



Laboratorio Nacional de  
Materiales y Modelos Estructurales



PROGRAMA DE  
INFRAESTRUCTURA DEL  
TRANSPORTE

## Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA)

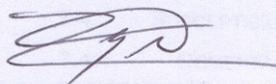
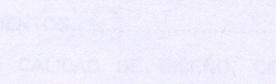
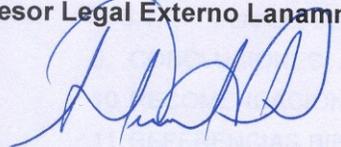
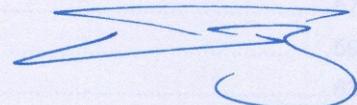
Proyecto: LM-PI-UE-008-11

# **EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ANTE AMENAZAS NATURALES DE LA RUTA NACIONAL 613 SAN VITO-MELLIZAS**

Preparado por:

Unidad de Evaluación de la Red Vial Nacional

San José, Costa Rica  
Noviembre, 2011

<b>1. Informe</b> LM-PI-UE-008-11		<b>2. Copia No.</b> 1
<b>3. Título:</b> EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ANTE AMENAZAS NATURALES DE LA RUTA NACIONAL 613		<b>4. Fecha del Informe</b> Noviembre, 2011
<b>7. Organización y dirección</b> Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales Universidad de Costa Rica, Ciudad Universitaria Rodrigo Facio, San Pedro de Montes de Oca, Costa Rica Tel: (506) 2511-2500 / Fax: (506) 2511-4440		
<b>8. Notas complementarias</b> No aplica		
<b>9. Resumen</b> <i>Este estudio presenta los perfiles de vulnerabilidad ante amenazas naturales de la infraestructura vial de la Ruta Nacional 613, que comunica la comunidad de San Vito con otras, como Sabalito y Mellizas. El análisis de las amenazas evaluadas (sísmicas e hidrometeorológicas) se realizó mediante la aplicación de metodologías de zonificación en un Sistema de Información Geográfica (SIG). En la zonificación de deslizamientos se utiliza la metodología del ángulo crítico, la cual permite establecer rangos de susceptibilidad de pendiente para cada geología, a partir de un análisis estadístico. La zonificación de flujos de lodos y detritus fue modelada con la metodología de Kanji, para cuencas que toma en cuenta factores como intensidad de lluvia, aspectos geológicos, uso de suelo y características de las cuencas. Para la evaluación de capacidad hidráulica de las alcantarillas se utiliza la metodología de Rodríguez, la cual compara el caudal teórico, según las características de sección transversal, y el caudal máximo probable para diferentes periodos de retorno. La vulnerabilidad de los puentes ante solicitaciones sísmicas se realiza con el método del Risk Management Solutions, Inc. (RMS) el cual determina un nivel de daño probable causado por solicitaciones sísmicas a cada puente, relacionado con sus características estructurales. La vulnerabilidad de los taludes de corte se evalúa a partir de la zonificación de susceptibilidad del terreno a deslizamientos. Los resultados de la combinación de amenazas naturales consideradas se presentan en perfiles de susceptibilidad de amenazas por lo cual se segmenta la carretera en tramos de 100 metros. Mediante los perfiles se identificaron tres tramos críticos donde la carretera presenta vulnerabilidad alta y muy alta. En estos tramos debería priorizarse la realización de las medidas de mitigación para reducir su vulnerabilidad.</i>		
<b>10. Palabras clave</b> Evaluación, amenazas naturales, vulnerabilidad, red vial, Ruta Nacional 613	<b>11. Nivel de seguridad:</b> Ninguno	<b>12. Núm. de páginas</b> 77
<b>13. Preparado por:</b> Ing. Diego Cordero Carballo, M.Sc. Ingeniero Evaluador  Fecha: 03 / 11 / 2011		<b>14. Revisado por:</b> Rosario Espinoza Carazo & Elías Bonilla Miranda Asistentes de ingeniería  Fecha: 03 / 11 / 2011
<b>14. Revisado por:</b> Lic. Miguel Chacón Alvarado Asesor Legal Externo LanammeUCR  Fecha: 03 / 11 / 2011		<b>15. Aprobado por:</b> Ing. Guillermo Loría Salazar, Ph.D. Coordinador General PITRA  Fecha: 03 / 11 / 2011



## TABLA DE CONTENIDOS

ÍNDICE DE FIGURAS .....	5
ÍNDICE DE CUADROS .....	6
1. POTESTADES .....	7
2. OBJETIVO DE LA EVALUACIÓN .....	7
3. ALCANCE DE LA EVALUACIÓN .....	7
4. INTRODUCCIÓN .....	9
5. EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD .....	11
5.1. AMENAZA .....	11
5.2. VULNERABILIDAD .....	12
6. RUTA NACIONAL 613 .....	14
6.1. DESCRIPCIÓN DE LA RUTA NACIONAL 613 .....	14
6.2. INFORMACIÓN CLIMATOLÓGICA DE LA RUTA NACIONAL 613 .....	16
6.3. GEOLOGÍA DE LA RUTA NACIONAL 613 .....	18
6.4. TIPOS DE SUELO .....	19
6.5. USO DE SUELO .....	21
7. VULNERABILIDAD ANTE AMENAZAS NATURALES DE LA RUTA NACIONAL 613 .....	24
7.1. METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN UTILIZADA EN EL ESTUDIO .....	24
7.2. VULNERABILIDAD DE OBRAS DE DRENAJE INTERMEDIO .....	26
7.2.1. PUNTOS CRÍTICOS .....	27
7.2.2. UBICACIÓN Y TAMAÑO DE CONDUCTOS SEGÚN PLANOS Y EN CAMPO .....	31
7.2.3. TAMAÑO REQUERIDO DE OBRAS DE DRENAJE INTERMEDIO PRINCIPALES .....	32
7.2.4. TAMAÑO REQUERIDO DE OBRAS DE DRENAJE INTERMEDIO SECUNDARIAS .....	34
7.2.5. EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y MANTENIMIENTO DE LAS OBRA DE DRENAJE INTERMEDIO EVALUADAS .....	37
7.3. SUSCEPTIBILIDAD A FLUJOS DE LODOS Y DETRITOS .....	40
7.4. SUSCEPTIBILIDAD A DESLIZAMIENTOS .....	44
7.4.1. COMENTARIOS SOBRE LA CALIDAD DE DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y MANTENIMIENTO DE LAS OBRA DE ESTABILIZACIÓN .....	47
7.5. VULNERABILIDAD DE PUENTES .....	48
7.5.1. PUENTES SOBRE EL RÍO SABALITO .....	48
8. PERFILES DE VULNERABILIDAD .....	54
8.1. PERFILES DE SUSCEPTIBILIDAD ANTE AMENAZAS Y VULNERABILIDAD .....	54
9. CONCLUSIONES .....	57
10. RECOMENDACIONES .....	59
11. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	63
12. ANEXOS .....	66
12.1. INFORMACIÓN DE CUENCAS CORRESPONDIENTES A OBRAS DE DRENAJE DE LA CARRETERA .....	66



12.2.	VALORES PARA EL CÁLCULO DE CAUDAL ( $m^3/s$ ) PARA CADA CUENCA. ....	68
12.3.	FACTORES, GRADOS PARCIALES, GRADO FINAL Y NIVEL DE SUSCEPTIBILIDAD A FLUJOS DE LODOS Y DETRITUS.....	71
12.4.	EJEMPLO DE CÁLCULO DE CAUDAL MÁXIMO UTILIZANDO NOMOGRAMAS DE LA FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION DE LOS ESTADOS UNIDOS .....	75





## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA RUTA NACIONAL 613. ....	14
FIGURA 2. PERFIL DE ELEVACIONES DE LA RUTA ANALIZADA. ....	15
FIGURA 3. PERFIL DE TEMPERATURAS PROMEDIO ANUALES PARA LA RUTA NACIONAL 613. ....	16
FIGURA 4. PERFIL DE PRECIPITACIÓN PROMEDIO ANUAL PARA LA RUTA NACIONAL 613. ....	17
FIGURA 5. PERFIL DE DÍAS DE LLUVIA POR AÑO PARA LA RUTA NACIONAL 613. ....	17
FIGURA 6. GEOLOGÍA DE LA ZONA. ....	18
FIGURA 7. TIPOS DE SUELO DE LA ZONA. ....	20
FIGURA 8. USO DE SUELO DE LA ZONA EN ESTUDIO. ....	22
FIGURA 9. METODOLOGÍA UTILIZADA EN EL ESTUDIO. ....	25
FIGURA 10. VULNERABILIDAD DE OBRAS DE DRENAJE. ....	28
FIGURA 11. UBICACIÓN Y ÁREA DE ALCANTARILLAS O CONDUCTOS DE DRENAJE TRANSVERSAL. ....	31
FIGURA 12. DIAGRAMA DE TALBOT (ÁREA DE CONDUCTO VS ÁREA DE CUENCA) ....	33
FIGURA 13. DIAGRAMA DE TALBOT (ÁREA DE CONDUCTO VS ÁREA DE CUENCA) ....	36
FIGURA 14. ALCANTARILLA SIN ESTRUCTURA DE PROTECCIÓN A LA SALIDA EN EST. 29+530. ....	37
FIGURA 15. CUNETAS Y ALCANTARILLAS CON SEDIMENTOS, VEGETACIÓN Y BASURA. ....	38
FIGURA 16. ALCANTARILLAS CON TUBERÍAS QUE LAS ATRAVIESAN. ....	39
FIGURA 17. SUSCEPTIBILIDAD ANTE FLUJOS DE LODOS/DETRITUS CONSIDERANDO EL FACTOR LLUVIA. ....	43
FIGURA 18. SUSCEPTIBILIDAD ANTE FLUJOS DE LODOS/DETRITUS SIN CONSIDERAR EL FACTOR LLUVIA. ....	43
FIGURA 19. DESLIZAMIENTOS REGISTRADOS EN ESTACIONAMIENTO 29+600. ....	44
FIGURA 20. DESLIZAMIENTOS REGISTRADOS EN ESTACIONAMIENTO 24+020. ....	44
FIGURA 21. DESLIZAMIENTOS REGISTRADOS EN ESTACIONAMIENTO 23+470. ....	45
FIGURA 22. PORCENTAJE DE ÁREA DESLIZADA NORMALIZADA POR ÁREA TOTAL. ....	45
FIGURA 23. MAPA DE SUSCEPTIBILIDAD A DESLIZAMIENTOS. ....	46
FIGURA 24. MURO DE GAVIONES ENTRE ESTACIONAMIENTOS 24+110 Y 24+120. ....	47
FIGURA 25. MAPA DE ACELERACIÓN PICO EN ROCA PARA T=100 AÑOS. ....	49
FIGURA 26. MAPA DE ACELERACIÓN PICO EN ROCA PARA T=500 AÑOS. ....	49
FIGURA 27. PUENTE NO. 1 SOBRE EL RÍO SABALITO. ....	50
FIGURA 28. PUENTE NO. 1 SOBRE EL RÍO SABALITO. ....	51
FIGURA 29. PUENTE NO. 2 SOBRE EL RÍO SABALITO. ....	52
FIGURA 30. PUENTE NO. 2 SOBRE EL RÍO SABALITO. ....	52



## NDICE DE CUADROS

CUADRO 1. EFECTOS DESTRUCTIVOS POTENCIALES DE LAS AMENAZAS NATURALES SOBRE LA INFRAESTRUCTURA VIAL.....	10
CUADRO 2. LONGITUD DE SECCIONES DE LA RUTA ANALIZADA.....	21
CUADRO 3. LONGITUD DE SECCIONES DEL TRAMO ANALIZADO.....	23
CUADRO 4. CARACTERÍSTICAS DE CUENCAS CON AFECTACIÓN SOBRE OBRAS DE DRENAJE PRINCIPALES UBICADAS EN LA RUTA NACIONAL 613.....	26
CUADRO 5. VALORES DE COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA TÍPICOS PARA DIFERENTES USOS DE SUELO.....	27
CUADRO 6. RESUMEN DE OBRAS DE DRENAJE PRINCIPALES.....	29
CUADRO 7. RESUMEN DE OBRAS DE DRENAJE SECUNDARIAS.....	29
CUADRO 8. TAMAÑOS DE OBRAS DE DRENAJE INTERMEDIO SEGÚN LA FÓRMULA DE TALBOT PARA CUENCAS HIDROGRÁFICAS CON AFECTACIÓN SOBRE LA CARRETERA.....	32
CUADRO 9. TAMAÑOS DE OBRAS DE DRENAJE INTERMEDIO SEGÚN LA FÓRMULA DE TALBOT.....	34
CUADRO 10. GEOINDICADOR PARA LA GEOLOGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	40
CUADRO 11. GRADO FINAL Y NIVEL DE SUSCEPTIBILIDAD DE CUENCAS A FLUJOS Y LODOS DE DETRITUS, CONSIDERANDO EL FACTOR LLUVIA.....	41
CUADRO 12. MODIFICACIÓN DE LOS PESOS AL NO CONSIDERAR EL FACTOR LLUVIA.....	41
CUADRO 13. GRADO FINAL Y NIVEL DE SUSCEPTIBILIDAD DE CUENCAS A FLUJOS Y LODOS DE DETRITUS, SIN CONSIDERAR EL FACTOR LLUVIA.....	42
CUADRO 14. RANGOS DE SUSCEPTIBILIDAD DE DESLIZAMIENTO PARA LA.....	46
CUADRO 15. CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE NO. 1 SOBRE EL RÍO SABALITO.....	50
CUADRO 16. CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE NO. 2 SOBRE EL RÍO SABALITO.....	51
CUADRO 17. DAÑO ASIGNADO A LOS PUENTES SOBRE EL RÍO SABALITO.....	53
CUADRO 18. NIVELES CUALITATIVOS DE SEVERIDAD DE AMENAZAS NATURALES Y EQUIVALENCIAS NUMÉRICAS PARA LA ZONIFICACIÓN APLICADA A LA INFRAESTRUCTURA VIAL.....	54
CUADRO 19. SEGMENTOS CON VULNERABILIDAD MEDIA Y ALTA DE LA RUTA NACIONAL 613.....	55



## 1. POTESTADES

La ejecución de las evaluaciones técnicas realizadas de los distintos parámetros de la Red Vial Nacional, se fundamentan en las disposiciones que establece el Artículo 6 de la Ley 8114 de Simplificación y Eficiencia Tributarias, dentro de la Unidad de Evaluación de la Red Vial Nacional del Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA) del Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LanammeUCR) de la Universidad de Costa Rica (UCR).

