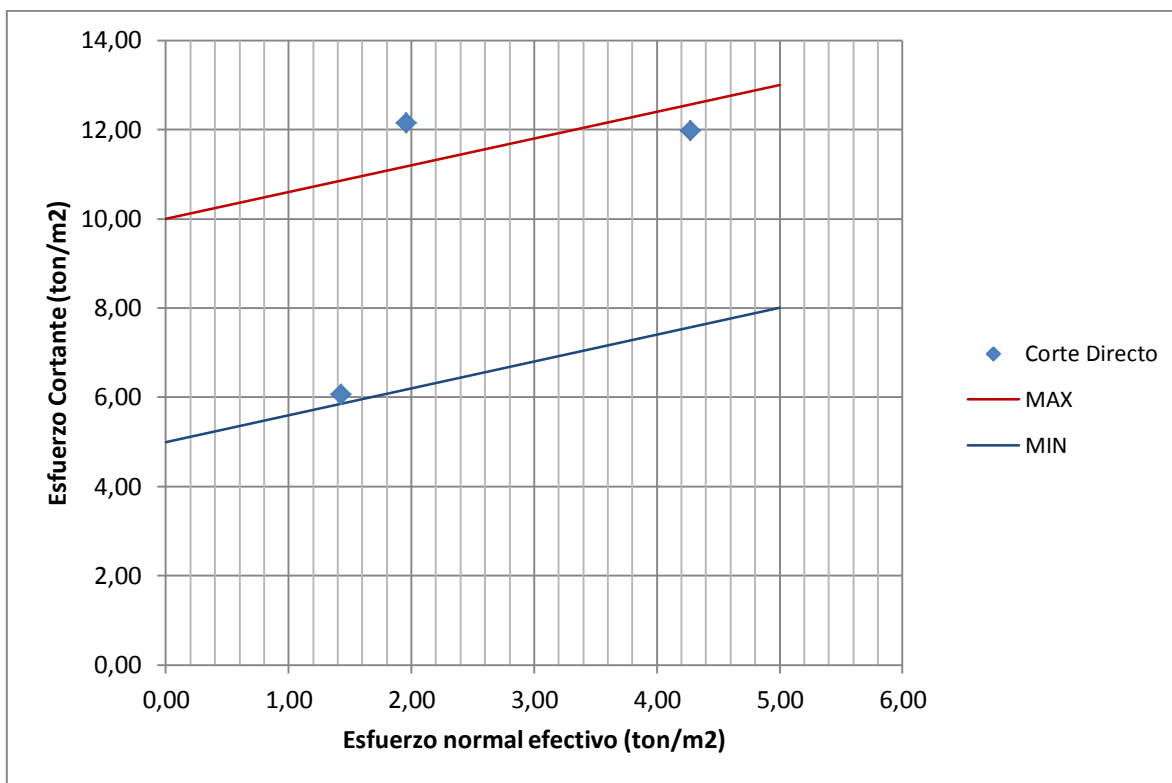
	C (KN/m ²)	ϕ
promedio	20.00	28.41

Sin embargo sobre diferentes muestras tomadas de este material se practicaron ensayos de corte directo los cuales se analizan a continuación:

Tabla 2. Parámetros de resistencia a partir de ensayos de Corte Directo sobre el material de depósito.

Qc						
MUESTRA	Profundidad	Angulo de fricción	Esfuerzo normal	Esfuerzo efectivo	Cohesión	Esfuerzo Cortante
	(m)		(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)
AP1-M3	2.40	10.20	4.27	4.27	11.20	11.97
S1-M1	1.10	21.01	1.96	1.96	11.40	12.15
S2-M1	0.80	14.36	1.42	1.42	5.70	6.06

Figura 4. Análisis de los parámetros de resistencia (Sondeo 2)



		C (KN/m ²)	ϕ
promedio		75.00	26.52

Teniendo en cuenta el estado fallado del suelo se adoptaron los parámetros residuales, entre los valores obtenidos de los diferentes ensayos, se establecen los siguientes parámetros para el material de depósito.

