

Metodología simplificada para evaluación de vulnerabilidad geotécnica de terraplenes en carreteras de montaña de Costa Rica¹

Ing. Álvaro Ulloa Calderón
LanammeUCR
aulloa@lanamme.ucr.ac.cr
Ing. William Vargas Monge, PhD
Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica
wvargas@lanamme.ucr.ac.cr

Resumen

Este trabajo desarrolla una metodología de evaluación simplificada de la vulnerabilidad física de rellenos o terraplenes sobre laderas, aplicable en la gestión de riesgos de carreteras de montaña. La investigación está basada en el análisis teórico de estabilidad de modelos con diferentes configuraciones geométricas y propiedades geotécnicas, los cuales simulan las condiciones más frecuentes encontradas en las rutas de montaña de Costa Rica.

Se evalúa la estabilidad de taludes de tres modelos de terraplén sobre ladera: "Varablanca", basado en un sitio real, "pendiente infinita" y "terrazza", compuestos por dos materiales (suelo de cimentación y relleno) con diferentes características geométricas, físicas y geotécnicas. Los mecanismos de ocurrencia de falla en condición drenada y no drenada se estudian con los métodos de Bishop y Janbu modificado y un programa de cómputo. Se evalúan las variaciones de altura, ancho, pendientes, existencia de gavetas o banquetes, posición del nivel freático, humedad, relación de vacíos, peso unitario, resistencia en condición drenada y no drenada y coeficiente sísmico.

Los resultados se expresan mediante ecuaciones y gráficos que relacionan el factor de seguridad con las características geométricas, geotécnicas y sísmicas, cuya aplicación requiere de una evaluación o estimación de los parámetros de resistencia (ϕ' y c) y las propiedades físicas (γ) de los materiales, así como del coeficiente sísmico (k_h). Se concluye que la falla más frecuente se da en condición no drenada y es causada por la saturación del suelo. Este resultado resalta la importancia del diseño, construcción y mantenimiento adecuados de las obras de drenaje para la prevención del daño y/o pérdida de la estructura de pavimento.

La validez de las ecuaciones simplificadas se verifica con cinco casos de fallas reales y finalmente se proponen criterios de evaluación preliminar de la vulnerabilidad de terraplenes en zonas montañosas, útiles para la gestión del riesgo de las rutas nacionales trazadas sobre este tipo de topografías.

Palabras clave: Deslizamiento, Terraplén, Vulnerabilidad Geotécnica, Análisis de Estabilidad, Análisis Sísmico Pseudoestático, Metodología Simplificada de Evaluación.

Abstract:

This article presents a simplified evaluation method of the geotechnical vulnerability of road embankments on hill slopes that can be applied in risk management of mountainous roads. It is based on a theoretical stability analysis using different geometric configurations and

geotechnical properties to simulate the most frequent conditions found in the mountainous routes of Costa Rica.

This investigation evaluates the stability of three models with different geometric, physical and geotechnical characteristics: "Varablanca", based on a real site and composed by two materials (foundation soil and fill), "infinite slope" and "terrace embankment", composed by a single material type. The failure occurrence mechanisms in drained and undrained conditions were studied using the Bishop and modified Janbu methods and a computational software. The influence of parameters that affect stability was evaluated by changing the geometric configuration (height, width, angles of slopes, grading), geotechnical properties (water table level, humidity content, voids ratio, unit weight of materials, drained and undrained shear strength) and seismic coefficient.

As a general conclusion, the study confirms that failure occurs most frequently in undrained condition and it is caused by soil saturation. In drained condition, the maximum slope angle of the embankment is directly related to the friction angle of the material. In undrained condition, the maximum height of the embankment is directly related to the strength normalized by the unit weight of the material. These results show the importance of an adequate design, construction and maintenance of drainage structures to prevent damage or loss of the infrastructure.

The results of the study are presented in the form of equations and graphics that relate the stability safety factor with geometric, geotechnical and seismic characteristics. The use of the equations, which substitute detailed analysis for quick determination of the safety factor or the failure conditions, requires only the evaluation of material resistance parameters (ϕ' and c) and physical properties (γ), as well as the seismic coefficient (k_h).

Five different real failure cases were analyzed in order to validate the use of simplified equations for the computation of the safety factor, the height of failure or the normalized strength. An overall error of less than 10% in all the parameters was obtained. In addition, the equations were used to propose preliminary evaluation criteria of the geotechnical vulnerability of slopes in mountainous roads. These are tools useful for risk management of mountainous roads.

Keywords: Slide, Fill, Geotechnical Vulnerability, Stability Analysis, Pseudostatic Seismic Analysis, Simplified Evaluation Method.

(1) Este artículo es el resumen del proyecto de graduación del primer autor, el cual fue dirigido por el co-autor.

Costa Rica es un país montañoso, en vías de desarrollo, con una economía limitada y una dependencia muy marcada de las exportaciones hacia los mercados internacionales, es de gran trascendencia mantener en buen estado y con un funcionamiento óptimo la red de carreteras de montaña que sirven de enlace entre el Gran Área Metropolitana (GAM) y los principales puertos marítimos. Entre éstas se destaca la ruta nacional No. 32 (Braulio Carrillo), la cual desde su apertura, presenta la problemática de constantes interrupciones del flujo vehicular debido a los deslizamientos, provocando así daños y cierres temporales, que afectan directa e indirectamente la economía nacional, en detrimento del progreso y el desarrollo de la nación. Este mismo fenómeno ocurre en otras rutas nacionales que atraviesan montañas tales como la Interamericana (1 y 2), la No. 10 (Turrialba-Siquirres) y los pasos hacia la Zona Norte (San Carlos), una de las principales zonas productoras de alimento para la GAM.

La vulnerabilidad de las carreteras de montaña de Costa Rica asociada con la inestabilidad potencial de rellenos depende de factores múltiples, desencadenados directamente por la falta de inversión e implementación

Deslizamiento típico de un relleno de carretera de montaña

Figura 1



de tecnología adecuada en las etapas de diseño, construcción y mantenimiento de la infraestructura vial. Es por ello, que el diseño y construcción de nueva infraestructura vial y el mejoramiento de la ya existente, se ven obligados a tener como complemento medidas que busquen la reducción de la vulnerabilidad ante amenazas naturales, para garantizar la calidad de las inversiones en materia vial del país y apoyar en forma adecuada al desarrollo sostenible y la participación de Costa Rica en los mercados internacionales.