De esta forma se responde al mandato expreso de la ley de realizar “Evaluación bienal de toda la Red Vial Nacional pavimentada” y de informar “para lo que en derecho corresponda, a la Asamblea Legislativa, al Ministerio de la Presidencia, al MOPT, a la Contraloría General de la República y a la Defensoría de los Habitantes, el resultado final de las auditorías técnicas realizadas a proyectos en ejecución y de las evaluaciones efectuadas a la red nacional pavimentada, las carreteras y los puentes en concesión”.

## 2. OBJETIVO DE LA EVALUACIÓN

El objetivo de este trabajo es evaluar la vulnerabilidad ante eventos naturales de distintos componentes de la infraestructura vial de la Ruta Nacional 613, mediante metodologías técnicas y objetivas, de manera que se aporten elementos que promuevan un proceso de planificación y acciones preventivas o correctivas por parte de la Administración activa del Estado costarricense.

## 3. ALCANCE DE LA EVALUACIÓN

Dentro de las metodologías aplicadas por la Unidad de Evaluación de la Red Vial Nacional para evaluación de vulnerabilidad de la infraestructura se incluyen análisis de la vulnerabilidad de los sistemas de drenaje (e.g., pasos de agua, alcantarillas) ante caudales torrenciales extremos y a flujos de lodos y detritus de sus respectivas cuencas, de puentes ante aceleraciones sísmicas y la susceptibilidad a deslizamientos de los taludes.



En este caso se analizó la Ruta Nacional 613, en el segmento ubicado entre las poblaciones de San Vito y Mellizas de Coto Brus, que incluye dos puentes sobre el Río Sabalito. Esta ruta está clasificada como de montaña, y los componentes de infraestructura evaluados fueron seleccionados ya que estudios previos han determinado que para las rutas de montaña las amenazas más significativas corresponden a las de caudales extremos, flujos de lodos y detritus y los deslizamientos.

Esta evaluación fue realizada por ingenieros del Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LanammeUCR) de la Universidad de Costa Rica (UCR) entre mayo y setiembre de 2011.





#### 4. INTRODUCCIÓN

Costa Rica cuenta con una gran diversidad geomorfológica producto de su gran dinamismo hidrometeorológico, tectónico y volcánico, dando como resultado una gran variedad de sitios con alta susceptibilidad a las amenazas. Estas condiciones del medio deben considerarse en el desarrollo de la infraestructura del país, con la meta de reducir al máximo su vulnerabilidad ante la gran variedad de amenazas.

Las rutas nacionales, como la analizada en este trabajo, son de importancia para el país desde un punto de vista económico y social, siendo estas vías para la exportación e importación de bienes, para el transporte de personas y mercancías y para el acceso a las ciudades importantes del país.

En los últimos 30 años, el país ha presentado importantes daños en sus carreteras debido a eventos naturales, como son las lluvias, huracanes (e.g., Juana, 1988; César, 1996; Mitch, 1998; Alma, 2008) y eventos sísmicos importantes (e.g., Pérez Zeledón, 1983; Limón, 1991; Cinchona, 2009), lo cual es un reflejo de una condición de alta vulnerabilidad generalizada de la infraestructura vial.

La evaluación de las zonas susceptibles a daños en la infraestructura por causas naturales o antropológicas debe ser de gran importancia para los encargados de tomar decisiones a nivel técnico y político, especialmente a la hora de asignar recursos públicos para realizar reparaciones o rehabilitaciones de la infraestructura que presente algún nivel de daño.

El Cuadro 1 muestra las amenazas relacionadas con fenómenos naturales en función de los posibles efectos negativos sobre componentes de la infraestructura vial.

**Cuadro 1. Efectos destructivos potenciales de las amenazas naturales sobre la infraestructura vial.**

Evento	Tipo de amenaza	Componente de la infraestructura	Efectos directos	Consecuencias sobre el tránsito
Huracanes (vientos fuertes)	Vibraciones fuertes	Señales aéreas, cables (electricidad y teléfono, TV, etc.)	Voladura	Interrupción
		Puentes colgantes	Daños estructurales, posible colapso	Restricción
Huracanes y tormentas (lluvias intensas)	Carga de agua y sedimento, tránsito de avenidas, inundación	Paso bajo nivel	Inundación	Interrupción
		Terraplenes y puentes pequeños	Arrastre o demolición, deslizamiento, falla	Interrupción
		Taludes de corte	Falla, deslizamiento, arrastre	Interrupción
		Puentes	Socavación de pilas, accesos y cimientos, destrucción de las bases	Restricción o interrupción temporal, interrupción
		Caminos	Inundación temporal, erosión y arrastre	Interrupción temporal
		Sistemas de desagüe	Obstrucción, destrucción, desplome	Interrupción
	Movimientos de masa (deslizamientos), flujo de detritus, flujos de lodo	Terraplenes	Fracturas en el suelo	Interrupción
		Caminos	Fracturas, aluviones	Interrupción
Túneles		Obstrucción de entrada	Interrupción	
Terremotos	Vibraciones fuertes, deformaciones permanentes del terreno	Puentes y pasos	Fallas en los cimientos, columnas, desplazamiento de las plataformas (losas)	Interrupción

Fuente: Vargas & Garro, 2003.

Las rutas nacionales pueden ser clasificadas por su topografía en rutas de montaña o rutas de llanura/planicie, clasificación que permite relacionar a cada una las amenazas geológicas más comunes en nuestro país, siendo éstas los deslizamientos para las rutas de montaña y las inundaciones para las rutas de llanura/planicie. En ambos casos hay otros aspectos geotécnicos de los materiales localizados a lo largo de las rutas que de igual manera deben ser tomados en cuenta en el diseño de obras, como son los suelos expansivos o suelos con insuficiente capacidad de soporte.



## 5. EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD

La evaluación de la vulnerabilidad ante amenazas naturales de un corredor vial es la determinación de la capacidad de las obras que lo componen para resistir los eventos potencialmente destructivos que producen los procesos geodinámicos propios de la región o entorno. Por lo tanto, en primera instancia se requiere de la evaluación de las principales amenazas naturales del entorno y de la cuantificación de su probabilidad de ocurrencia.

### 5.1. Amenaza

Una amenaza es definida como cualquier efecto de los procesos dinámicos naturales del entorno potencialmente dañino o destructivo para la población y la infraestructura. La mayoría de las amenazas naturales ocurren en forma de eventos extraordinarios, recurrentes y transitorios, percibidos en el pasado como “fenómenos” dentro de periodos “normales” o “de quietud”. Actualmente, el conocimiento científico permite concluir que la mayoría de los eventos que consideramos extraordinarios y hasta “castigos divinos” son el resultado de procesos permanentes de cambio propios del planeta Tierra.

Las amenazas naturales se cuantifican como probabilidades de ocurrencia de eventos destructivos en un determinado espacio e intervalo de tiempo. Así definida, una amenaza natural ( $A$ ) está compuesta por tres factores principales: la *susceptibilidad* ( $S_u$ ), la *frecuencia* ( $F$ ) y la *severidad* ( $S_e$ ).

$$A = S_u \cdot F \cdot S_e$$

La *susceptibilidad* es la distribución espacial de la probabilidad de ocurrencia de eventos en la región de análisis. La *frecuencia* es la recurrencia temporal o probabilidad de ocurrencia en el intervalo de tiempo. La *severidad* es la magnitud de los eventos y típicamente es inversamente proporcional a la frecuencia.

En muchos casos, la ausencia o falta de registros históricos impide determinar la relación específica entre frecuencia y severidad de eventos, por lo que la evaluación de la amenaza



se ve reducida a la de susceptibilidad, es decir, a determinar la incidencia probable de eventos destructivos en el espacio. Esta se puede evaluar detalladamente para propósitos de diseño en la mayoría de los casos mediante la investigación, que usualmente involucra las ciencias de la Tierra (i.e., geofísica, geología, hidrología) y la ingeniería civil (i.e., ingeniería geotécnica e ingeniería hidráulica). Sin embargo, para evaluaciones extensas ese nivel de detalle está fuera del alcance y la susceptibilidad se puede determinar mediante indicadores físicos y geométricos tales como el tipo de roca o material geológico, la presencia de agua, la pendiente, la elevación, etc. Existen metodologías para ese propósito que asignan severidad según las combinaciones de los indicadores y los resultados representan usualmente el peor escenario posible.

## 5.2. Vulnerabilidad

La vulnerabilidad es la incapacidad de la población o la insuficiencia de la infraestructura para soportar los eventos potencialmente destructivos (amenazas). Es una característica netamente social que refleja el grado de desarrollo humano específico del grupo expuesto y de sus instituciones.

La vulnerabilidad de la infraestructura tiene dos aspectos: el físico y el funcional. La vulnerabilidad física es el nivel de daño probable de las obras y sus componentes estructurales, que puede llegar hasta la falla total y el colapso. La vulnerabilidad funcional es la pérdida relativa de capacidad global de un sistema de infraestructura distribuida espacialmente.

La vulnerabilidad física es específica, según la amenaza y se cuantifica como la probabilidad de daño, siendo 0 ningún daño y 1 el daño total o colapso. La vulnerabilidad física es el producto de dos factores principales, la *exposición* (E) y la falta de (o el inverso de) la *calidad* (C).

$$V = \frac{E}{C}$$

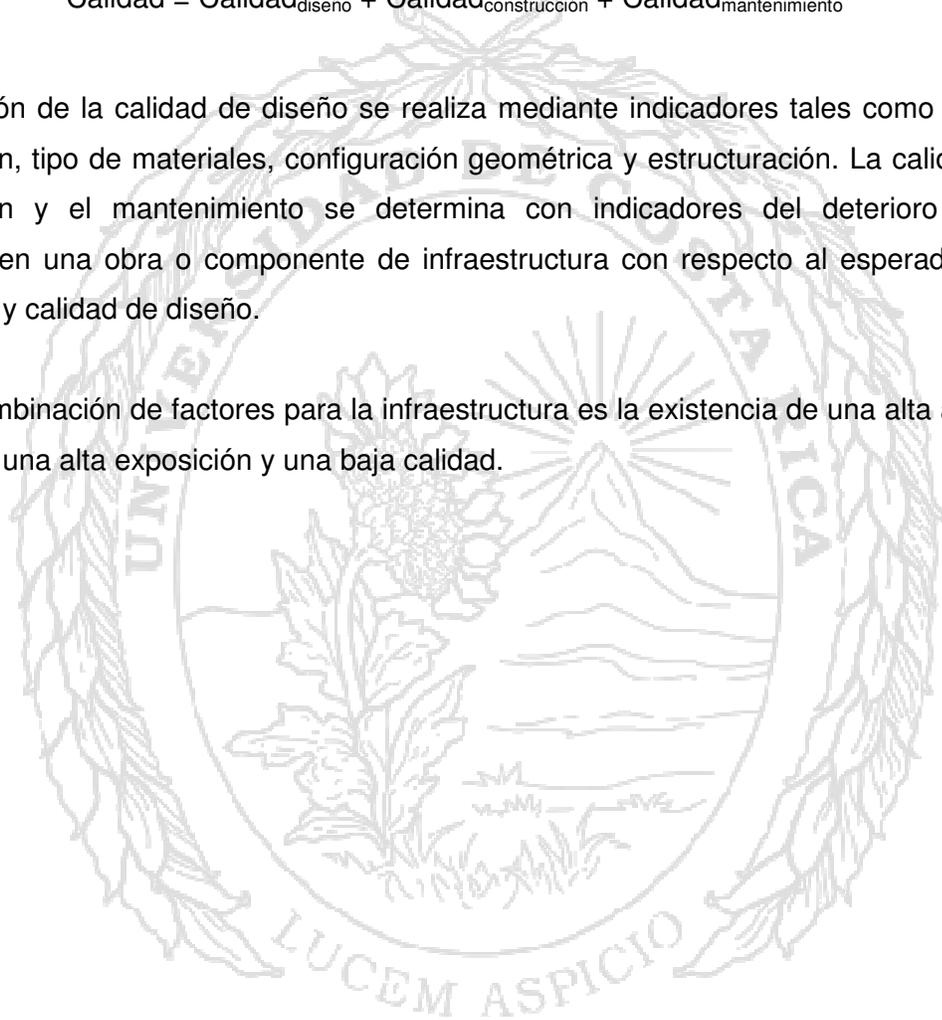


La *exposición* (E) es la ubicación de la infraestructura y la población en un espacio no óptimo para su seguridad. Se relaciona directamente con la susceptibilidad del sitio a las amenazas y su severidad. La *calidad* (C) es la capacidad global de respuesta a las demandas de las amenazas, que es determinante del daño probable. Se compone de las calidades del *diseño*, la *construcción* y el *mantenimiento* o actualización.

$$\text{Calidad} = \text{Calidad}_{\text{diseño}} + \text{Calidad}_{\text{construcción}} + \text{Calidad}_{\text{mantenimiento}}$$

La valoración de la calidad de diseño se realiza mediante indicadores tales como fecha de construcción, tipo de materiales, configuración geométrica y estructuración. La calidad de la construcción y el mantenimiento se determina con indicadores del deterioro o daño observado en una obra o componente de infraestructura con respecto al esperado por su antigüedad y calidad de diseño.