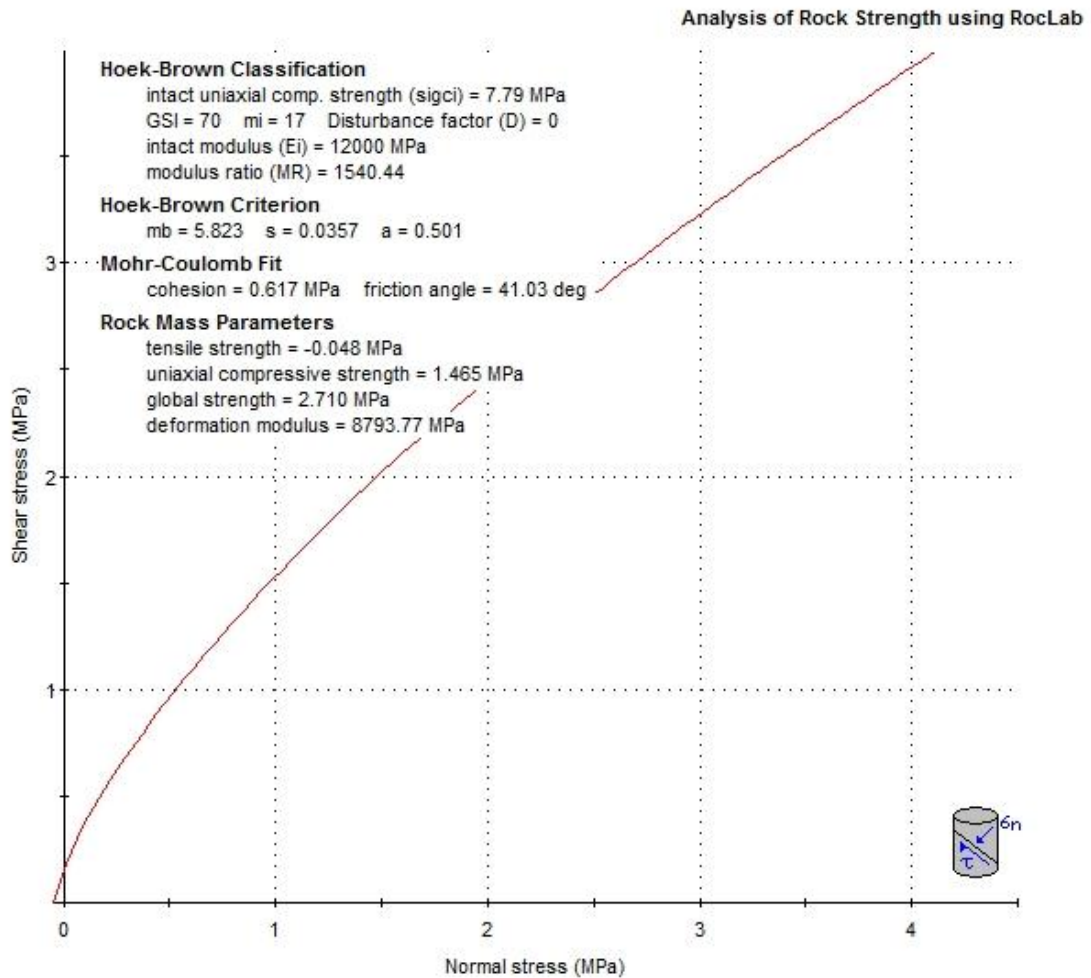
Tabla 3. Parámetros adoptados para los análisis de estabilidad.

	γ (KN/m ³)	C (KN/m ²)	ϕ
Arcilla, Qc	17.8	57,00	14.36

5.3. Caracterización Mecánica de la Roca (Arcillolita)

Para la caracterización geomecánica de la roca se utilizó el promedio de los ensayos de compresión confinada realizados y la clasificación de GSI (Geological Strength Index) cuyo análisis fue realizado mediante el software RocLab 1.0 de la casa Rocscience.

Figura 5. Salida gráfica del software RocLab 1.0 para la caracterización mecánica de la roca.



6. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Se efectuaron análisis de estabilidad del terreno mediante el software Slide 6.0, en tres secciones de análisis denominadas Perfil A, Perfil B y Perfil C (ver localización en plano anexo) trazadas sobre las zonas de pendientes críticas.

Figura 6. Modelo Geológico - Geotécnico Perfil A.

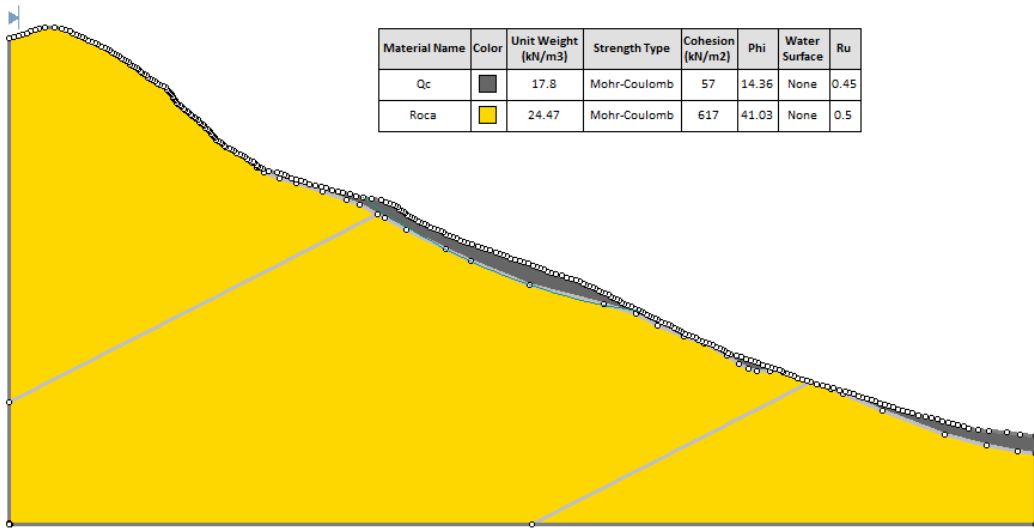


Figura 7. Modelo Geológico - Geotécnico Perfil B.