Metodología de la investigación

Figura 2

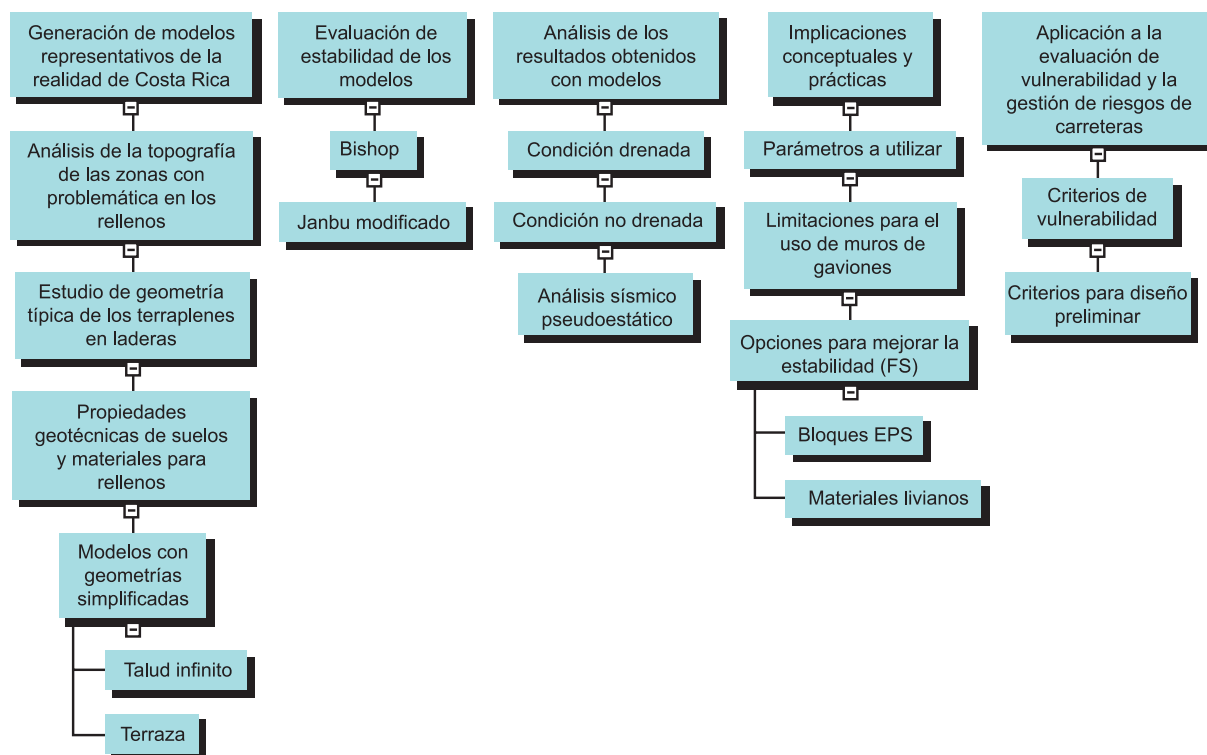
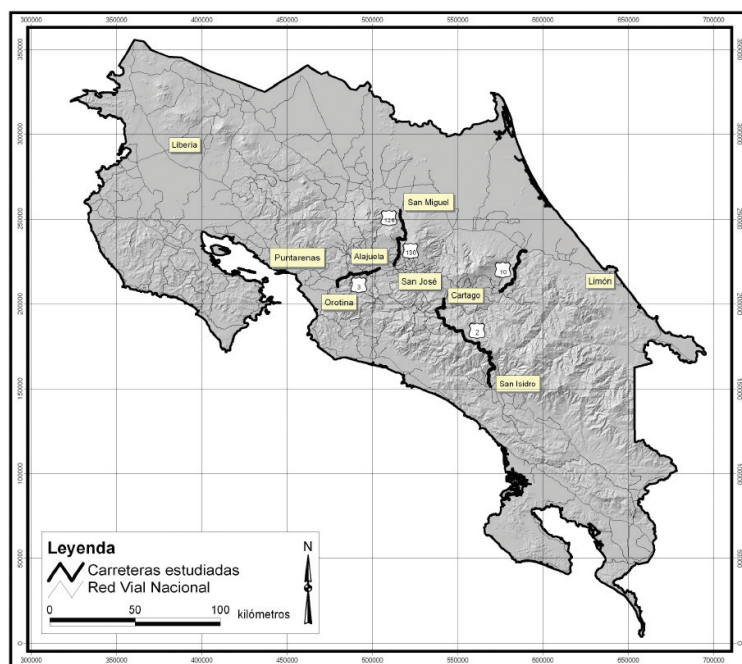


Figura 3.1

Mapa de las carreteras evaluadas



2. Objetivo general

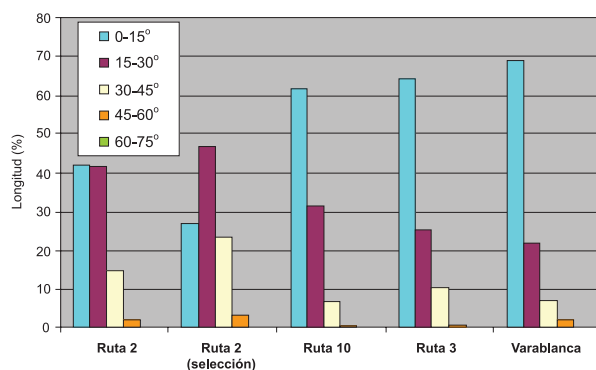
Desarrollar un conjunto de criterios simplificados de análisis y evaluación de vulnerabilidad física de rellenos en carreteras de montaña, a partir de los factores geométricos y geotécnicos más importantes que determinan la estabilidad.