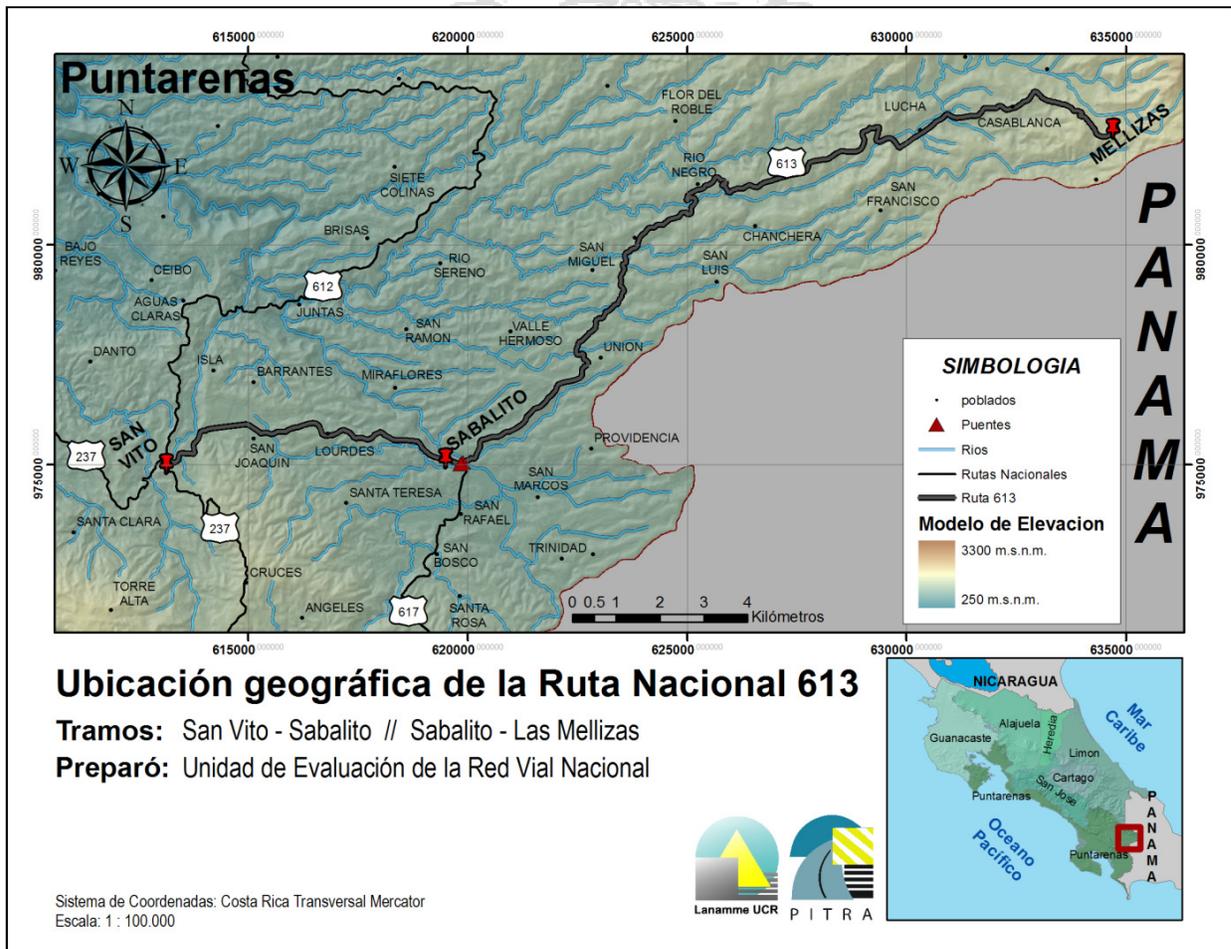
La peor combinación de factores para la infraestructura es la existencia de una alta amenaza natural con una alta exposición y una baja calidad.



## 6. RUTA NACIONAL 613

### 6.1. Descripción de la Ruta Nacional 613

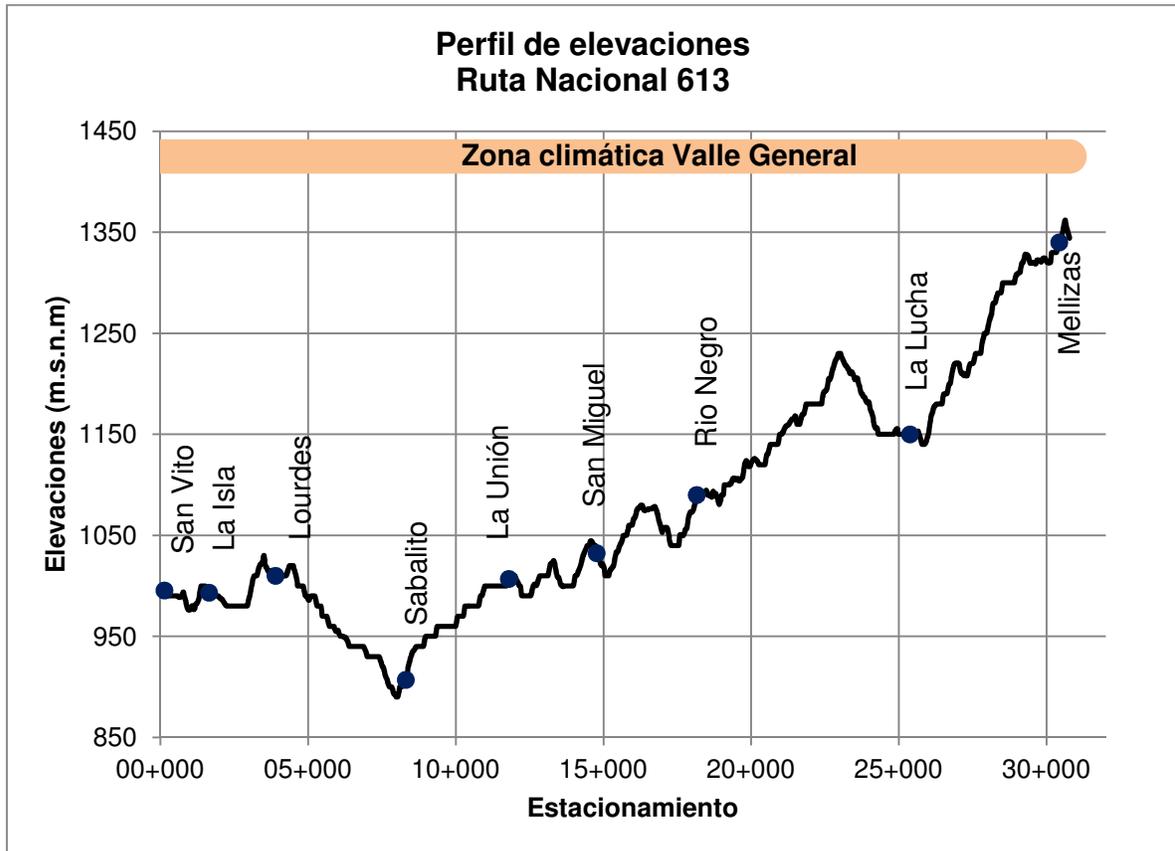
La Ruta Nacional 613 inicia en la población de San Vito de Coto Brus, terminando en la población de Mellizas del mismo cantón. Recorre en total una distancia de 30,8 kilómetros. La Figura 1 muestra la ubicación de la ruta.



**Figura 1. Ubicación geográfica de la Ruta Nacional 613.**

Fuente: Preparado por LanammeUCR, 2011.

Las elevaciones a lo largo de la ruta estudiada varían entre los 890 msnm cerca del poblado de Sabalito hasta los 1360 msnm cerca del poblado de Mellizas. La Figura 2 muestra el perfil de elevación de la ruta.

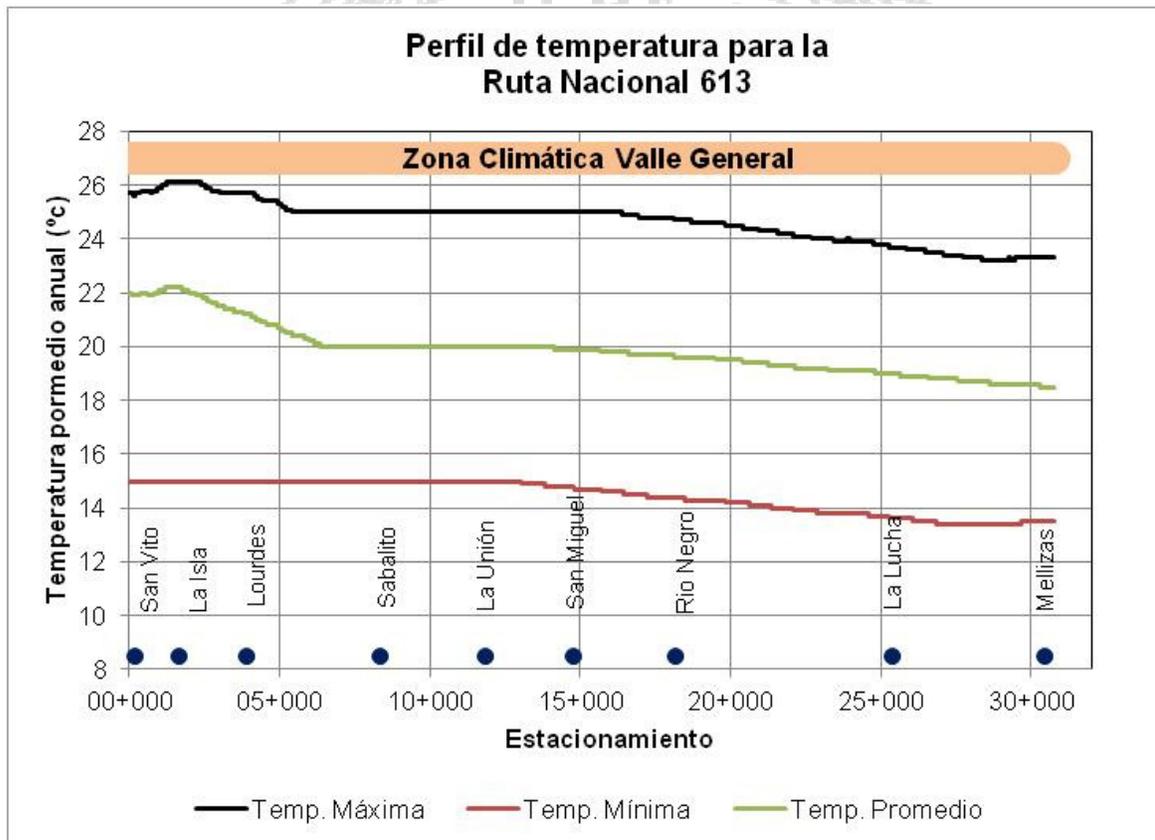


**Figura 2. Perfil de elevaciones de la ruta analizada.**  
Derivado de curvas de nivel 1:25000 del Proyecto Terra, 1998.

## 6.2. Información climatológica de la Ruta Nacional 613

De acuerdo con Orozco (2007), en su trabajo “Zonificación climática de Costa Rica para la Gestión de Infraestructura Vial”, la Ruta 613 se ubica en la región climática “Valle del General” (VG), la cual se caracteriza por presentar altas temperaturas, una precipitación de regular a alta y fluctuaciones térmicas significativas en el día y en el año.

La Figura 3 muestra el perfil de temperaturas máxima, mínima y promedio anual de la Ruta Nacional 613, mientras que las figuras 4 y 5 muestran el perfil de precipitación promedio anual y el perfil de días de lluvia por año para esta ruta.



**Figura 3. Perfil de temperaturas promedio anuales para la Ruta Nacional 613.**  
Adaptado de Orozco, 2007.

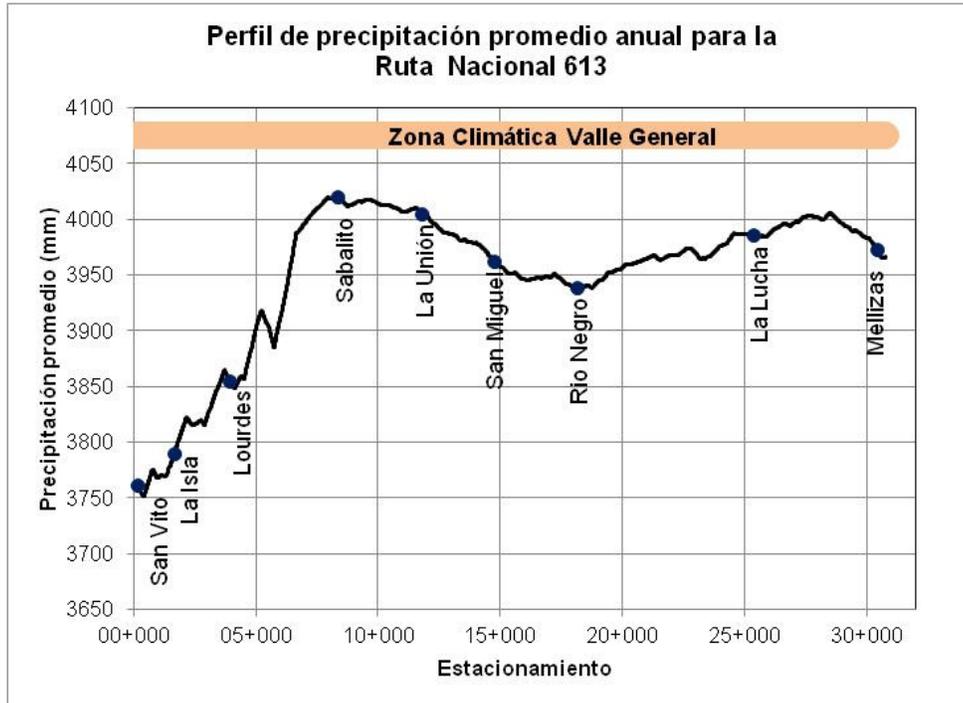


Figura 4. Perfil de precipitación promedio anual para la Ruta Nacional 613.  
Adaptado de Orozco, 2007.