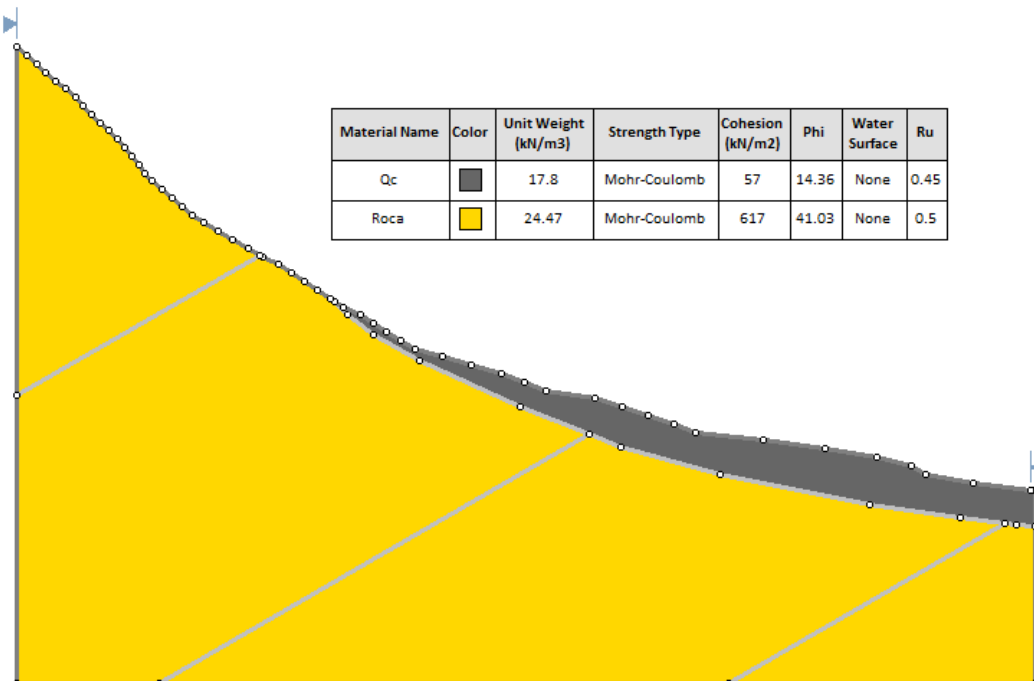
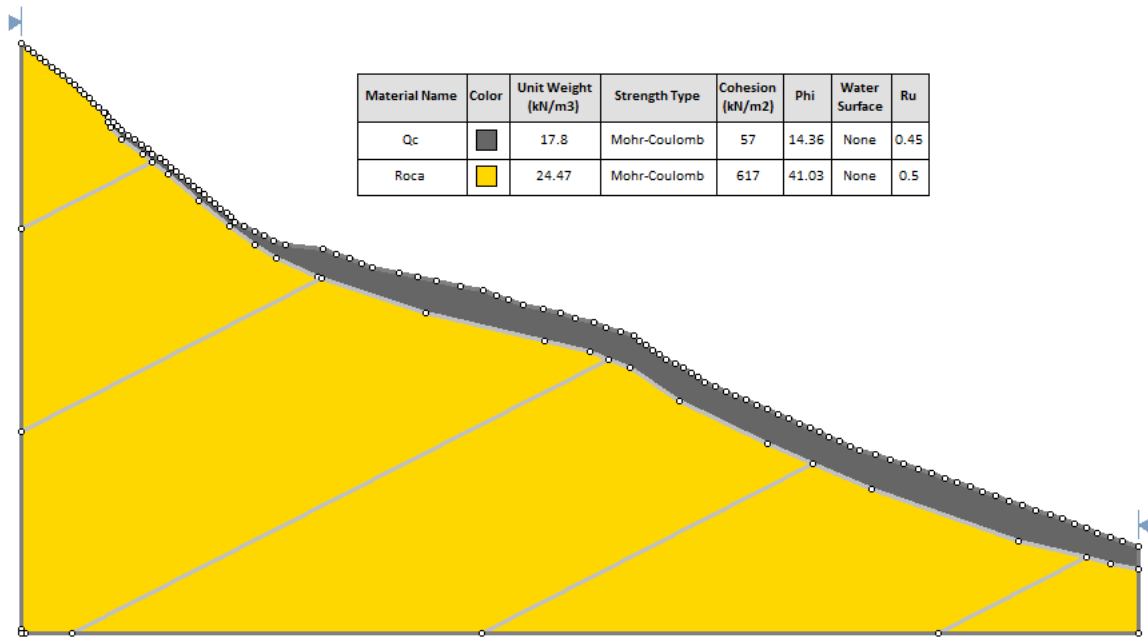