3. Condiciones topográficas típicas de las carreteras de montaña

En zonas montañosas de Costa Rica comúnmente se presentan terrenos accidentados, con pendientes abruptas y condiciones climáticas de alta precipitación orográfica. Esto influye directamente en el trazado y concepción del diseño final de los proyectos de infraestructura vial y por consiguiente en los métodos de mejoramiento asociados a la estabilidad de los caminos que la topografía impone.

Gráfico 3.1

Variación de la longitud acumulada vs el ángulo del terreno



Por otra parte, como se ejemplifica en la Figura 1, los problemas de inestabilidad de taludes de corte y de rellenos son los que producen reparaciones de mayor costo y con mayor frecuencia en las carreteras de montaña del país. Esto pone en peligro las vidas de los que utilizan estos accesos y producen interrupciones al tránsito que se traducen en serias pérdidas económicas para un país sumamente dependiente de la exportación e importación de mercancías y productos. Es por lo anteriormente mencionado, que este proyecto provee una herramienta simplificada de análisis y evaluación de la vulnerabilidad de terraplenes de carreteras sobre laderas, a partir de los factores más importantes que determinan su estabilidad.

Las rutas de montaña presentan secciones transversales típicas con porcentajes altos de cortes y rellenos que a lo largo del corredor sufren variaciones importantes de inclinación. Es por esto que se torna imperativa la necesidad de planificar en forma adecuada y eficiente la utilización de materiales aptos para satisfacer las demandas de estabilidad de terraplenes de gran altura y pendiente, en el diseño e inclusive en la concepción misma de los proyectos de infraestructura vial.

La Figura 3.1 presenta algunas rutas estudiadas de la red vial nacional, en las investigaciones realizadas por el LanammeUCR sobre carreteras de montaña con alta vulnerabilidad a deslizamientos.

En el Gráfico 3.1 se presenta la variación de la pendiente del terreno en una banda de 200 m de ancho en sentido transversal de la carretera a lo largo de las principales rutas mostradas en la Figura 3.1. Del gráfico se infiere que para las principales rutas, la inclinación promedio de la pendiente del terreno en sentido transversal al de la carretera, varía en un rango de 0° a 30°, por lo que en este rango de valores se centra la presente investigación.

Las siguientes fotografías muestran algunos de los deslizamientos de terraplenes encontrados en las rutas

estudiadas. Cabe destacar, que la alta frecuencia de ocurrencia de estos fenómenos compromete el nivel de servicio de las vías y evidentemente afecta la seguridad de los usuarios.

4. Modelos y análisis

Con base en el fundamento teórico y las investigaciones previas analizadas, se evalúan todos los factores determinantes (propiedades de resistencia y las condiciones geométricas) de la vulnerabilidad geotécnica de terraplenes en carreteras de montaña y se proponen los siguientes modelos de análisis:

- *Modelo Varablanca*

Como punto de partida para el análisis de todos los factores que intervienen en la estabilidad de los rellenos en carreteras de montaña, se eligió un caso típico de deslizamiento que fuera representativo de las condiciones propias de las rutas. Mediante el análisis de la topografía y la interpretación de fotografías se obtuvo finalmente el perfil para realizar el estudio. En la Figura 4.1 se ilustra el modelo obtenido a partir de la configuración “Varablanca”:

En este modelo se consideraron las siguientes variables geométricas:

- θ : pendiente del terreno natural
- β : ángulo del talud del relleno
- h : altura del relleno
- a : ancho de la carretera o vía
- d : ancho del relleno con respecto a la carretera
- s : altura de la gaveta o banqueo de liga
- e : ancho del banqueo, se utiliza de 3 m por efectos constructivos
- x : longitud de la proyección horizontal del talud del relleno
- NF: Nivel freático que se varía desde la condición drenada (ausencia de agua) hasta la condición más crítica con el relleno saturado y salida del agua superficial.

Para la obtención de los parámetros geotécnicos, se emplean las propiedades típicas de materiales tanto para terraplenes como para el terreno natural, ambas recopiladas de la literatura consultada. Finalmente se utilizan los rangos de variación básicos para el análisis paramétrico de la evaluación de la estabilidad del modelo geotécnico Varablanca (ver tabla 4.1), con los cuales se analiza la ocurrencia de falla, efecto de las gavetas de liga en la estabilidad, influencia de la posición

Deslizamientos ocurridos en las rutas bajo estudio (Ruta 2)

Figura 3.2



Modelo geotécnico Varablanca

Figura 4.1

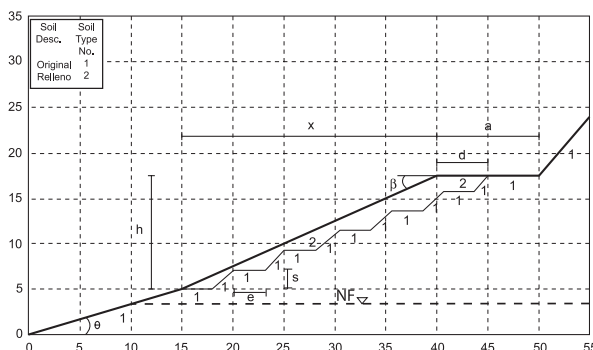


Tabla 4.1

Propiedades paramétricas del modelo geotécnico Varablanca

Material	γ húmedo		γ saturado		Cohesión (No drenada)		Ángulo de fricción drenada
	kN/m ³	ton/m ³	kN/m ³	ton/m ³	kPa	ton/m ²	(°)
Terreno	16,19	1,65	18,15	1,85	20<c<100	2,04<c<10,2	15< ϕ <30
Relleno	19,62	2,00	20,93	2,13	50<c<200	5,01<c<20,4	25< ϕ <35

del nivel freático en la estabilidad, influencia del peso unitario del relleno como mecanismo de activación de deslizamientos, y con base en estos resultados inferir las variables que determinan la estabilidad de los rellenos que cuentan con esta configuración geométrica.

Del modelo Varablanca, se infiere que la **ocurrencia de falla** para la condición no drenada ($\phi^l=0$) se da para todos los casos analizados en el suelo de cimentación, esto porque normalmente el relleno cuenta con mejores propiedades de resistencia, por lo que se debe dar especial atención en asegurar la utilización de materiales competentes en ambos elementos de la infraestructura vial. Además, sin importar que al momento de producirse el deslizamiento se reconstruya el terraplén con mejores propiedades de resistencia al corte, la falla seguirá siendo controlada por el suelo original. En cuanto a la condición drenada, se observa la falla en el plano de contacto entre el suelo y el relleno, lo cual sugirió la utilización del modelo de talud infinito para profundizar el análisis.