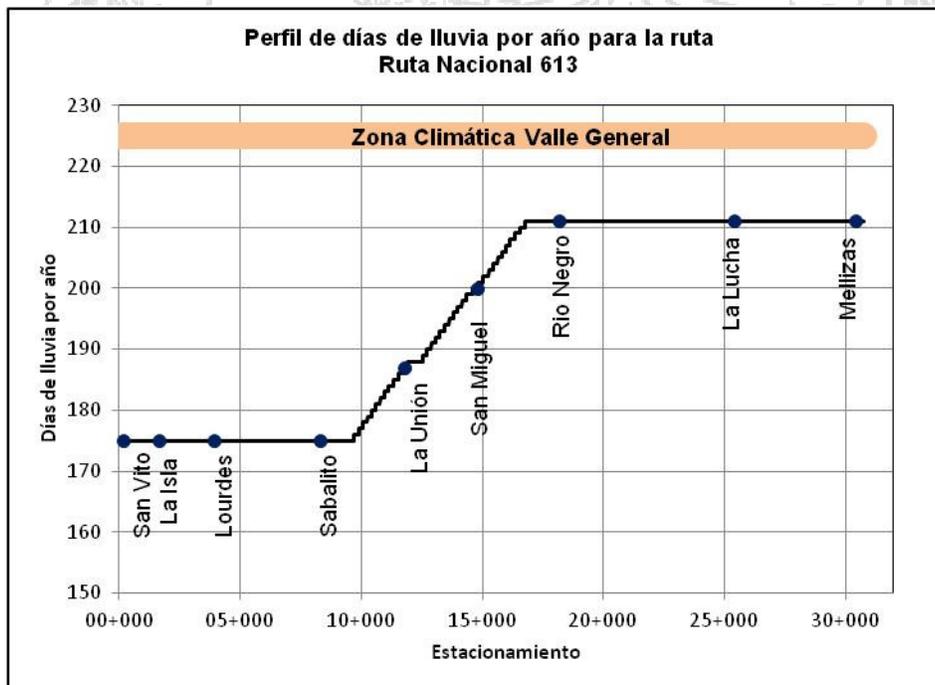


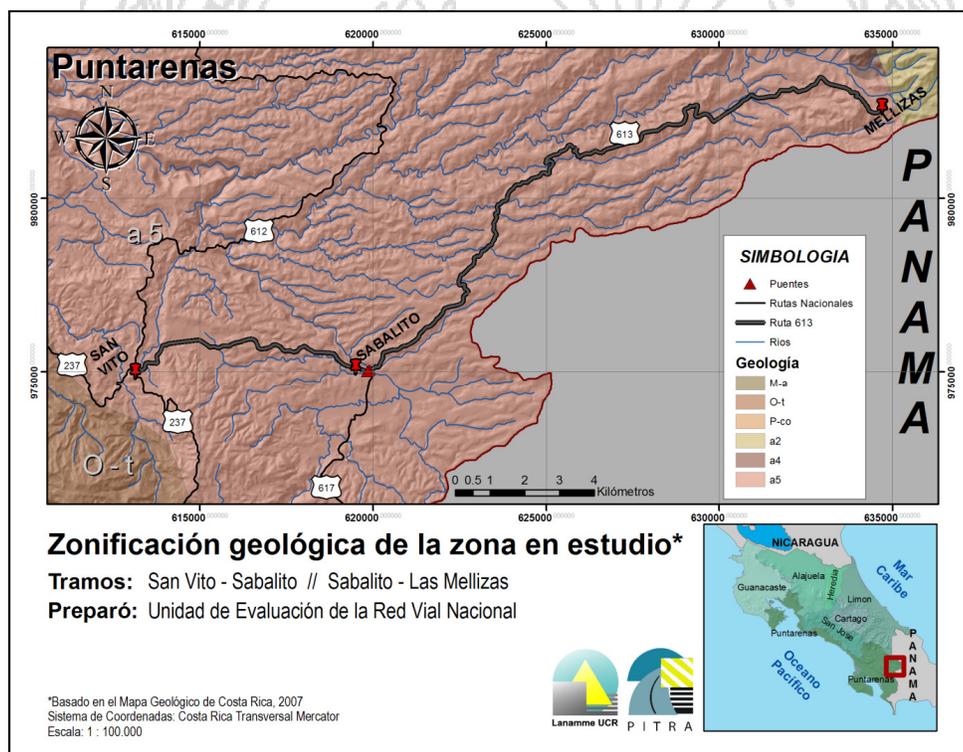
Figura 5. Perfil de días de lluvia por año para la Ruta Nacional 613.  
Adaptado de Orozco, 2007.

### 6.3. Geología de la Ruta Nacional 613

La información geológica de la zona fue obtenida a partir del “Mapa Geológico de Costa Rica” (Escala 1:400000) (Denyer & Alvarado, 2007) y del libro “Geología de Costa Rica” (Denyer & Kusssmaul, 2000).

El “Mapa Geológico de Costa Rica” (Denyer & Alvarado, 2009) clasifica la geología de la zona donde se ubica la Ruta Nacional 613 como flujo de detritus (*Debris flows y Debris avalanche*) de andesitas-dacitas adakíticas y de origen ígneo (a5) de la Formación San Vito. Según Denyer & Kusssmaul (2000), se trata de andesitas con dos piroxenos, andesitas hornbléndicas y dacitas que se encuentran en forma aislada a lo largo de la cordillera de Talamanca.

La Figura 6 muestra la zonificación geológica de la zona en estudio.



**Figura 6. Geología de la zona.**  
Adaptado de Denyer & Alvarado, 2007.

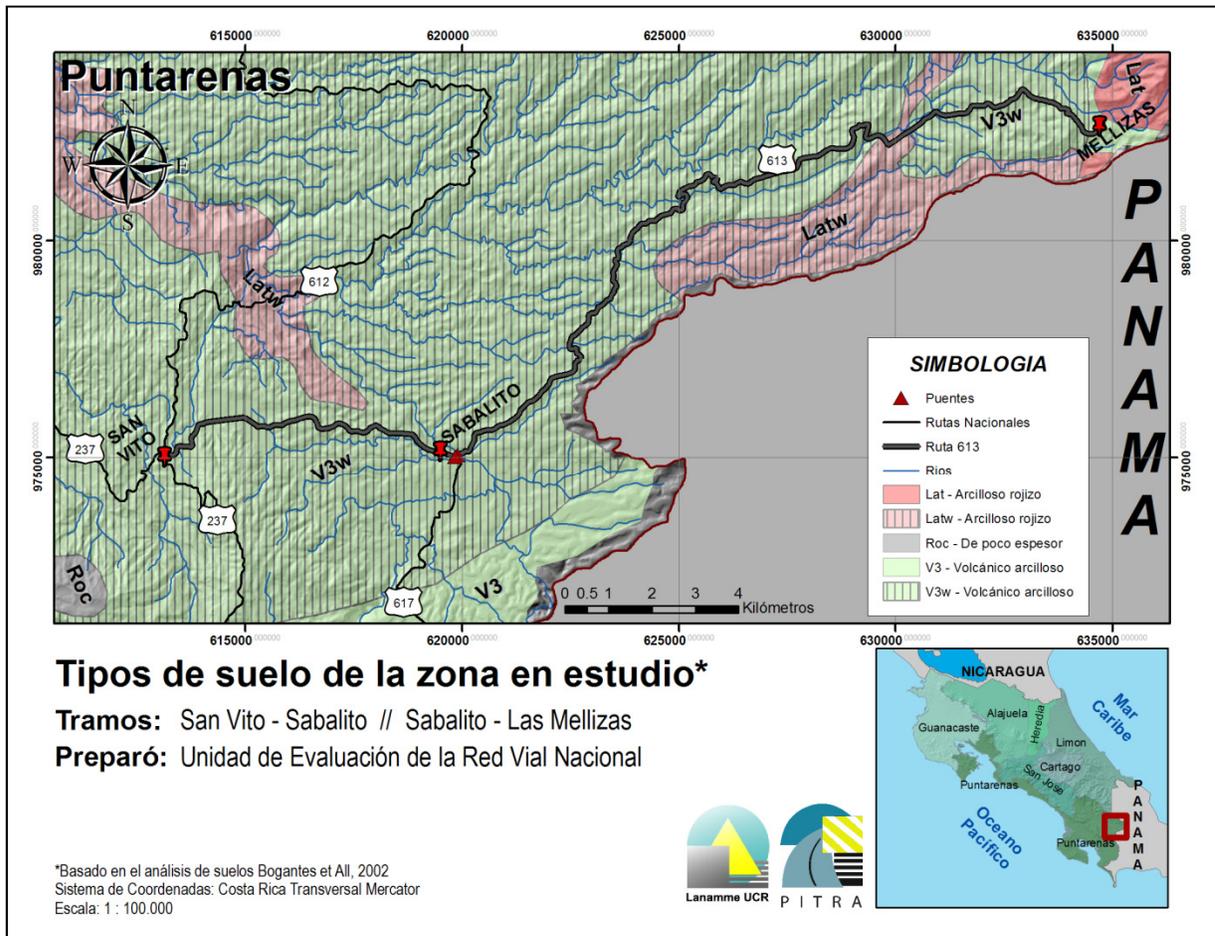


#### 6.4. Tipos de suelo

De acuerdo con Bogantes et. al (2002), la Ruta Nacional 613 atraviesa los tipos de suelos descritos a continuación (Ver Figura 7). La descripción de cada tipo de suelo corresponde a la dada por Bogantes et. al. (2002) en su trabajo *“Zonificación geotécnica general de Costa Rica considerando elementos edáficos y climáticos”*.

- 1. Volcánico arcilloso (V3):** Son suelos derivados de cenizas volcánicas y de la alteración de rocas volcánicas. El contenido de las cenizas y su grado de meteorización determinan sus características. Este tipo de suelos presenta una leve influencia de la ceniza volcánica en su estructura, lo que se representa sutilmente en minerales tales como halloysita y alófana, productos de la alteración de estas cenizas. Su contenido de arena es de alrededor de 20% y generalmente se clasifican como MH o ML, según SUCS. Son suelos blandos, de buena permeabilidad con minerales arcillosos como las mencionadas halloisita, alófana y caolinita. En condiciones de saturación o de alta humedad permanente, las cenizas volcánicas que componen estos suelos pueden meteorizar a arcillas grises de alto potencial de expansión. Pueden presentar un comportamiento colapsable.
- 2. Volcánico arcilloso (V3w):** Este tipo de suelos presentan humedades naturales muy altas, con frecuencia superiores al 100%, y por lo general tienen una estructura más porosa que los suelos V3. Su compactación puede ser difícil, dadas las altas humedades óptimas de compactación que requieren y las bajas densidades secas que se obtienen, lo que lo hace un suelo difícil de trabajar. El alto contenido de humedad natural de estos suelos dificultan disminuir su contenido de humedad para alcanzar valores cercanos a la humedad óptima.
- 3. Arcilloso rojizo (Latw):** Son suelos residuales de gran espesor, el cual puede llegar a ser superior a los 2 metros. Los óxidos de hierro le aportan su tono rojizo, y desde un punto de vista mineralógico predominan los minerales arcillosos caoliníticos, con la presencia ocasional de halloysita. Por lo general, presentan

buenas condiciones de cimentación para obras livianas, como carreteras. Su principal problema corresponde a su susceptibilidad a fenómenos de inestabilidad de taludes, como la reptación y los deslizamientos superficiales. Presenta contenidos de humedad muy altos, lo que dificulta su compactación.



**Figura 7. Tipos de suelo de la zona.**  
Adaptado de Bogantes et al., 2002.

El Cuadro 2 muestra la ubicación de los cambios y las longitudes de cada tipo de suelo.

**Cuadro 2. Longitud de secciones de la ruta analizada según el tipo de suelo que atraviesa.**

Tipo de suelos	Longitud		Ubicación aproximada por estacionamiento
	En metros	En porcentaje	
Volcánico Arcilloso (V3w)	29380	95,5	0+000 a 24+320 25+190 a 30+250
Volcánico Rojizo (Latw)	870	2,8	24+320 a 25+190
Volcánico arcilloso (V3)	530	1,7	30+250 a 30+780

En el mapa y el cuadro se observa la predominancia de los suelos volcánicos arcillosos húmedos que ofrecen dificultad para los trabajos de compactación de rellenos y subrasantes.

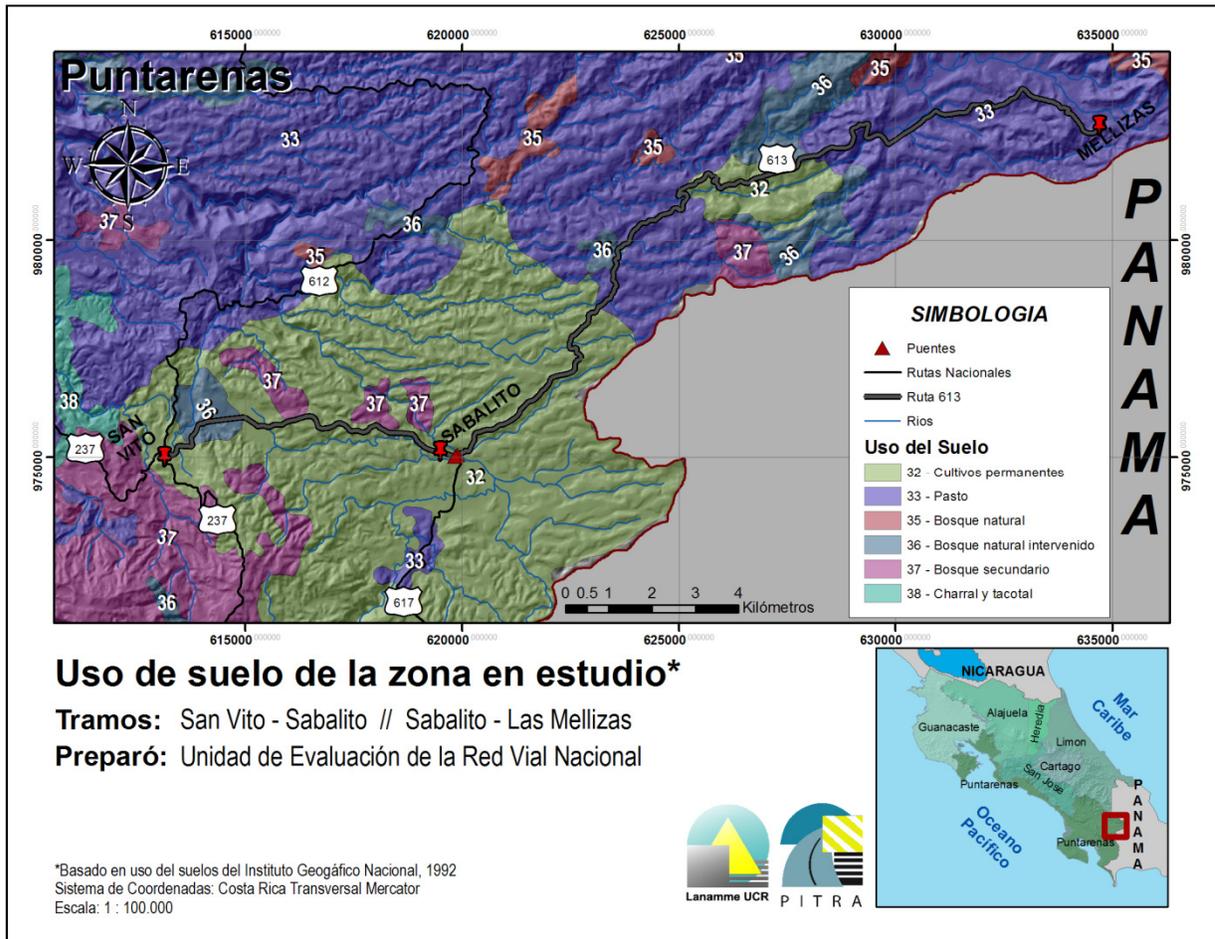
### 6.5. Uso de suelo

La Ruta Nacional 613 atraviesa los siguientes usos de suelo: cultivos permanentes, bosque natural intervenido y pasto. La clasificación de uso de suelo corresponde al año 1992 (Instituto Geográfico Nacional, 1992).