Figura 8. Modelo Geológico - Geotécnico - Perfil C



Estos modelos fueron analizados bajo condiciones extremas, esto es en condición de saturación y de sismo. El sismo fue modelado introduciendo el valor de la aceleración de diseño establecido para Turmequé por la NSR-10, igual a 0.2g, En los modelos se analizó el mecanismo de falla rotacional.

Los resultados de los análisis para el escenario actual en condición extrema se presentan a continuación:

Figura 9. FS para el escenario actual en la condición extrema del Perfil A.

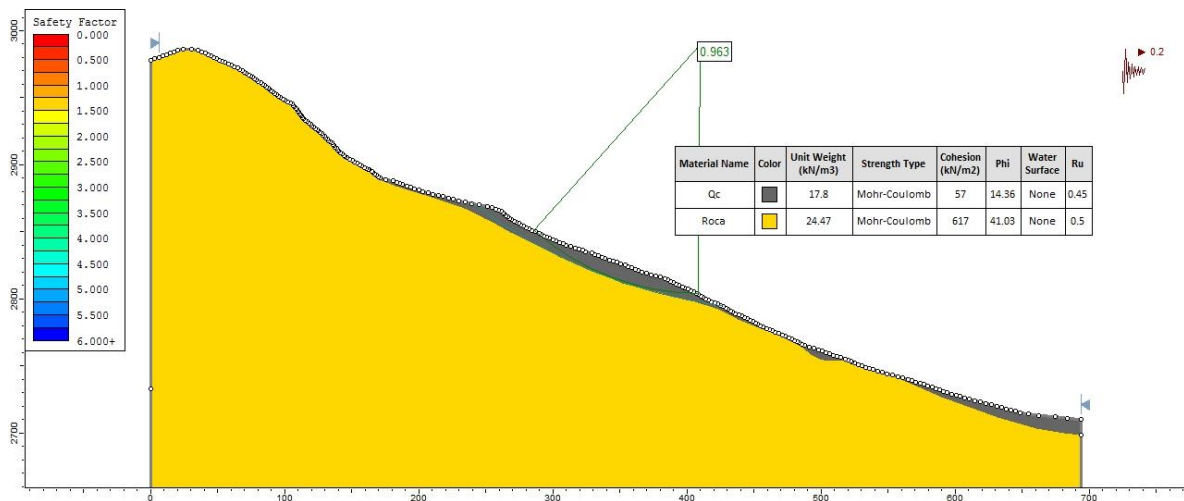


Figura 10. FS para el escenario actual en la condición extrema del Perfil B.