Con el fin de evaluar el **efecto de las gavetas de liga** en la estabilidad, se comparó el factor de seguridad (FS) y la ubicación de la superficie de falla en el modelo, obtenidos inicialmente, con los banqueos y posteriormente, simulando un plano de unión lineal entre el relleno y el suelo de cimentación. Este modelo simplificado produjo el mismo FS con prácticamente igual ubicación de falla. Se prosiguió la investigación con un modelo más simplificado, aunque cabe destacar que la utilización de las gavetas en la práctica es de gran utilidad constructiva y además sirve para interrumpir el flujo de agua subterránea y por ende cortar un posible plano de falla en la unión de ambos elementos.

Por otra parte se evalúa la **influencia de la posición del nivel freático** en la estabilidad, con esto y como es de esperarse, conforme aumenta el grado de saturación del relleno aumentan las cargas hidrostáticas, se reduce el efecto de succión y se pierde resistencia o cohesión. Esto confirma la importancia de las obras de

drenaje subterráneas y sobre todo el control estricto de la evacuación del agua y el mantenimiento preventivo de alcantarillas, las cuales son uno de los detonantes principales para elevar el nivel freático.

Finalmente, mediante variación paramétrica, se observa que para la condición no drenada, al fluctuar el **peso unitario** del modelo, ó la

relación de vacíos del terraplén, se infiere que cuanto mayor peso unitario o bien menor relación de vacíos tenga el material del relleno o del suelo, se necesita mayor resistencia en condición no drenada para alcanzar la estabilidad. Esto es perfectamente lógico, ya que al aumentar el peso del talud se incrementan las fuerzas motoras del deslizamiento, lo que disminuye el factor de seguridad asociado y requiere de una mayor resistencia para asegurar la estabilidad. En cuanto a la condición drenada, la estabilidad no se asocia directamente con el peso de los materiales sino con la configuración geométrica de la infraestructura.

• Modelo talud Infinito

Luego de valorar todos los factores que determinan la estabilidad en el modelo Varablanca, se simplificó dicho modelo para definir los criterios de vulnerabilidad aplicables a casos de falla localizada. La configuración de talud infinito se utilizó para caracterizar los casos en los cuales la falla afecta solamente al talud de los rellenos y no alcanza a la estructura del pavimento, la cual también es típica de taludes de corte. El análisis del talud infinito se realizó variando tanto los ángulos de la pendiente entre (15° y 30°), como el contenido de humedad, el peso unitario y la resistencia en condición drenada y no drenada, dentro de los valores indicados en la Tabla 4.1.

En **condición drenada**, los resultados del análisis de estabilidad del talud infinito corresponden con la literatura y se establece la condición frontera de que el ángulo de fricción de los materiales debe ser mayor o igual a la inclinación del talud ($\phi' \geq \beta$) para alcanzar la estabilidad, tal y como lo expresa la ecuación:

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

En **condición no drenada**, dada la similitud de las superficies de falla que predicen los métodos de Bishop y Janbu, se buscó una simplificación de los

resultados mediante los parámetros geométricos más representativos de la falla. Se encontró que la altura de la zona de falla (FS=1) correlaciona linealmente con la resistencia en condición no drenada (c) normalizada por el peso unitario del material (γ), tal como se observa en el gráfico 4.1.

Se puede observar que existe una relación aproximadamente lineal entre la altura de falla y la resistencia normalizada, con un coeficiente de correlación cercano a la unidad. Por lo tanto, la ecuación permite obtener la altura crítica de falla del talud si se conocen la resistencia en condición no drenada (c) y el peso unitario (γ) o viceversa. La simplificación es una herramienta de gran utilidad ya que, en primera instancia, permite comprender el comportamiento de los taludes de corte en la falla FS=1. La falla ocurre cuando se combinan la resistencia mínima y el peso unitario máximo, lo cual típicamente es causado por la saturación del suelo en la época de lluvias o fallas en los sistemas de drenaje.

• Modelo de terraza

Para evaluar de manera simplificada el caso más frecuente en que la falla alcanza la estructura del pavimento y afecta el “hombro” del relleno, se planteó un modelo de terraza, que permita inferir el comportamiento de los rellenos en laderas de la forma más aproximada a la geometría real de la falla de un terraplén. El modelo toma en cuenta la configuración típica de un talud de relleno como un talud que termina en una superficie horizontal, tal como se muestra en la Figura 4.2.

Variables del modelo:

β : ángulo de inclinación del relleno, varía de 15° a 30° con incrementos de 5°

x: dimensión horizontal del talud del relleno, varía de 0 m a 50 m

d: ancho de la corona del relleno que desliza

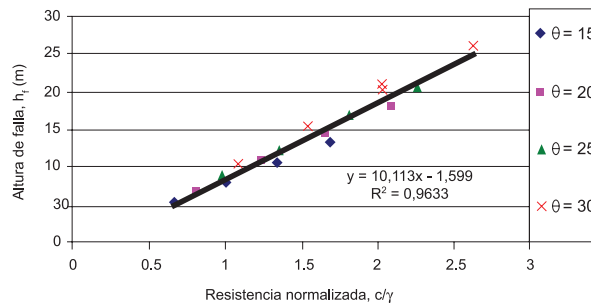
b: longitud de la proyección horizontal de la superficie de falla

h: altura del relleno, varía de acuerdo al perfil y se calcula como $h = x \cdot \tan \beta$.

En este modelo se utilizaron también las variaciones de parámetros geotécnicos que aparecen en la Tabla 4.1. Además se generaron perfiles distintos a partir de incrementos de 10 m en la dimensión horizontal del talud, para cubrir el intervalo de valores más común en la realidad.