Es de esperar que el uso de suelo varíe en el tiempo con una tendencia al aumento del área con usos de suelos urbano, con cultivos permanentes y con agricultura, esto por el crecimiento urbano que ha tenido la zona en los últimos años. Esta variación en el uso de suelos se refleja a su vez en una variación del coeficiente de escorrentía, lo que tiene repercusiones en el mediano y largo plazo en el funcionamiento de las estructuras de drenaje a lo largo de su vida útil, así como implicaciones en la susceptibilidad a deslizamientos y flujos de lodos y detritus.

En las zonas que presentan desarrollo de nuevas edificaciones y caminos, la escorrentía tiende a incrementarse al haber más superficies impermeables. Estas variaciones en la escorrentía deben ser consideradas en la vida útil de las estructuras para determinar su funcionalidad en el tiempo y tomar las medidas de ajuste necesarias.

El detalle de los usos de suelo de la zona al año 1992 se muestra en la Figura 8.



**Figura 8. Uso de suelo de la zona en estudio.**  
Adaptado de Instituto Geográfico Nacional, 1992

El Cuadro 3 muestra la ubicación de los cambios de uso de suelo y las longitudes asignadas a cada uso.

**Cuadro 3. Longitud de secciones del tramo analizado según el uso de suelo que atraviesan.**

Uso de suelos	Longitud		Ubicación aproximada por estacionamiento
	En metros	En porcentaje	
Cultivos permanentes	15470	50,3	0+000 a 0+830 2+330 a 13+670 17+600 a 17+640 18+160 a 21+420
Pasto	13140	42,7	13+670 a 15+140 15+450 a 17+600 17+640 a 18+160 21+780 a 30+780
Bosque natural intervenido	2170	7,0	0+830 a 2+330 15+140 a 15+450 21+420 a 21+780





## 7. VULNERABILIDAD ANTE AMENAZAS NATURALES DE LA RUTA NACIONAL 613

La evaluación de vulnerabilidades en un corredor genera gran cantidad de información que se puede presentar de varias maneras o formatos, utilizando para ello Sistemas de Información Geográfica.

La salida más empleada en los estudios realizados son los mapas temáticos, en los cuales se reúnen varios elementos tales como modelos de elevación digital y de vulnerabilidad/susceptibilidad a distintas amenazas.

El presente apartado presenta una descripción de la metodología de evaluación utilizada en este estudio así como los resultados de la aplicación de las diferentes metodologías descritas.

### 7.1. Metodología de evaluación utilizada en el estudio

Para el desarrollo de este estudio el 8 y 9 de marzo y 16,17 y 18 de mayo de 2011 ingenieros del LanammeUCR realizaron recorridos de la ruta analizada para recopilar información sobre deslizamientos, obras de drenaje intermedio ubicados a lo largo de la ruta y de dos puentes sobre el río Sabalito, el cual atraviesa la Ruta Nacional 13 cerca del poblado del mismo nombre.

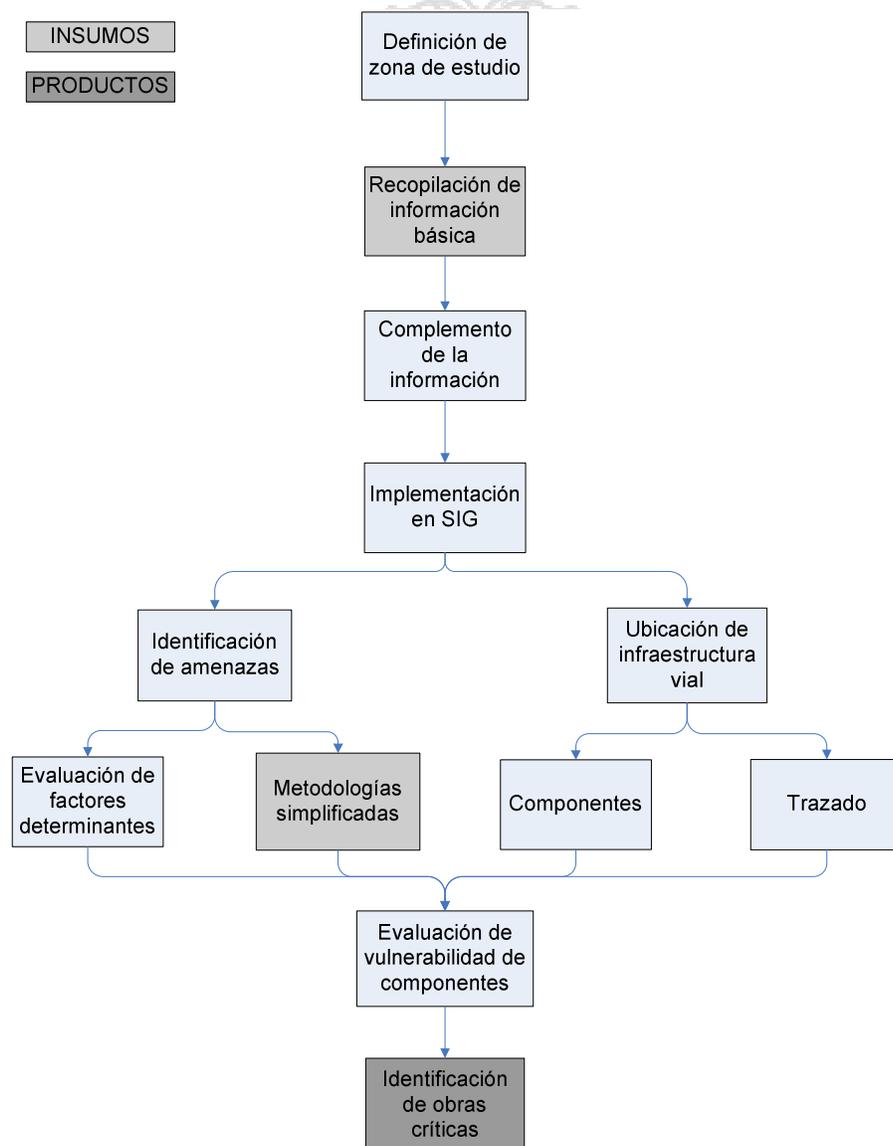
En dichos recorridos se recopiló información de los deslizamientos, tales como su ubicación geográfica y tamaño. Para las obras de drenaje intermedio se levantó su ubicación geográfica, geometría, tipo de estructura (e.g., alcantarillas de cajón, alcantarillas de caños ovalados) y estado de la misma (e.g., limpia, obstruida). Para el caso de los puentes sobre el río Sabalito se revisó su configuración estructural y el estado de sus componentes estructurales.

La información recolectada se complementó con información disponible de la zona (e.g. mapas geológicos, mapas de tipo de suelo), para posteriormente ser procesada por medio

del Sistema de Información Geográfica ArcView, utilizando para ello las metodologías descritas en apartados anteriores.

Como resultado final se obtuvieron los perfiles de vulnerabilidad/susceptibilidad que se describen en los siguientes apartados.

La Figura 9 muestra la metodología de trabajo utilizada.



**Figura 9. Metodología utilizada en el estudio.**

## 7.2. Vulnerabilidad de obras de drenaje intermedio

Para el análisis de vulnerabilidad de las obras de drenaje intermedio se utilizó una metodología que permite evaluar la vulnerabilidad por falta de capacidad hidráulica de cada alcantarilla ubicada a lo largo de la ruta analizada. El análisis se dividió para considerar por separado las alcantarillas que sirven a ríos o quebradas (principales) y las que sirven para encauzar el agua de un lado de la carretera a otro (secundarias).

Se muestran en el Cuadro 4 los datos de las cuencas con afectación sobre alcantarillas principales ubicadas a lo largo de la Ruta Nacional 613.

**Cuadro 4. Características de cuencas con afectación sobre obras de drenaje principales ubicadas en la Ruta Nacional 613.**

Est.	Cuenca No.*	Nombre Río/Quebrada <sup>1</sup>	Área (km <sup>2</sup> )	Longitud del cauce principal (m)	Diferencia de elevación (m)	t <sub>c</sub> (min)
0+250	1	Quebrada Pavo	0,620	881	200	12,6
2+920	3	Sin Nombre	6,85	6378	320	41,9
12+380	6	Sin Nombre	1,111	2255	60	16,9
13+780	7	Quebrada Unión	2,10	3007	80	23,2
17+180	11	Sin Nombre	0,155	330	80	6,3
17+480	12	Quebrada Azul	3,72	5431	210	30,9
19+950	16	Sin Nombre	0,0267	96	35	2,6
24+370	18	Quebrada Azul	0,392	721	110	10,0
25+060	19	Sin Nombre	0,625	1249	110	12,6
25+800	20	Sin Nombre	0,281	3478	250	26,8

\*El número de cuenca corresponde al asignado durante el análisis.

Los datos de las cuencas correspondientes a obras de drenaje secundarias de la carretera se muestran en los Anexos.

<sup>1</sup> Según hojas cartográficas Cañas Gordas (1975) y Unión (1982) (Escala 1:50000) del Instituto Geográfico Nacional.

Para determinar el coeficiente de escorrentía promedio para cada cuenca se utilizaron diferentes valores según el uso de suelo de cada cuenca u área tributaria. El Cuadro 5 muestra valores típicos de coeficiente de escorrentía para diferentes uso de suelo (Villón, 2004 & Castro, 2005) y utilizados en este trabajo.

**Cuadro 5. Valores de coeficientes de escorrentía típicos para diferentes usos de suelo.**

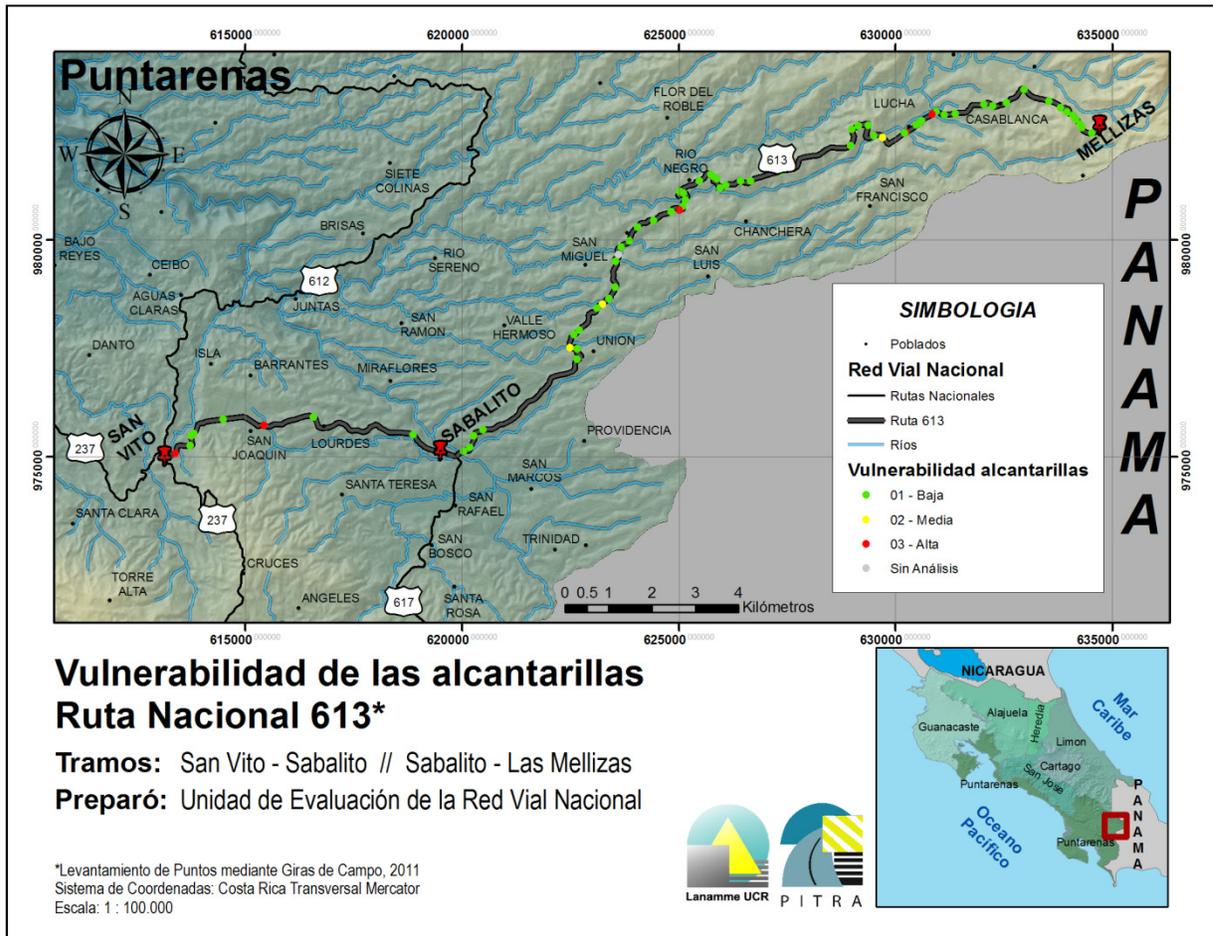
Uso de suelo	Coefficiente de escorrentía
Área urbana	0,70
Cultivo anual-permanente	0,35
Pasto	0,30
Uso mixto	0,45
Charral-tacotal	0,25
Bosque	0,30
Terreno descubierto	0,50
Carretera asfaltada	0,85

Fuente: Villón, 2004 & Castro, 2005.

El cálculo del caudal de cada cuenca se realizó mediante la fórmula racional, para lo cual se hizo uso del área de la cuenca, el coeficiente promedio de escorrentía y los valores de intensidad de lluvia para diferentes periodos de retorno, obtenidos a partir del mapa “Intensidades para una lluvia con una duración de 60 minutos y un periodo de retorno de 10 años”, preparado por el Ing. Erick Orozco en su trabajo “Zonificación Climática de Costa Rica para la Gestión de Infraestructura Vial” (Orozco, 2007), según se muestra en los Anexos.

### 7.2.1. Puntos críticos

Se presenta a continuación el perfil de vulnerabilidad de las obras de drenaje intermedio (i.e., pasos de agua y alcantarillas) de la ruta analizada (Figura 10). Dado que las obras de drenaje ubicadas a lo largo de la carretera corresponden tanto a drenajes de cuencas hidrográficas (principales) como de la carretera (secundarias), se procedió a realizar el análisis por separado, aunque los resultados se muestran en una misma figura.



**Figura 10. Vulnerabilidad de obras de drenaje.**

La vulnerabilidad de las obras de drenaje intermedio se asigna mediante la falta de capacidad de la sección transversal para evacuar el caudal máximo probable para diferentes periodos de retorno (en este caso 20 y 100 años). Con el valor de caudal máximo se revisa la capacidad hidráulica de cada estructura respecto al caudal obtenido a partir de sus características.