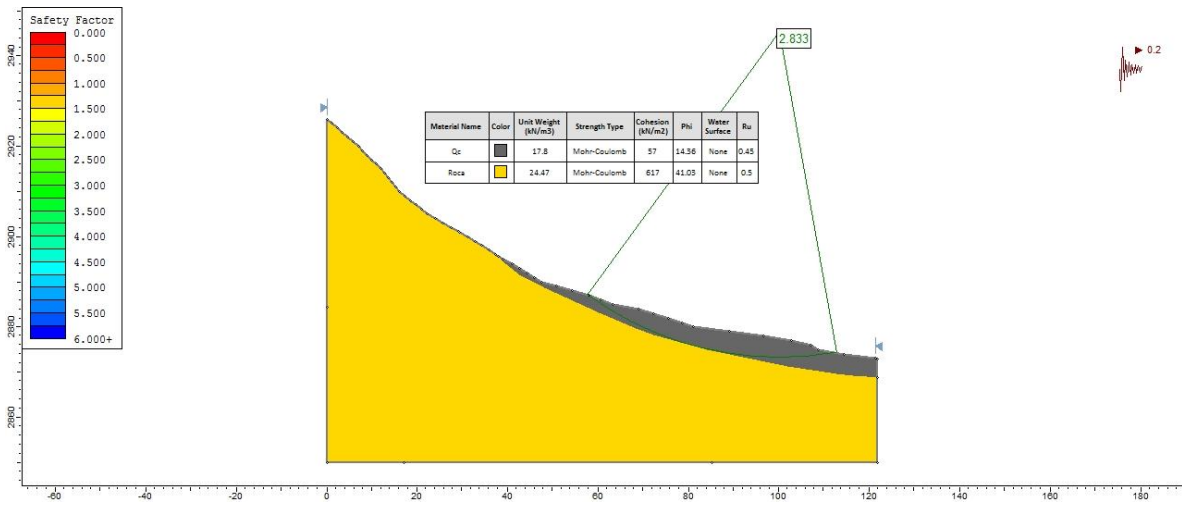
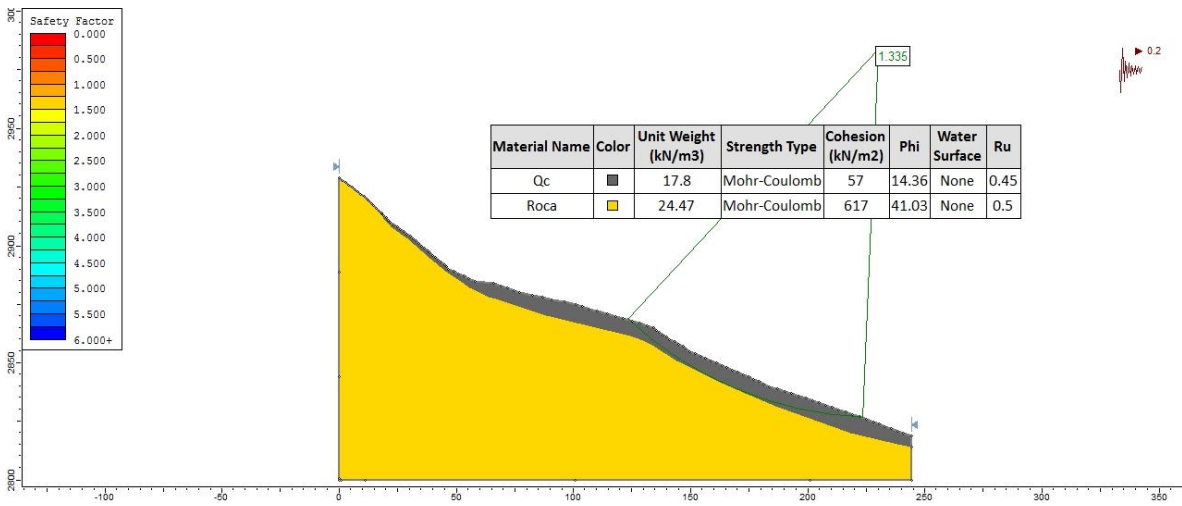


Figura 11. FS para el escenario actual en la condición extrema del Perfil C.



6.1. Evaluación de la Amenaza

Definida la amenaza como la probabilidad que ocurra un fenómeno de remoción en masa de una magnitud, intensidad y frecuencia sobre un territorio determinado que pueda causar daños importantes o desastrosos. La metodología empleada está enmarcada dentro del tipo de información disponible, así como la escala y finalidad de trabajo, en tal sentido el presente estudio se basa en:

- Revisión de la cartografía básica existente (topográfica, geológica, geomorfológica, geotécnica, usos del suelo, cobertura vegetal).
- Selección de la base topográfica para la elaboración y presentación de los planos solicitados.
- Identificación de unidades geológicas superficiales, geomorfología y procesos morfodinámicos activos o potenciales a través de visitas a campo.
- Elaboración de información temática complementaria como cobertura y usos del suelo, precipitaciones, sismicidad, factor antrópico (cortes, rellenos, manejo de aguas de escorrentía y superficiales).
- Elaboración del modelo geológico-geotécnico (determinación de los aspectos intrínsecos, factores contribuyentes y detonantes).
- Determinación de las posibles zonas homogéneas, mecanismos de falla, caracterización del drenaje y su relación con los fenómenos de inestabilidad potenciales y activos.

Para la categorización de amenaza por fenómenos de remoción en masa se utilizó el siguiente criterio:

AMENAZA POR FENOMENOS DE REMOCIÓN EN MASA	FACTOR DE SEGURIDAD EN CONDICIÓN EXTREMA
BAJA	$FS > 1.30$
MEDIA	$1.3 > FS > 1.0$
ALTA	$FS < 1.0$

De acuerdo a los análisis de estabilidad, antes mostrados, se puede concluir que el área de estudio se puede categorizar en **amenaza** baja.

6.2. Evaluación de Vulnerabilidad

Para determinar la vulnerabilidad de las edificaciones ante deslizamientos, se empleó el cálculo del denominado Índice de Vulnerabilidad Física (IVF), utilizando para tal efecto la metodología propuesta por Leone² y modificada por Soler et al³. En resumen, el trabajo consiste en calcular los índices de vulnerabilidad física (IVF), dependiendo del tipo de movimiento, la intensidad de las sollicitaciones y las características del elemento expuesto (edificaciones y demás construcciones existentes).