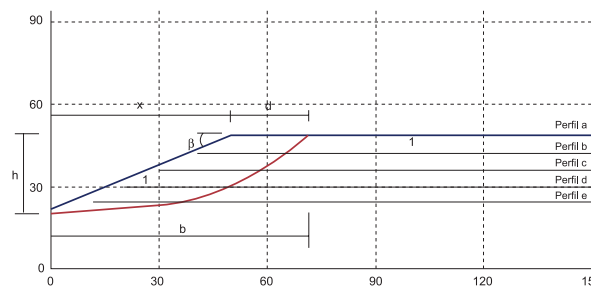
Variación de la resistencia normalizada (c/γ) con la altura de falla para el Modelo de Talud Infinito

Gráfico 4.1



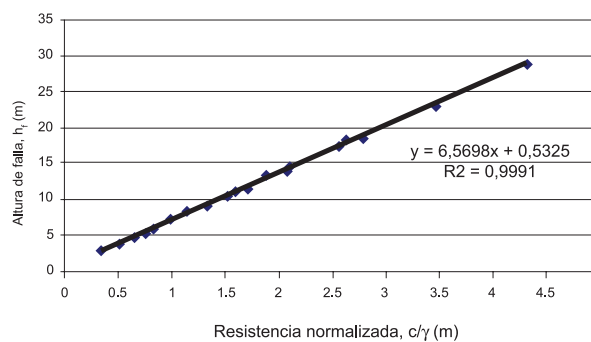
Modelo simplificado de terraza

Figura 4.2



Altura de falla vs resistencia normalizada (c/γ) para FS = 1 estático con el Modelo de Terraza

Gráfico 4.2



En **condición drenada**, se determinó que para este modelo se debe cumplir la misma condición límite del ángulo máximo del talud infinito, es decir $\phi' \geq \beta$.

Para la **condición no drenada**, también de forma similar que para el talud infinito, se encontró que la condición más crítica es la de saturación total. Las variaciones paramétricas de la geometría y las propiedades geotécnicas del modelo permitieron obtener nuevamente, con un alto coeficiente de correlación, una relación lineal directa entre la altura de falla y la

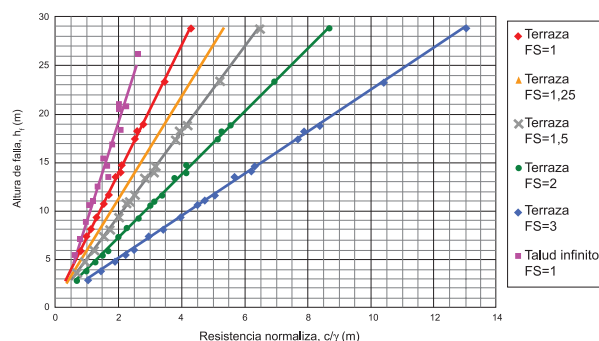


Tabla 4.2 Ecuaciones y correlación asociada a los factores de seguridad

Modelo factor de seguridad (FS)	Ecuación	Correlación, R ²
Terraza con FS = 1,0	$h_{falla} = 6,5698 (c/\gamma) + 0,5325$	0,9991
Terraza con FS = 1,25	$h_{falla} = 5,2524 (c/\gamma) + 0,5393$	0,9992
Terraza con FS = 1,5	$h_{falla} = 4,3674 (c/\gamma) + 0,5636$	0,9991
Terraza con FS = 2,0	$h_{falla} = 3,276 (c/\gamma) + 0,565$	0,9992
Terraza con FS = 3,0	$h_{falla} = 2,1846 (c/\gamma) + 0,5586$	0,9991
Talud infinito con FS = 1	$h_{falla} = 10,113 (c/\gamma) - 1,599$	0,9633

resistencia normalizada, la cual es independiente del ángulo de inclinación (β), la cual se presenta en el gráfico 4.2.

La ecuación del gráfico 4.2 predice la altura de falla de un relleno a partir de la resistencia normalizada, o la resistencia normalizada del suelo en una falla mediante un cálculo sencillo y directo, con una altísima correlación. Para su aplicación, solamente es necesario determinar los parámetros geotécnicos más básicos. Dado que fue desarrollada para un material homogéneo, su uso en el caso en que intervengan dos materiales distintos también fue estudiado. Al analizar el modelo “Varablanca” con esta ecuación se determinó que el uso de **la peor combinación de las propiedades geotécnicas de los materiales** (la menor resistencia, c , y el mayor peso unitario γ) produce resultados aceptables (error máximo de 10%, del lado conservador).

Dada la similitud de este modelo con los casos reales y con el objetivo de generar criterios de vulnerabilidad, se efectuó una variación de todos los parámetros en todos los perfiles para diferentes valores del factor de

seguridad. El gráfico 4.3 y la Tabla 4.2 resumen las ecuaciones finales obtenidas.

El análisis de regresión múltiple de todos los coeficientes de las ecuaciones anteriores permitió obtener una única ecuación de estabilidad estática para cualquier FS y altura del relleno, a partir del valor de resistencia normalizada.

$$FS = \frac{\frac{c}{\gamma}}{0,1527 * h - 0,0857}$$

Ecuación 4.2

$$h_{falla} = \frac{6,5488}{FS} \cdot \left(\frac{c}{\gamma} \right) + 0,3844$$

Tal como fue expresado anteriormente, la combinación de parámetros geotécnicos a utilizar como el valor de resistencia normalizada en las ecuaciones es la menor resistencia y el mayor peso del paquete estructural, es decir, la relación de $c_{suelo} / \gamma_{relleno}$. Para su aplicación general, se deben evaluar esos parámetros mediante ensayos de laboratorio o bien correlaciones mecanísticas-empíricas con ensayos de campo, tal como el de penetración estándar (SPT).

• Análisis sísmico pseudoestático

Se cuantificó el efecto de un sismo en condición drenada y no drenada, aplicando una carga horizontal al modelo de terraza en función de un coeficiente sísmico horizontal (K_h), el cual se obtiene a partir de la zonificación sísmica indicada en el Código Sísmico de Costa Rica (2002) y la recomendación de (Laporte, 2004). El único valor del factor de seguridad usado en el análisis fue FS=1,15, tal como lo recomiendan Seed (1970) y Laporte (2004).