Los cuadros 6 y 7 resumen las características de las estructuras consideradas así como el nivel de vulnerabilidad asociado a cada una de ellas. Las obras de drenaje mayores (i.e., puentes) no fueron analizados dado que requieren de una metodología de análisis distinta a la utilizada para las alcantarillas y pasos de agua. Dicho análisis se encuentra fuera del alcance de este trabajo.

**Cuadro 6. Resumen de obras de drenaje principales  
y nivel de vulnerabilidad asignado.**

Est.	Caudal Q (m <sup>3</sup> /s)		Capacidad alcantarilla (m/s <sup>3</sup> )	Nivel de Vulnerabilidad
	T=20 años	T=100 años		
0+250	13,2	16,4	6,0	Alta
2+920	87,1	109,7	4,5	Alta
12+380	21,0	25,8	24,0	Media
13+780	26,1	32,2	28,0	Media
17+180	3,50	4,2	1,1	Alta
17+480	53,6	66,6	20,0	Alta
19+950	0,7	0,9	1,4	Baja
24+370	7,8	9,4	9,3	Media
25+060	11,4	14,2	1,1	Alta
25+800	39,5	48,9	21,0	Alta

**Cuadro 7. Resumen de obras de drenaje secundarias  
y nivel de vulnerabilidad asignado.**

Est.	Caudal Q (m <sup>3</sup> /s)		Capacidad alcantarilla (m/s <sup>3</sup> )	Nivel de Vulnerabilidad
	T=20 años	T=100 años		
0+730	0,02	0,02	0,9	Baja
0+990	0,03	0,03	3,8	Baja
1+080	0,00	0,00	0,9	Baja
1+910	0,14	0,17	1,1	Baja
4+140	0,22	0,28	0,9	Baja
6+790	0,35	0,42	0,8	Baja
8+180	0,06	0,08	1,0	Baja
8+390	0,09	0,10	1,0	Baja
8+670	0,22	0,28	1,4	Baja
8+950	0,08	0,09	0,8	Baja
11+860	0,08	0,10	1,0	Baja
12+200	0,08	0,10	0,7	Baja
12+740	0,05	0,06	0,7	Baja
12+900	0,11	0,14	0,7	Baja
13+620	0,08	0,10	1,1	Baja
13+980	0,07	0,09	1,5	Baja
14+300	0,09	0,11	1,8	Baja
14+970	0,16	0,19	0,9	Baja
15+400	0,07	0,09	0,7	Baja

**Cuadro 7(cont.). Resumen de obras de drenaje secundarias  
y nivel de vulnerabilidad asignado.**

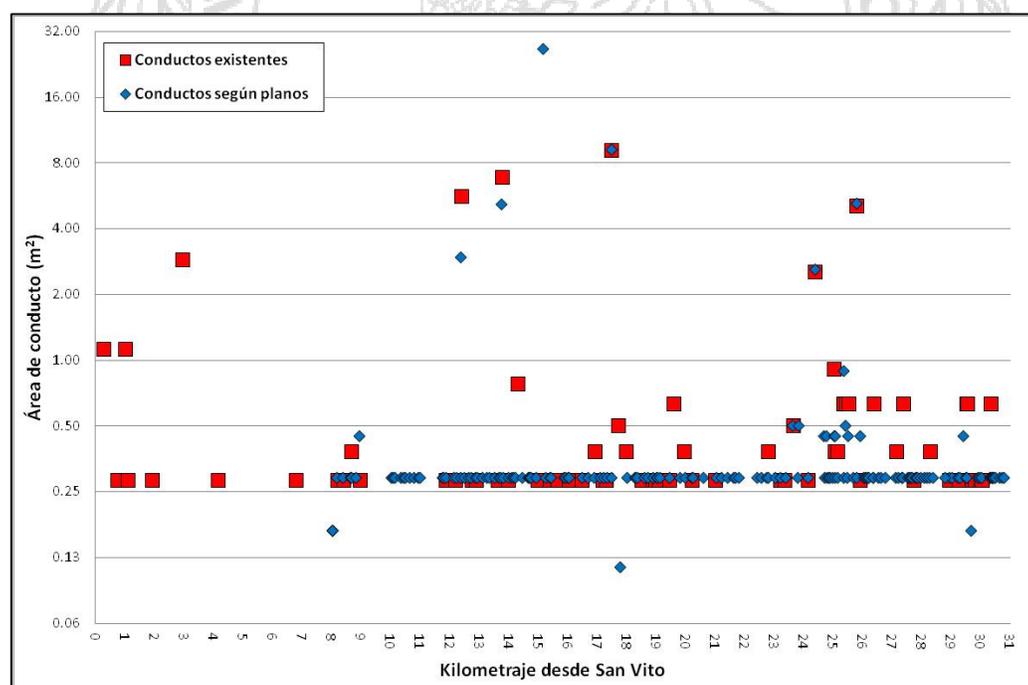
Est.	Caudal Q (m <sup>3</sup> /s)		Capacidad alcantarilla (m/s <sup>3</sup> )	Nivel de Vulnerabilidad
	T=20 años	T=100 años		
15+640	0,12	0,15	1,2	Baja
16+030	0,07	0,08	0,8	Baja
16+470	0,05	0,06	1,1	Baja
16+930	0,09	0,11	1,5	Baja
17+310	0,04	0,04	1,1	Baja
17+710	0,16	0,19	1,4	Baja
17+970	0,08	0,10	1,3	Baja
18+510	0,09	0,12	1,0	Baja
18+880	0,03	0,04	0,9	Baja
18+960	0,07	0,09	1,0	Baja
19+080	0,03	0,04	0,9	Baja
19+440	0,10	0,12	0,6	Baja
19+580	0,10	0,12	2,0	Baja
20+210	0,06	0,07	1,0	Baja
20+990	0,10	0,12	1,0	Baja
22+790	0,07	0,08	1,5	Baja
23+200	0,06	0,08	1,1	Baja
23+360	0,05	0,06	1,0	Baja
23+640	0,08	0,10	1,4	Baja
24+140	0,10	0,13	1,1	Baja
25+020	0,04	0,05	3,8	Baja
25+350	0,09	0,11	1,8	Baja
25+430	0,03	0,04	1,2	Baja
25+510	0,03	0,04	1,8	Baja
25+920	0,10	0,12	0,7	Baja
25+130	0,05	0,06	1,3	Baja
26+390	0,17	0,21	2,2	Baja
27+130	0,04	0,05	1,2	Baja
27+380	0,12	0,15	1,8	Baja
27+720	0,16	0,20	0,8	Baja
28+290	0,05	0,06	0,9	Baja
28+930	0,09	0,10	0,9	Baja
29+260	0,02	0,02	1,1	Baja
29+530	0,07	0,09	2,2	Baja

**Cuadro 7(cont). Resumen de obras de drenaje secundarias  
y nivel de vulnerabilidad asignado.**

Est.	Caudal Q (m <sup>3</sup> /s)		Capacidad alcantarilla (m/s <sup>3</sup> )	Nivel de Vulnerabilidad
	T=20 años	T=100 años		
29+550	0,05	0,06	2,8	Baja
29+700	0,04	0,04	1,0	Baja
29+820	0,03	0,04	0,6	Baja
29+980	0,02	0,02	1,0	Baja
30+050	0,06	0,07	0,9	Baja
30+340	0,14	0,17	2,0	Baja

### 7.2.2. Ubicación y tamaño de conductos según planos y en campo

A partir de la especificación de estructuras de drenaje en planos (Lámina 4/71 Proyecto: Mejoramiento Ruta Nacional No. 613, Sección: Sabalito-Las Mellizas, Getinsa, mayo 2003) se pudo constatar que hubo modificaciones del diseño principalmente por reubicación y cambio de sección de ciertas alcantarillas. La Figura 11 muestra el cambio en el diseño realizado en forma gráfica. Las razones de estos cambios deberán ser analizadas por la Administración activa para determinar a qué corresponden.



**Figura 11. Ubicación y área de alcantarillas o conductos de drenaje transversal.**

Fuente: Getinsa, 2003 & Lanamme, 2011.

### 7.2.3. Tamaño requerido de obras de drenaje intermedio principales

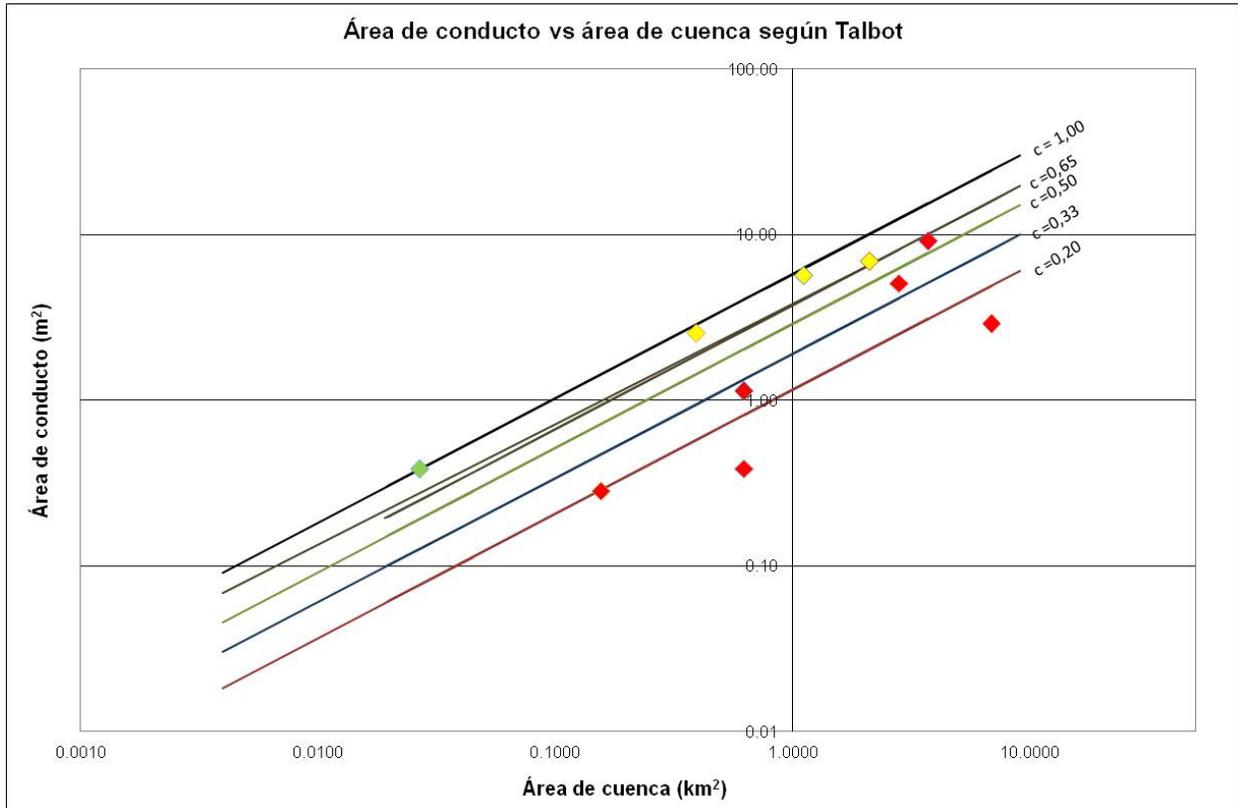
Aplicando la Formula de Talbot se estimó el tamaño requerido de las obras de drenaje para las cuencas con afectación sobre la carretera. El cuadro 8 muestra los resultados obtenidos para valores de coeficiente igual a 0,20; 0,50; 0,75 y 1,00.

**Cuadro 8. Tamaños de obras de drenaje intermedio según la Fórmula de Talbot para cuencas hidrográficas con afectación sobre la carretera.**

Cuenca	Nombre de río/quebrada*	Área de la estructura de drenaje (m <sup>2</sup> ) para diferentes valores de C				
		C= 0,20	C= 0,33	C= 0,50	C= 0,65	C= 1,00
1	Quebrada Pavo	0,81	1,33	2,02	2,63	4,04
2	Sin nombre	0,97	1,60	2,43	3,15	4,85
3	Sin nombre	4,90	8,09	12,25	15,93	24,51
4	Río Sabalito	2,27	3,75	5,67	7,38	11,35
6	Sin nombre	1,25	2,07	3,13	4,07	6,26
7	Quebrada Unión	2,02	3,33	5,04	6,55	10,08
8	Quebrada Sereno	4,67	7,70	11,67	15,17	23,34
9	Quebrada Chanchera	6,05	9,99	15,13	19,68	30,27
10	Sin nombre	0,12	0,19	0,29	0,38	0,58
11	Sin nombre	0,29	0,47	0,72	0,93	1,43
12	Quebrada Azul	3,10	5,12	7,75	10,08	15,50
13	Sin nombre	0,06	0,10	0,15	0,20	0,30
14	Sin nombre	0,11	0,19	0,28	0,37	0,56
15	Sin nombre	0,06	0,10	0,15	0,19	0,30
16	Sin nombre	0,08	0,13	0,19	0,25	0,38
17	Sin nombre	0,25	0,41	0,62	0,80	1,23
18	Quebrada Azul	0,57	0,95	1,43	1,86	2,87
19	Quebrada Azul	0,81	1,34	2,03	2,64	4,07
20	Sin nombre	2,51	4,14	6,27	8,16	12,55
21	Sin nombre	0,02	0,03	0,05	0,07	0,09

\*La ubicación final de las obras de drenaje deberá ser corroborada mediante levantamientos topográficos detallados y en campo, u por cualquier otro medio que sea necesario, según lo considere la Administración.

En la Figura 12 se muestran los resultados de aplicar la fórmula de Talbot para diferentes condiciones del coeficiente C. A cada alcantarilla se le asignó el color correspondiente al nivel de vulnerabilidad estimado: azul para una vulnerabilidad muy baja, verde para una vulnerabilidad baja, amarilla para una vulnerabilidad moderada, naranja para una vulnerabilidad alta y rojo para una vulnerabilidad muy alta.



**Figura 12. Diagrama de Talbot (área de conducto vs área de cuenca) para alcantarillas principales**

Se observa en la figura anterior que el área medida en campo de las alcantarillas en general es menor que el área recomendada por Talbot para un coeficiente  $C$  igual a 0,65, correspondiente a terrenos quebrados con pendiente moderada (Keller, Bauer & Aldana, 1995), como el predominante en la Ruta Nacional 613.