En forma general, la vulnerabilidad es una función tanto de la intensidad y magnitud 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 edificaciones teniendo en cuenta los siguientes criterios de resistencia de la estructura.

Tabla 4. Criterios de resistencia de la estructura

TIPO DE SOLICITACIÓN	MODOS DE DAÑO	CRITERIO DE RESISTENCIA DE LA ESTRUCTURA
Desplazamientos laterales	Transporte. Deformación. Asentamientos. Ruptura.	Profundidad de la cimentación. Arriostamiento de la estructura.
Empujes laterales	Deformación. Ruptura.	Altura de la estructura. Profundidad de la cimentación. Refuerzo.
Impactos	Deformación. Ruptura.	Refuerzo.

Tabla 5. Clasificación de la tipología de la estructura

TIPO ESTRUCTURA	DESCRIPCIÓN
B1	Edificación en material de reciclaje
B2 Mampostería	Edificación en mampostería sin estructura.
B2 Prefabricados	Edificación prefabricada.
B3	Edificación de hasta dos niveles de buena calidad de construcción (con estructura).
B4	Edificación de más de dos niveles de buena calidad de construcción (con estructura).
R1	Vía.

² Leone, F. (1999) CONCEPT DE VULNERABILITE APPLIQUE A L'EVALUATION DES RISQUES GENERES PAR LES PHENOMENES DE MOUVEMENTS DE TERREIN. Tesis de doctorado, Universidad de Grenoble.

³ 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.

El tipo de solicitaciones depende de la localización del elemento expuesto en referencia al sitio donde ocurre el fenómeno⁴, tal como se presenta a continuación.

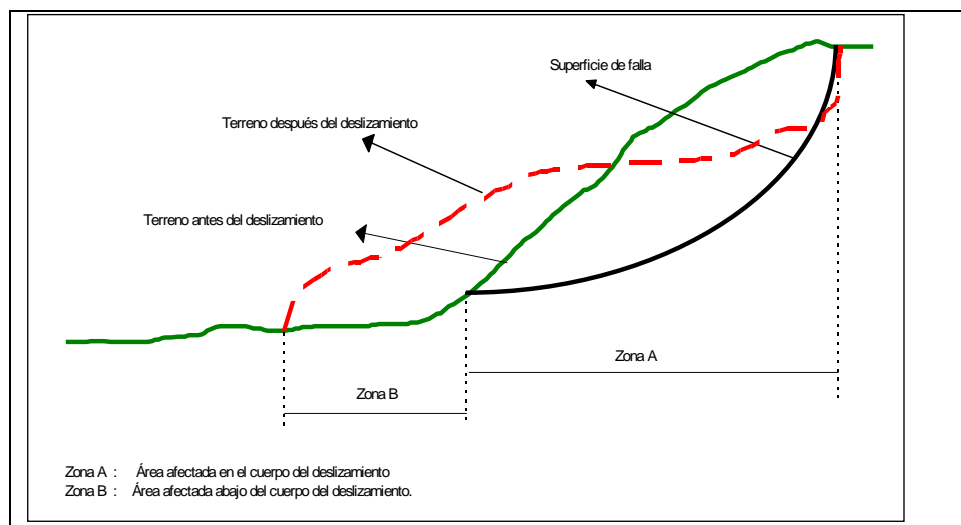


Figura 12. Esquema de deslizamiento

Como se puede observar en la figura anterior, 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 movimientos se utilizó la escala propuesta por Cruden y Varnes⁵, presentada a continuación:

Tabla 6. Rangos de velocidad utilizadas en el estudio

DESCRIPCIÓN	CLASE	VELOCIDAD CARACTERÍSTICA milímetros/ segundos
Muy rápido	VM1	Mayor a 50 mm/sg
Rápido	VM2	Entre 0.5 mm/sg y 50 mm/sg
Moderado	VM3	Entre 0.05 mm/sg y 0.5 mm/sg
Lento	VM4	Entre 0.005 mm/sg y 0.05 mm/sg
Muy lento	VM5	Menor a 0.005 mm/sg

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 edificación, así:

⁴ 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.

⁵ Cruden, D. y Varnes D. (1991). *Landslides types and processes*. Universidad de Alberta.

Tabla 7. Categorías de presión lateral utilizadas en el estudio

DESCRIPCIÓN	CLASE	CARACTERÍSTICAS
Presión lateral alta	PL1	Mayor a 2/3 de la altura de la vivienda
Presión lateral media	PL2	Entre 1/3 y 2/3 la altura de la vivienda
Presión lateral baja	PL3	Menor a 1/3 de la altura de la vivienda

Tabla 8. Solicitaciones para vías.