El análisis en **condición drenada** permitió obtener una relación lineal entre el ángulo del talud, el coeficiente sísmico y el ángulo de fricción del material, con un coeficiente de correlación $R^2 = 0,9993$.

$$\phi'_{FS=1,15} = 1,065 \cdot \beta + 61 \cdot K_h + 0,95$$

Ecuación 4.3

Donde ϕ' y β se da en grados y $15^\circ < \beta < 30^\circ$. Se concluye que al considerar el efecto sísmico, el ángulo máximo del talud (β) debe ser menor que el ángulo de fricción (ϕ') del material.

Para la **condición no drenada** también se obtuvo una relación lineal entre la altura de falla (h), la resistencia normaliza (c/γ) y el coeficiente sísmico para un FS=1,15, con un coeficiente de correlación R² = 0,9994. En este caso la ecuación resultante es:

$$h = \frac{\left(\frac{c}{\gamma}\right) - 13,549 \cdot Kh + 0,6062}{0,0954 \cdot Kh + 0,194}$$

Ecuación 4.4

Nuevamente, es claro que la inclusión del efecto sísmico implica una reducción en la altura máxima (de falla) del material, suponiendo que la resistencia (c) no se ve afectada.

5. Validación de la investigación mediante análisis de casos reales

Para validar los resultados del estudio (gráficos y ecuaciones), se toman en cuenta los factores que determinan la estabilidad de los rellenos aplicados a estudios dirigidos al Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT) y al Consejo Nacional de Vialidad (CONAVI). A modo de resumen se presenta la tabla 5.1.

Los resultados (tabla 5.1) validan el uso de las ecuaciones para cálculos preliminares por el bajo porcentaje de error (menor a 10%), tanto en la predicción de la altura de falla como en la resistencia normalizada, ambos al compararlos con los estudios geotécnicos de casos reales.

6. Implicaciones para reducir la vulnerabilidad

La reducción de vulnerabilidad de los terraplenes de carretera de montaña implica necesariamente el aumento del factor de seguridad para alcanzar la estabilidad. No todas las soluciones son igualmente apropiadas para ese objetivo y los resultados de esta investigación permiten analizar la eficacia y limitaciones de las mismas.

Por ejemplo, el uso de muros de gaviones en laderas, introduce mayor peso sobre el suelo de cimentación y puede producir un cambio en la configuración de la falla, sin resolver el problema. La figura 6.1 muestra un caso

en el cual se da una falla en condición no drenada (A) con altura h_a , controlada por las propiedades del suelo (c_1/γ_1). Al introducir el muro de gaviones (B), el factor de seguridad para la altura h_a se incrementa, gracias a la alta resistencia normalizada del mismo (c_2/γ_2). Sin embargo, la combinación de resistencia del suelo (c_1) con el peso unitario del muro (γ_2) produce una condición potencialmente inestable (FS<1), señalada por el punto C. Mientras el suelo no se sature podría mantener la estabilidad, dado que la succión aporta resistencia adicional ($c_3 > c_1$), pero no se puede considerar que esta sea una solución adecuada en una ladera.

7. Criterios para evaluación de vulnerabilidad

La vulnerabilidad geotécnica de los rellenos sobre laderas depende de los parámetros de resistencia del suelo en condición drenada (ϕ') y no drenada (c), así como del peso unitario (γ) y la geometría (altura, ancho y ángulo del talud). En este estudio se utilizan los criterios de vulnerabilidad mostrados en la tabla 7.1, con base en el factor de seguridad.

Resumen de los casos reales estudiados

Tabla 5.1

C (ton/m²)	γ _{sat.} (ton/m³)	C/ γ real(m)	FS _{real}	FS _{calc.}	h _{real} (m)	h _{calculado} (m)	C/ γ _{calc.}	% Error (h _{falla})	% Error (C/ γ)
Taras - La Georgina									
8	1,7	4,71	1,01	1	33,5	31,2	5,02	6,86	-6,17
Turrialba - Santa Teresita (Estación 6+100)									
1	1,7	0,59	-	1	4,52	4,41	0,607	2,43	-3,19
Turrialba - Santa Teresita (Desvío km 9)									
1,07	1,7	0,63	-	1	5,05	4,67	0,687	7,52	-9,15
Orotina - Pozón									
4,1	1,8	2,28	-	1	16,54	15,51	2,44	6,23	-6,95
Quepos - La Managua									
1,2	1,8	0,67	1,03	1	4,93	4,63	0,669	6,09	-0,35

Falla de muro de gaviones a media ladera

Figura 6.1

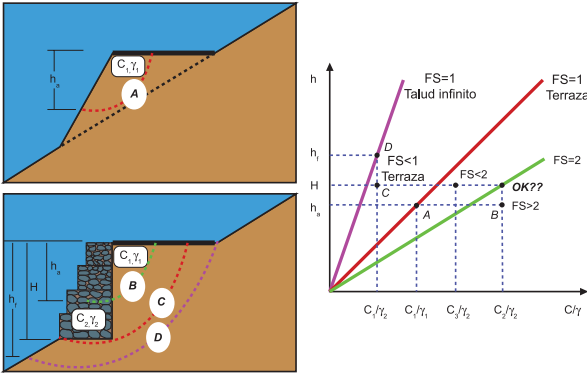


Tabla 7.1

Rangos de FS y criterios de vulnerabilidad

Factor de seguridad, FS	Criterio	Color
1,0 < FS < 1,25	Vulnerab. muy alta	Rojo
1,25 < FS < 1,5	Vulnerab. alta	Naranja
1,5 < FS < 2,0	Vulnerab. moderada	Amarillo
2,0 < FS < 3,0	Vulnerab. baja	Verde
FS > 3,0	Vulnerab. muy baja	Azul

cimentación del relleno respectivamente y el factor de seguridad (ver figura 7.1), según las ecuaciones:

$$\tan \theta = \frac{\tan \phi'_1}{FS_1} \quad \tan \beta = \frac{\tan \phi'_2}{FS_2}$$