Las alcantarillas ubicadas por encima de la línea correspondiente al valor de  $C$  de 0,65 corresponden con las alcantarillas asignadas con una vulnerabilidad baja o moderada. A partir de estos datos, se puede tomar el valor de coeficiente  $C$  igual a 0,65 como límite inferior de capacidad hidráulica adecuada (i.e., vulnerabilidad muy baja a moderada) para las condiciones de terreno predominantes en el tramo analizado. Por ende, las alcantarillas ubicadas por debajo de la línea correspondiente al valor de  $C$  igual a 0,65 son aquellas con vulnerabilidades muy altas, lo que supone la necesidad de intervenirlas para aumentar su capacidad y disminuir su nivel de vulnerabilidad ante condiciones de servicio y condiciones

límite, como pueden ser caudales extremos. Con estos valores del coeficiente C, y haciendo uso de la fórmula de Talbot, se puede estimar la sección hidráulica requerida para cada alcantarilla para disminuir su nivel de vulnerabilidad.

#### 7.2.4. Tamaño requerido de obras de drenaje intermedio secundarias

Aplicando la Fórmula de Talbot se estimó el tamaño requerido de las obras de drenaje secundarias. El cuadro 9 muestra los resultados obtenidos para valores de coeficiente igual a 0,20; 0,50; 0,75 y 1,00.

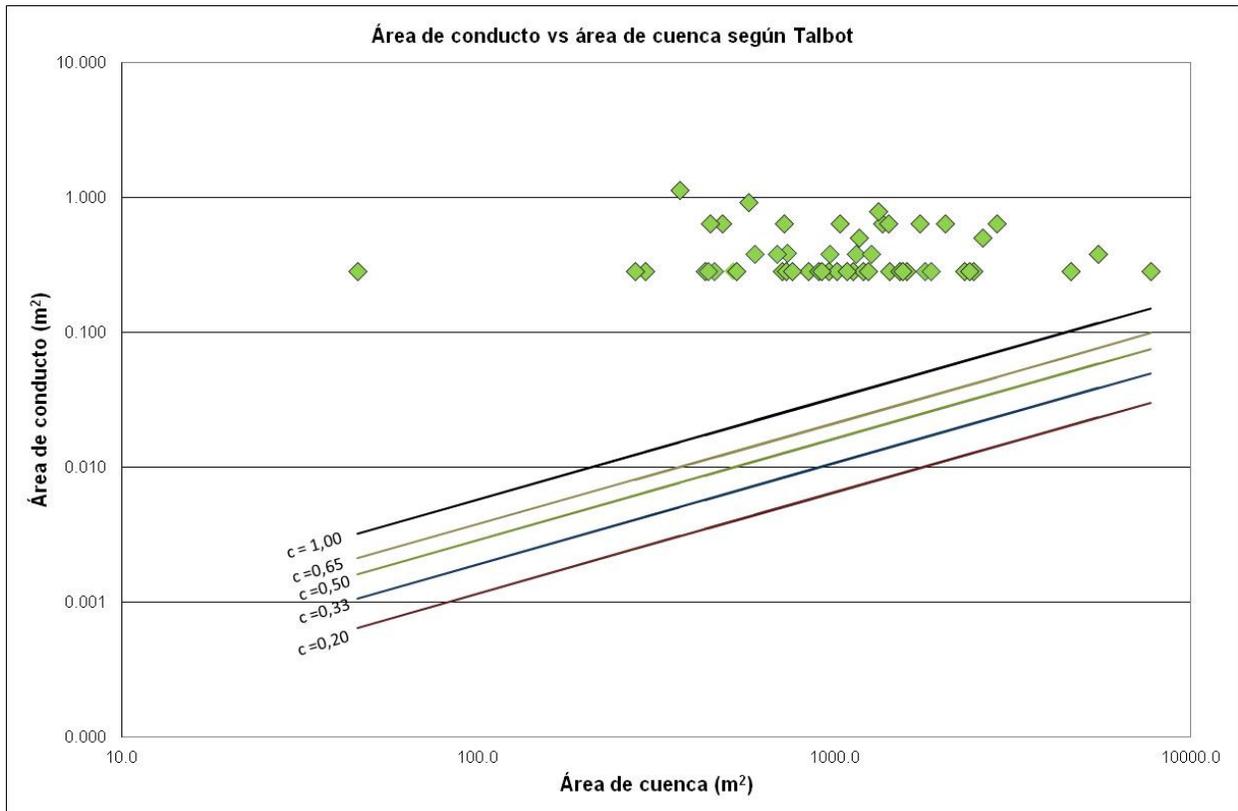
**Cuadro 9. Tamaños de obras de drenaje intermedio según la Fórmula de Talbot.**

Cuenca	Área de la estructura de drenaje (m <sup>2</sup> ) para diferentes valores de C				
	C= 0,20	C= 0,33	C= 0,50	C= 0,65	C= 1,00
22	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01
23	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06
26	0.02	0.03	0.05	0.07	0.10
27	0.03	0.05	0.08	0.10	0.15
28	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
29	0.01	0.01	0.02	0.02	0.04
30	0.02	0.04	0.06	0.08	0.12
31	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
32	0.01	0.01	0.02	0.03	0.05
33	0.01	0.01	0.02	0.02	0.04
34	0.01	0.01	0.01	0.02	0.03
35	0.01	0.02	0.03	0.03	0.05
36	0.01	0.01	0.02	0.02	0.04
37	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
38	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04
39	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06
40	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
41	0.01	0.02	0.03	0.03	0.05
42	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
43	0.01	0.01	0.01	0.02	0.03
44	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04

**Cuadro 9 (cont.). Tamaños de obras de drenaje intermedio según la Fórmula de Talbot.**

Cuenca	Área de la estructura de drenaje (m <sup>2</sup> ) para diferentes valores de C				
	C= 0,20	C= 0,33	C= 0,50	C= 0,65	C= 1,00
45	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
46	0.01	0.02	0.03	0.04	0.07
47	0.01	0.01	0.02	0.02	0.04
48	0.01	0.02	0.02	0.03	0.05
49	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
50	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
51	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
52	0.01	0.02	0.03	0.03	0.05
53	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04
54	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
55	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04
56	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
57	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
58	0.01	0.01	0.01	0.02	0.03
59	0.01	0.01	0.02	0.02	0.04
60	0.01	0.02	0.02	0.03	0.05
61	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
62	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04
63	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
64	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
65	0.01	0.01	0.02	0.03	0.04
66	0.00	0.01	0.01	0.02	0.02
67	0.01	0.02	0.04	0.05	0.07
68	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
69	0.01	0.02	0.02	0.03	0.05
70	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06
71	0.01	0.01	0.01	0.02	0.03
72	0.01	0.01	0.02	0.02	0.04
73	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01
74	0.01	0.01	0.02	0.02	0.03
75	0.01	0.01	0.01	0.02	0.03
76	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
77	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02
78	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01
79	0.01	0.01	0.01	0.02	0.03
80	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06

En la Figura 13 se muestran los resultados de aplicar la fórmula de Talbot para diferentes condiciones del coeficiente C para las alcantarillas secundarias. En este caso, para todas las alcantarillas secundarias se estimó una vulnerabilidad baja.



**Figura 13. Diagrama de Talbot (área de conducto vs área de cuenca) para alcantarillas secundarias.**

Se observa del gráfico anterior que el área medida en campo de las alcantarillas secundarias es superior al área recomendada por Talbot para un coeficiente C igual a 0,65, correspondiente a terrenos quebrados con pendiente moderada (Keller, Bauer & Aldana, 1995), como el predominante en la Ruta Nacional 613.

### 7.2.5. Evaluación de la calidad de diseño, construcción y mantenimiento de las obra de drenaje intermedio evaluadas

Desde un punto de vista de diseño se constató el faltante de aletones de entrada y salida en muchas de las obras de drenaje evaluadas. El uso de estructuras de entrada, como pueden ser muros de cabecera con aleros o conductores achaflanados permite mejorar la capacidad de la tubería, reducir al mínimo la erosión del relleno y controlar el nivel de entrada de agua. No se observó en las salidas de algunas de las obras de drenaje el uso de disipadores de energía como zampeados o camas de revestimiento, muros o gabachas con dientes, los cuales se usan para prevenir la socavación a la salida de las tuberías, tal como se muestra en la Figura 14.



**Figura 14. Alcantarilla sin estructura de protección a la salida en Est. 29+530.**  
*Estado de la estructura al 17 de mayo de 2011.*

De igual manera se pudo observar el uso de alcantarillas dobles o alcantarillas tipo cajón con diafragma las cuales presentan el inconveniente que, aunque puedan cumplir con la sección hidráulica requerida, su estructuración permite el taponamiento de las mismas por el arrastre de arbustos, troncos, ramas o piedras. Como opción a estas situaciones se recomienda el utilizar una alcantarilla de mayor diámetro o puentes que si bien por su costo en algunos casos pueden ser soluciones prohibitivas, no deben ser descartadas solamente por el aspecto económico, sino que debe analizarse aspectos de funcionalidad, mantenimiento, entre otros.

Se observó que algunas cunetas y alcantarillas presentan señales de arrastre de basura y vegetación, provocando que estén obstruidas parcialmente, lo cual si no es atendido puede resultar en la obstrucción total de las alcantarillas o la colmatación de las mismas. La figura 15 muestra ejemplos de las condiciones anteriormente descritas.



**Figura 15. Cunetas y alcantarillas con sedimentos, vegetación y basura.**

*Estado de las estructuras al 17 de mayo de 2011.*

De igual manera se constató el uso de obras de drenaje, de diferentes tamaños, para el paso de ductos y tuberías que sirven a otros servicios (e.g., tuberías de agua) que presentan para las obras de drenaje una disminución del área efectiva y en consecuencia de su capacidad hidráulica. Estos ductos y tuberías que atraviesan las obras de drenaje, a su vez, se vuelven puntos vulnerables de sufrir daños por el arrastre de rocas, troncos de árboles u otros elementos que sean conducidos a las obras de drenaje. La Figura 16 muestra ejemplos de estas situaciones.



**Figura 16. Alcantarillas con tuberías que las atraviesan.**  
*Estado de las estructuras al 17 de mayo de 2011.*

### 7.3. Susceptibilidad a flujos de lodos y detritus

Para evaluar la susceptibilidad a flujos de lodos y detritus se utilizó la metodología propuesta por Kanji (2001). Para el cálculo de la inclinación de la ladera (S) se dibujó una línea para identificar la pendiente típica desde el punto más alto de la cuenca hasta el cauce principal, utilizando esta misma línea para determinar el valor de altura de la ladera (H).

El canal de drenaje (D) se calculó utilizando el cauce de mayor orden en la cuenca, desde el punto más alejado hasta el punto de corte en la carretera, que cumpla con la condición que la ladera típica drene hacia él. La vegetación (V) se obtuvo a partir del mapa de uso del suelo de la zona.

Los geoindicadores (G) se consideraron a partir de la descripción de la unidad geológica de la zona de estudio en comparación con las indicadas por Kanji (2001). En el Cuadro 10 se muestra la clasificación para cada geología de la zona de estudio.

**Cuadro 10. Geoindicador para la geología de la zona de estudio.**

Geología	Geoindicador
<i>Debris flows y Debris avalanche</i> Formación San Vito	G1

Para evaluar el factor lluvia (R) se tomó como base el mapa “Intensidades para una lluvia con una duración de 60 minutos y un periodo de retorno de 10 años” generado por el ingeniero Erick Orozco (2007), el cual fue adaptado para pasar la duración a 15 minutos para el mismo periodo de retorno. Para el factor lluvia y para todas las cuencas se obtuvieron valores mayores a 80 mm/h. El cuadro 11 muestra el grado final y su correspondiente nivel de susceptibilidad, los factores y grados parciales (GP) asignados para cada cuenca se muestran en los Anexos.

**Cuadro 11. Grado final y nivel de susceptibilidad de cuencas a flujos y lodos de detritus, considerando el factor lluvia.**

Cuenca	Grado final	Vulnerabilidad
1	63,3	Alta
2	60,0	Alta
3	59,9	Media
4	60,0	Alta
6	60,0	Alta
7	60,0	Alta
8	58,2	Media
9	58,2	Media
10	60,0	Alta
11	60,0	Alta
12	61,6	Alta
13	61,7	Alta
14	61,7	Alta
15	63,3	Alta
16	61,7	Alta
17	60,0	Alta
18	58,3	Media
19	60,0	Alta
20	63,3	Alta
21	60,0	Alta

En esta metodología, el factor más relevante es la lluvia por ser el agente disparador de los flujos, para todas las cuencas este factor presenta un valor mayor que el límite propuesto por Kanji ( $R > 80$  mm/h). Por esta razón, se realizó un análisis de sensibilidad mediante la eliminación del factor lluvia, provocando una modificación de los pesos para cada factor, los cuales se indican en el Cuadro 12.

**Cuadro 12. Modificación de los pesos al no considerar el factor lluvia.**

Factor	Peso
Inclinación de ladera	3,6
Inclinación del canal de drenaje	0,7
Área de cuenca	1,4
Altura de ladera	1,4
Vegetación	0,7
Aspectos geológicos	2,2

Fuente: Navarro, 2004

El Cuadro 13 muestra grado final y su correspondiente nivel de vulnerabilidad sin considerar el factor lluvia, los factores y grados parciales (GP) asignados para cada cuenca se muestran en los Anexos.

**Cuadro 13. Grado final y nivel de susceptibilidad de cuencas a flujos y lodos de detritus, sin considerar el factor lluvia.**

Cuenca	Grado final	Vulnerabilidad
1	47,6	Media
2	43,0	Media
3	42,9	Media
4	43,0	Media
6	43,0	Media
7	43,0	Media
8	40,5	Media
9	40,5	Media
10	43,0	Media
11	43,0	Media
12	45,2	Media
13	45,3	Media
14	45,3	Media
15	47,6	Media
16	45,3	Media
17	43,0	Media
18	40,6	Media
19	43,0	Media
20	47,6	Media
21	43,0	Media

El resultado de aplicar la metodología se muestra en las figuras 17 y 18.