DESCRIPCIÓN	CLASE	CARACTERÍSTICAS
Degradación	DH1	Degradación de la vía
Obstrucción Baja	DH2	Obstrucción de la calzada con volumen < 10m ³
Obstrucción Alta	DH3	Obstrucción de la calzada con volumen > 10m ³
Ruptura	DH4	Ruptura de la calzada

Tabla 9. Matriz de daño utilizada en el estudio IDp

SOLICITACIÓN		TIPOLOGIA DE VIVIENDA				VIA
TIPO	RANGO	B1	B2	B3	B4	R1
DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (VV velocidad de desplazamiento)	MDU (1/1000)	0.2	0.05	0.05	0.01	
	MDU (1/500)	0.4	0.2	0.1	0.05	
	MDU (1/250)	0.5	0.4	0.2	0.1	
	MDU (1/150)	0.6	0.5	0.3	0.2	
Amplitud de desplazamientos verticales para vías y/o redes de carreteras (DH)	DH (I) Degradación de la vía					0.3
	DH (II) Obstrucción con volumen de 10m ³					0.4
	DH (III) Obstrucción con volumen de 100m ³					0.8
	DH (IV) Ruptura					1.0

SOLICITACIÓN		TIPOLOGIA DE VIVIENDA				VIA
EMPUJES LATERALES	PL1 (SF=SE)	1.0	1.0	0.9	0.9	
	PL2 (SF=2/3SE)	0.8	0.7	0.6	0.4	
	PL3 (SF=1/3SE)	0.6	0.4	0.2	0.9	

MDU: Movimiento Diferencial Unitario o asentamiento diferencial en el contacto de la estructura expuesta.

SE: Superficie expuesta de la construcción, SF: Superficie del frente de la masa deslizada.

La calificación del daño potencial para los elementos expuestos se determinó a partir de los valores indicados en la matriz de daño en función de la altura que podría alcanzar el deslizamiento y la posible velocidad de desplazamiento, así como la degradación que podrían sufrir las redes de vías por FRM.

El Índice de Daño o calificación de daños se cuantifican por medio de la matriz indicada anteriormente, para hallar el porcentaje de daño o índice de pérdidas; estos porcentajes de pérdidas según los rangos de valores de cada ID fueran los propuestos por Leone (1996). Finalmente, se realizó el cálculo del Índice de Vulnerabilidad Física, IVF, con la siguiente expresión empírica propuesta por Soler et al (1998) para involucrar las variables del problema mediante la teoría de conjuntos difusos:

$$IVF = [1 - (1 - ID)^{(1/(1-\alpha D))}]^{(1-\alpha D)}$$

Donde α es la dependencia o coeficiente de importancia de ID en la valoración del IVF (0 cuando es mínima y 1 cuando es máxima).

Tabla 10. Valores del coeficiente de importancia.

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

Tabla 11. Clasificación de la Vulnerabilidad.

Categoría de la Vulnerabilidad	Valor del IVF
Alta	$IVF \geq 0.65$
Media	$0.15 \leq IVF < 0.65$
Baja	$IVF < 0.15$

De acuerdo a lo anterior la vulnerabilidad de los elementos identificados se categoriza a continuación:

Tabla 12. Evaluación de la Vulnerabilidad

ELEMENTO	VULNERABILIDAD
VIVIENDA	MEDIA
VÍA FERREA	MEDIA

La memoria de cálculo de presenta en el Anexo 2.

7. EVALUACIÓN DEL DRENAJE NATURAL

En el sitio de estudio se encontró un considerable flujo superficial y sub-superficial de agua a través de los materiales presentes. Teniendo en cuenta que es de gran importancia el flujo de agua que discurre hacia la parte baja del predio. El área de aporte es de aproximadamente $5.418m^2$.

7.1. Criterios de Diseño para Obras de Drenaje

Los parámetros para el diseño de las obras de drenaje requieren establecer el caudal de diseño de las obras que está en función de acuerdo al Método Racional. Este planteamiento o modelo de estimación de caudales máximos generados por escorrentía, se identifica con la siguiente ecuación:

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

Dónde:

Q = Caudal pico (m^3/s);

k= Factor de conversión que en el sistema métrico es igual a 0.0028 ($lt/s/m^2$ mm/hr);

i= Intensidad máxima para la frecuencia de diseño, con duración igual al tiempo de concentración de la cuenca vertiente (mm/hr);

A=Área aferente (ha);

C =Coeficiente de escorrentía, con valor numérico entre 0 y 0.8, que depende de las características fisiográficas del área de drenaje y la cobertura del suelo.

Intensidad

Para efectos del estudio se adoptó una intensidad crítica de 275.44 mm/h. para un periodo de retorno de 50 años y una duración de 10 minutos.