Ecuación 7.1

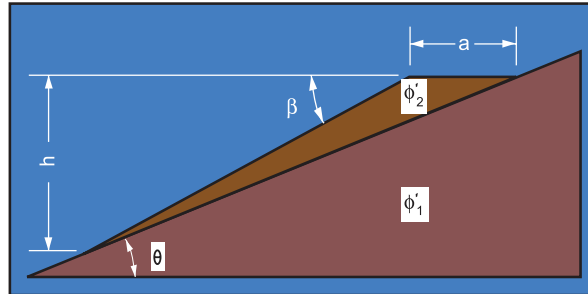
Suponiendo un FS homogéneo, un terraplén con la configuración mostrada en la Figura 7.1 cumple la siguiente relación:

$$\left(\frac{h}{a}\right) = \frac{1}{FS} \frac{\tan \phi'_{\text{suelo}}}{1 - \frac{\tan \phi'_{\text{suelo}}}{\tan \phi'_{\text{relleno}}}}$$

Ecuación 7.2

Figura 7.1

Configuración geométrica simplificada de un relleno sobre ladera



donde:

h: altura del relleno

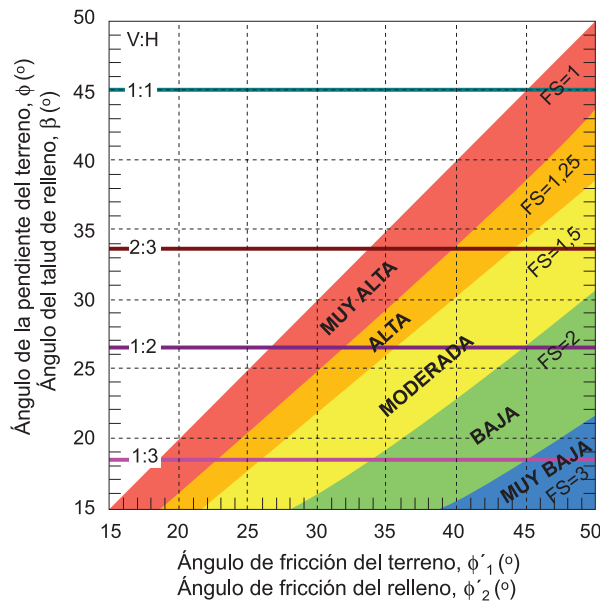
a: ancho de carretera

φ': ángulo de fricción del suelo o del relleno

Aplicando los criterios y las ecuaciones definidos anteriormente se obtiene el nomograma para cuantificar el grado de vulnerabilidad de un terraplén en condición drenada, el cual se presenta en el gráfico 7.1.

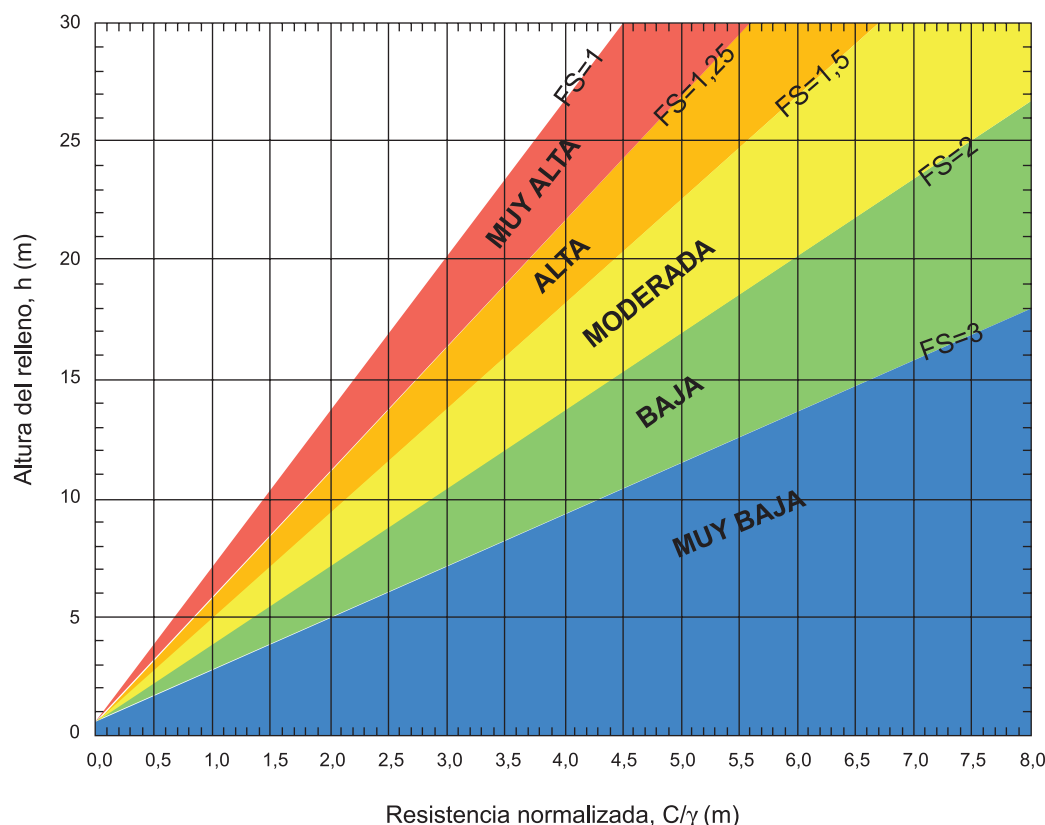
Gráfico 7.1

Vulnerabilidad geométrica de los rellenos en condición drenada



Para la **condición drenada**, los resultados de esta investigación confirman que la configuración de las pendientes del terreno y del talud del relleno deben tener como límite superior el ángulo de fricción del material correspondiente. En condición drenada estática, los ángulos θ y β se relacionan con los ángulos de fricción de los materiales correspondientes, ϕ'_1 y ϕ'_2 del suelo de

El gráfico permite evaluar la vulnerabilidad mediante la comparación de los ángulos θ y β con los ángulos de fricción del suelo, ϕ'_1 y del relleno ϕ'_2 , respectivamente. Es evidente que el ángulo de fricción mínimo del material debe ser al menos el ángulo del talud correspondiente para garantizar estabilidad (FS=1) pero es necesario o deseable un ángulo superior para garantizar una vulnerabilidad moderada. Por ejemplo, la figura 7.1 permite observar que si el ángulo de fricción de un material es de 35° , el ángulo máximo del talud que garantiza una vulnerabilidad moderada (FS=1,5) es de aproximadamente 25° . Aunque la mayoría de los suelos residuales de Costa Rica tienen ángulos de fricción inferiores a 35° , es común que los taludes de cortes y rellenos en carreteras tengan ángulos θ o β superiores a 25° (en algunos casos son taludes verticales), lo cual es indicador de una alta vulnerabilidad en condición drenada generalizada. Sin embargo, las fallas se presentan solamente si los materiales se secan o si se saturan completamente, puesto que en condiciones intermedias la succión aporta una resistencia adicional. Al considerar el efecto sísmico en la evaluación, los ángulos máximos de los taludes deben disminuir o los ángulos de fricción deben ser mayores, según se deduce de la ecuación 4.3.



De forma similar se analiza para la **condición no drenada**, en donde se relaciona la altura del relleno con la resistencia normalizada (c/γ) en función del FS (ver gráfico 7.2). De esta forma se obtiene una herramienta guía muy importante, con el fin de tomar decisiones y orientar al ingeniero en el diseño y retro-análisis de deslizamientos de rellenos en laderas.

8. Conclusiones

El estudio paramétrico de las condiciones de falla permitió desarrollar una metodología de evaluación simplificada de la vulnerabilidad geotécnica de terraplenes de carreteras en zonas montañosas, aplicable en la gestión de riesgos de la infraestructura vial.

Los resultados permiten definir estrategias para el control de la estabilidad de rellenos sobre laderas, cumplir con los requisitos de seguridad y reducir la vulnerabilidad. Es importante mencionar, que los criterios de vulnerabilidad alcanzados, son una herramienta práctica muy útil para la toma de decisiones y sobre todo para la planificación y evaluación rápida de la influencia de diferentes parámetros en la estabilidad

general, lo cual no pretende sustituir de ninguna manera los estudios básicos que van de la mano con todo proyecto de construcción de infraestructura, sino que por el contrario se apoyan directamente en éstos para diagnosticar o diseñar preliminarmente la obra.

Condición drenada:

El ángulo de inclinación del talud (θ , β) es la variable geométrica que controla la estabilidad del relleno y del suelo de cimentación. Además, se confirma que para $FS > 1$, debe cumplirse $\beta < \phi'_{\text{relleno}}$ y $\theta < \phi'_{\text{suelo}}$. Esta condición es poco usual en las carreteras de Costa Rica (inclinaciones típicas 1:2 o 1:1).

Condición no drenada:

Según se deduce del modelo “Varablanca”, la falla de un terraplén sobre ladera natural ocurre en el suelo de cimentación y no en material del relleno, por lo que la resistencia necesaria para garantizar la estabilidad debe ser proporcional al peso del material sobre la superficie de falla.

Además, la saturación produce aumento del peso del material inestable y reducción de la resistencia del suelo en la zona de falla. El efecto de la saturación es la

disminución del factor de seguridad. Cabe destacar que este es el tipo de falla más frecuente encontrada en las carreteras de Costa Rica, lo que pone en evidencia que la resistencia (cohesión) del suelo de cimentación (c) y el peso unitario del relleno (γ) controlan la falla.

La altura del volumen de relleno potencialmente inestable ($FS=1$) y el FS son una función lineal de la resistencia normalizada. La ecuación general es $h=(A/FS)*(c/\gamma)+b$ donde los parámetros A y b dependen de la configuración del terraplén.

Efecto del Sismo:

Al aumentar K_n se observa que en **condición drenada**, se requiere un ángulo de fricción mayor ϕ' para $FS=1$. La inclinación máxima del talud del relleno (β) debe ser menor que en condición estática. En **condición no drenada**, se necesita mayor resistencia normalizada (c/γ) para $FS=1$. La altura máxima del relleno debe ser menor que en condición estática para ambos casos.

Validación mediante análisis de casos:

El estudio de casos valida y demuestra las ventajas del análisis simplificado con las ecuaciones encontradas. El porcentaje de error en la altura de falla y/o en la resistencia normalizada es muy bajo en todos los casos analizados ($<10\%$).

Aplicaciones a la evaluación de la vulnerabilidad

Para reducir la vulnerabilidad de un relleno (aumentar el FS) o al reconstruirlo se debe incrementar la resistencia normalizada, ya sea reduciendo significativamente el peso (γ) de los materiales a utilizar o bien aumentando la resistencia en condición no drenada (cohesión) del suelo de cimentación. Por otra parte, la estabilización de rellenos en ladera mediante muros de gaviones no es siempre adecuada porque el peso adicional tenderá a desplazar la falla al suelo de cimentación y a aumentar el volumen inestable.

Criterios de vulnerabilidad:

Los gráficos y ecuaciones producidos por esta investigación en combinación con estudios básicos de laboratorio y campo, son herramientas muy útiles para la gestión de riesgos, puesto que su uso permite:

- Analizar deslizamientos de terraplenes en forma simplificada.
- Predecir el FS , con un error muy bajo.
- Priorizar la intervención de los rellenos con alto grado de vulnerabilidad (Toma de decisiones)
- Diseño preliminar de la infraestructura vial.

Referencias bibliográficas

1. Abramson Lee, et al. Slope Stability and Stabilization Methods. John Wiley and Sons, inc. U.S.A. 1996.
2. Bowles E., Joseph., Foundation Analysis and Design. 5ta edition. 1997.
3. Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. Código Sísmico de Costa Rica 2002. Editorial Tecnológica de Costa Rica. 2003.
4. Laporte P., María., Propuesta para la Escogencia del Coeficiente Dinámico para el Análisis Pseudoestático de Estabilidad de Taludes. III Congreso Panamericano de Enseñanza-Aprendizaje de Ingeniería Geotécnica. 2004.
5. Rico R., Alfonso; Del Castillo., Hermilo., La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas. Volumen 1 y 2. Noriega Editores. México. 1996.
6. Suárez D., Jaime., Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamientos. Colombia.
7. Vargas M., William; Garro M., José F., Gestión de Riesgos Naturales en Infraestructura Vial. Documento de Trabajo. Laboratorio de Materiales y Modelos Estructurales, Universidad de Costa Rica. 2002.