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. Debido a la alta variabilidad de la intensidad de precipitación, este valor es de difícil determinación, si se emplea la información observada. Por tal motivo se optó por asumir el valor del coeficiente de escorrentía teniendo en cuenta el uso del suelo; bajo las siguientes recomendaciones, que incluyen el relieve del terreno, permeabilidad, vegetación y la capacidad de almacenaje en las microcuencas, tal como se pueden apreciar en la siguiente tabla.

Tabla 13. Parámetros recomendados para la estimación del coeficiente de escorrentía en zonas no urbanizadas.

RELIEVE DEL TERRENO	40	30	20	10
	Muy accidentado	Accidentado	Ondulado	llano
	m>30%	10%<m<30%	5%<m<10%	M<5%
PERMEABILIDAD DEL SUELO	20	15	10	5
	Muy Impermeable	Bastante Impermeable	Bastante Permeable	muy Permeable
	roca	Arcilla	normal	arenas
VEGETACIÓN	20	15	10	5
	ninguna	Poca - del 10% de la superficie	bastante hasta el 50% de la superficie	mucha hasta el 50% de la superficie
CAPACIDAD DE ALMACENAJE DE AGUA	20	15	10	5
	ninguna	Poca	bastante	mucha
VALOR DE K	75 - 100	50 – 75	30 - 50	25 - 30
VALOR DE C	0.65 - 0.80	0.50 - 0.65	0.35 - 0.50	0.20 - 0.35

De acuerdo a lo anterior se adopta un coeficiente de escorrentía de 0.65.

Caudal de Aporte

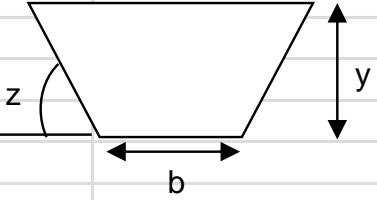
El caudal calculado será:

$$Q = 0.0028 * 275.44 * 0.65 * 12.3$$

$$Q = 6.16 \text{ m}^3/\text{s}$$

Secciones para las Obras de Drenaje

Para el caudal de aporte calculado se presentan las siguientes secciones de drenaje superficial:

Cuneta Trapezoidal	
Material:	Concreto
b=	0.40 m
y=	0.82 m
n=	0.012
A=	0.99
P=	8.7
R=	0.114
So=	0.1
z=	1
Q=	6.16 m ³ /s
Qap=	6.16 m ³ /s
	

8. PLAN DE PREVENCIÓN Y MITIGACIÓN

Plan de Prevención

- Debido a la vulnerabilidad de la vivienda presente en la zona de amenaza media, se deberá hacer inspección periódica de la misma para determinar su estado estructural, con el fin de tomar las medidas que se consideren necesarias al respecto.

Plan de Mitigación

- Se recomienda la construcción de barreras de micropilotes en madera, con una longitud de 6 a 8m, separados cada 2 m. Esto se acompañará de barreras vivas, es decir líneas de árboles de raíz profunda, con la finalidad de confinar las masas de suelo en movimiento.
- Se debe generar un sistema de captación de las aguas de riego de los cultivos presentes en la zona con el fin de mantener un nivel de humedad bajo en el terreno.
- De igual manera se deberá revegetalizar la zona del deslizamiento, con arbustos bajos de la región, que impidan fenómenos erosivos y controlen la escorrentía superficial de agua.
- Sobre la vía férrea se deberá construir una línea de micropilotes en concreto de una longitud de 10 m, distancia cada 2 m entre sí.

Plan de Monitoreo

- Se recomienda el amojonamiento de puntos sobre la vía férrea y la toma de medidas con periodos no mayores a 2 meses con el fin de determinar posibles desplazamientos de la vía y así tomar las medidas correctivas a las que haya lugar.

9. CONCLUSIONES

- Teniendo en cuenta los análisis de estabilidad realizados y lo observado en el terreno se puede determinar que, en términos generales, la ladera presenta inestabilidad por fenómenos de remoción en masa, mostrando zonas de deslizamiento y reptaciones locales.
- Se deberá implementar un plan de mitigación el cual consiste en la construcción de barreras vivas , con vegetación de raíz profunda y barreras de micropilotes de madera De igual manera como protección de la vía férrea y con el fin de minimizar los desplazamientos horizontales en la misma de deberá construir una barrera de micropilotes en concreto.

10. ADVERTENCIA

El presente estudio fue elaborado bajo la información suministrada por el convenio UPTC-CORPOCHIVOR hasta la fecha de elaboración del mismo, cualquier modificación en la condiciones del terreno deberán ser informadas oportunamente para su procesamiento bajo la luz del presente informe.

Cordialmente,

JOSE OLMOS OLMOS
INGENIERO CIVIL – GEOTÉCNISTA
MAT. 2520241419 CND