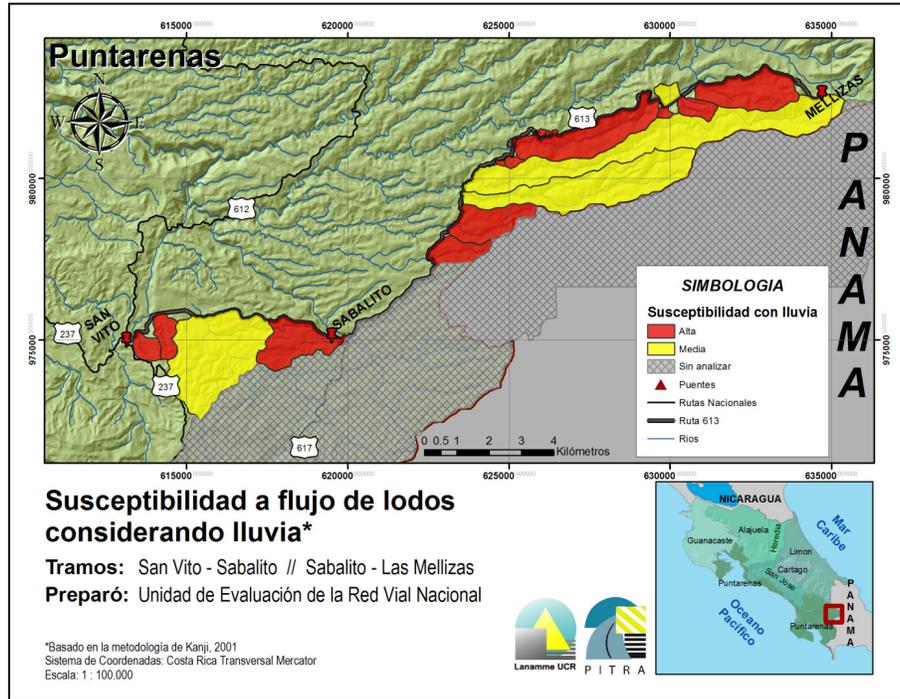


Figura 177. Susceptibilidad ante flujos de lodos/detritus considerando el factor lluvia.

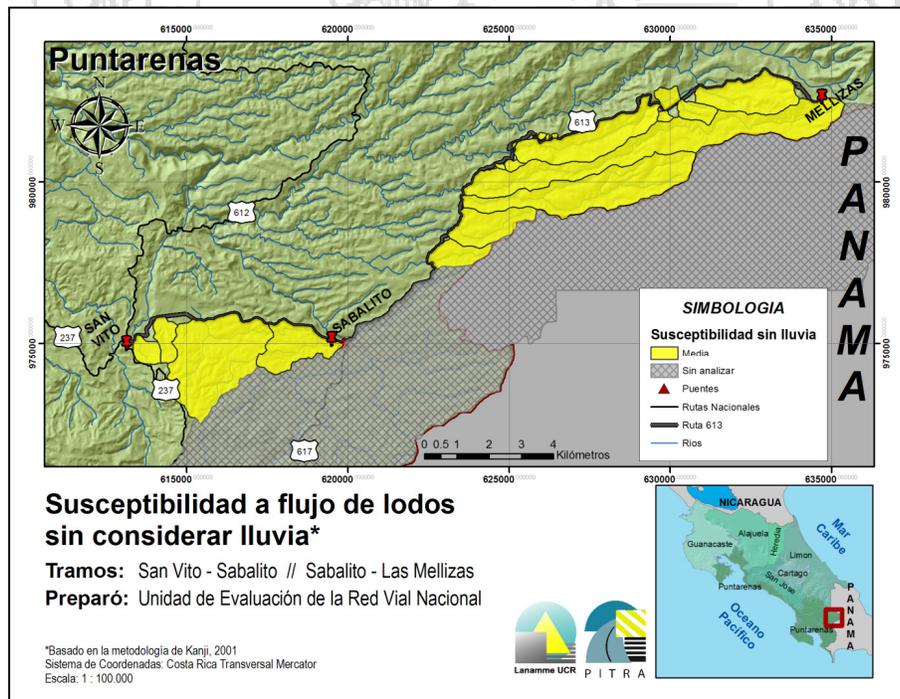


Figura 188. Susceptibilidad ante flujos de lodos/detritus sin considerar el factor lluvia.

#### 7.4. Susceptibilidad a deslizamientos

Para realizar la zonificación de susceptibilidad a deslizamientos se aplicó la metodología del ángulo crítico desarrollada por el LanammeUCR. El catálogo de deslizamientos fue obtenido a partir de información recolectada en visitas de campo realizadas por técnicos e ingenieros de la Unidad de Evaluación de la Infraestructura Vial Nacional del LanammeUCR. Las figuras 19 a 21 muestran los deslizamientos en el tramo analizado registrados por ingenieros del LanammeUCR el 17 de mayo de 2011.



**Figura 19. Deslizamientos registrados en estacionamiento 29+600.**

*Estado del deslizamiento al 17 de mayo de 2011.*



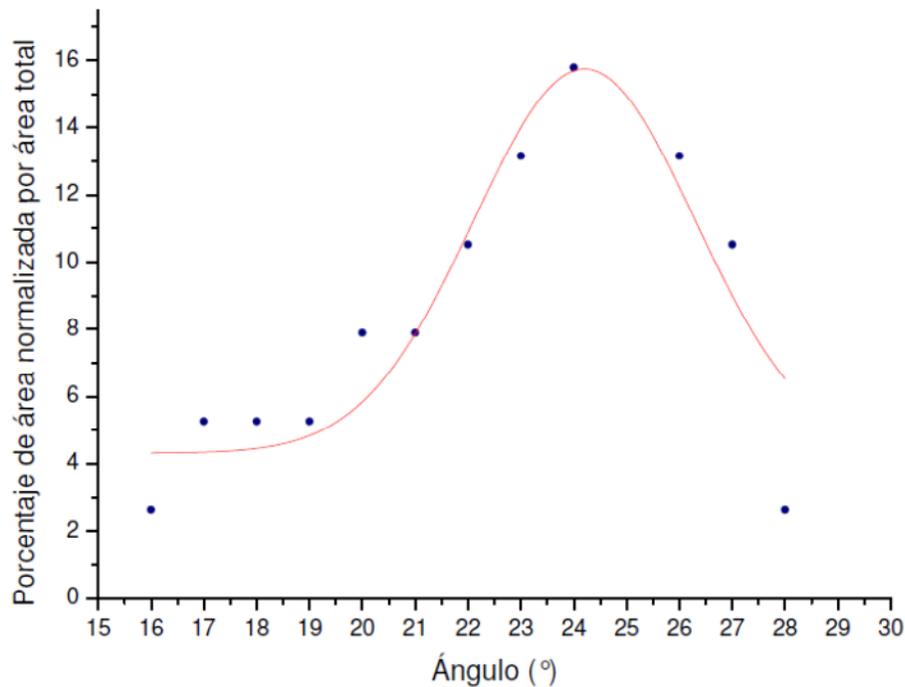
**Figura 20. Deslizamientos registrados en estacionamiento 24+020.**

*Estado del deslizamiento al 17 de mayo de 2011.*



**Figura 21. Deslizamientos registrados en estacionamiento 23+470.**  
*Estado del deslizamiento al 17 de mayo de 2011.*

El análisis de la distribución de la pendiente en la zona, compuesta predominantemente por Debris flows y Debris avalanche de andesitas-dacitas adakíticas se muestra en la Figura 22.



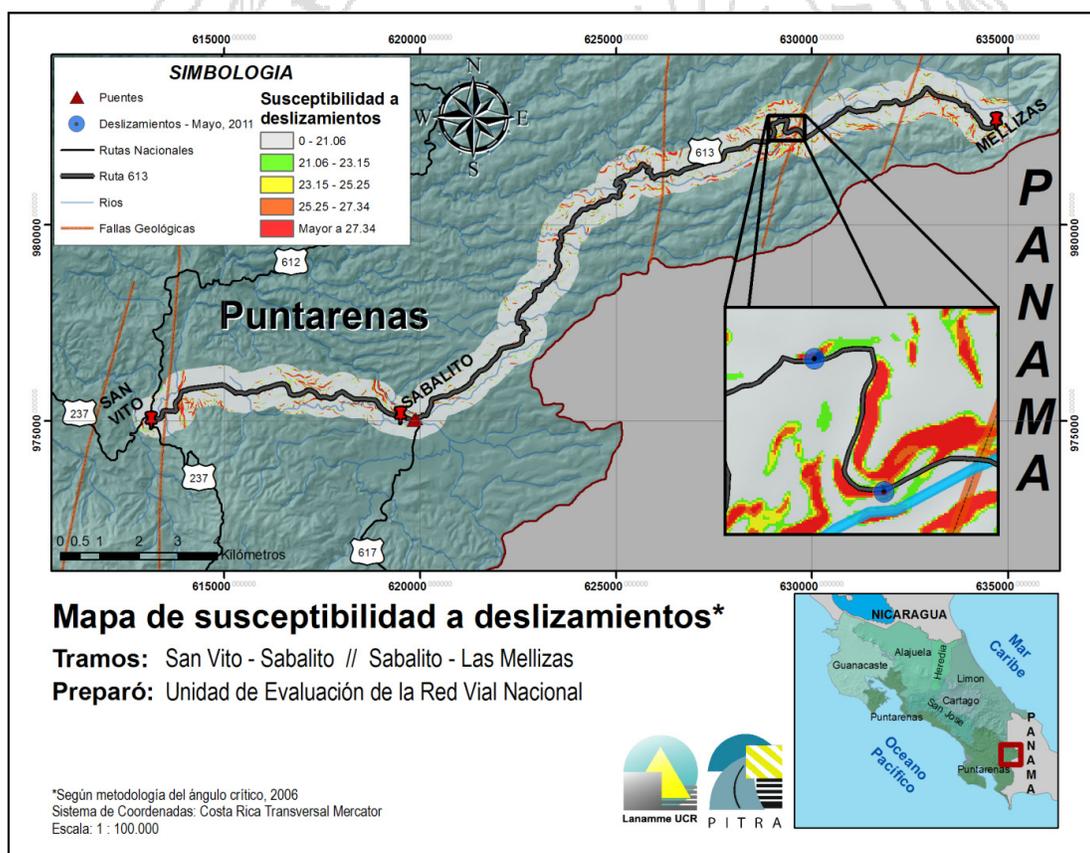
**Figura 22. Porcentaje de área deslizada normalizada por área total contra pendiente para la geología analizada.**

Se obtuvieron los parámetros de ángulo crítico (media) con un valor de  $24,2^\circ$  y una desviación estándar de  $2,1^\circ$ . El Cuadro 14 muestra los rangos de susceptibilidad de deslizamientos para la geología de la zona donde se ubica la ruta analizada.

**Cuadro 14. Rangos de susceptibilidad de deslizamiento para la geología de la ruta analizada.**

Rangos de pendiente ( $^\circ$ )	Susceptibilidad
< 21,06	Muy baja
21,06 – 23,15	Baja
23,15 – 25,25	Media
25,25 – 27,34	Alta
> 27,34	Muy Alta

La Figura 23 muestra el mapa de susceptibilidad de deslizamientos, obtenido a partir de la aplicación de la metodología del ángulo crítico.



**Figura 23. Mapa de susceptibilidad a deslizamientos.**

#### 7.4.1. Comentarios sobre la calidad de diseño, construcción y mantenimiento de las obra de estabilización

Durante los recorridos realizados por ingenieros y técnicos del LanammeUCR por la ruta en estudio se pudo constatar que existen pocas obras de retención, tanto para taludes de corte y para rellenos.

No obstante, se destaca un muro de gaviones ubicado entre los kilómetros 24+110 y 24+120, el cual se muestra en la Figura 24.



**Figura 24. Muro de gaviones entre estacionamientos 24+110 y 24+120.**  
*Estado del muro al 17 de mayo de 2011.*

Este muro, que parece se construyó en forma combinada con un muro que asemeja ser de concreto reforzado, no muestra ningún drenaje, lo que permite la acumulación de agua al dorso del muro. Si bien los muros pueden diseñarse considerando una fuerza hidrostática actuando sobre el muro, esta condición de diseño resulta en la mayoría de ocasiones poco económica, por lo que la práctica común es proporcionar al muro de drenajes que permitan el alivio de esa presión hidrostática. Esta consideración de diseño, debe ser trasladada a la obra durante la etapa constructiva.



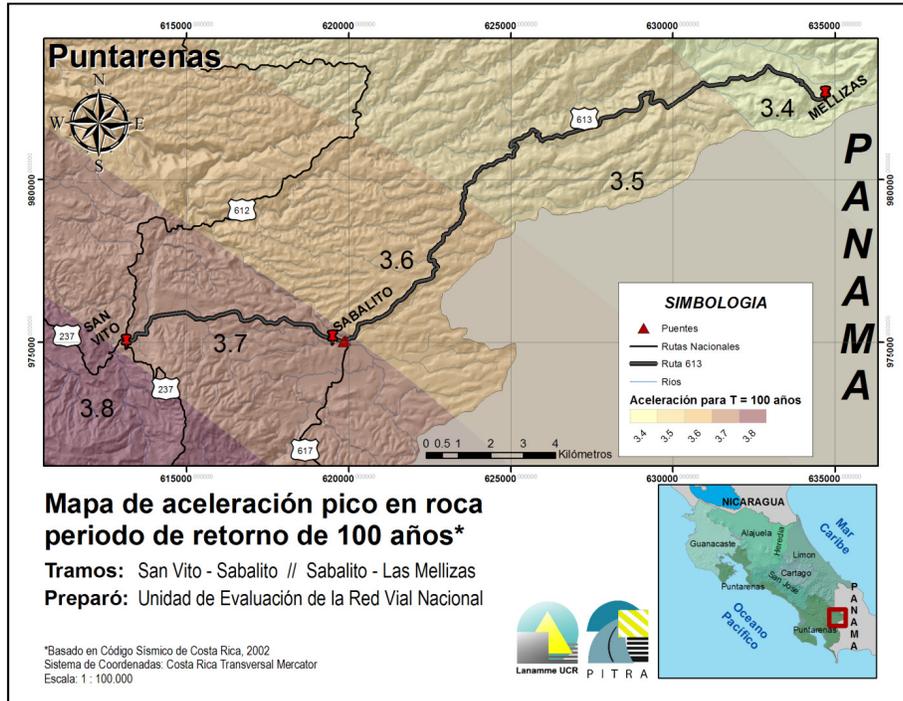
En este caso se observó que el muro de concreto reforzado no muestra drenajes y al muro de gaviones se le colocó concreto en la cara del mismo, cuando una de las ventajas del muro de gaviones es que por su configuración, son estructuras drenantes. No obstante, en este caso al tener una pared de concreto permite que se acumulen presiones hidrostáticas, posiblemente no consideradas en el diseño, que podrían provocar un mal comportamiento del muro y afectar, consecuentemente, al relleno que sostiene.

## 7.5. Vulnerabilidad de puentes

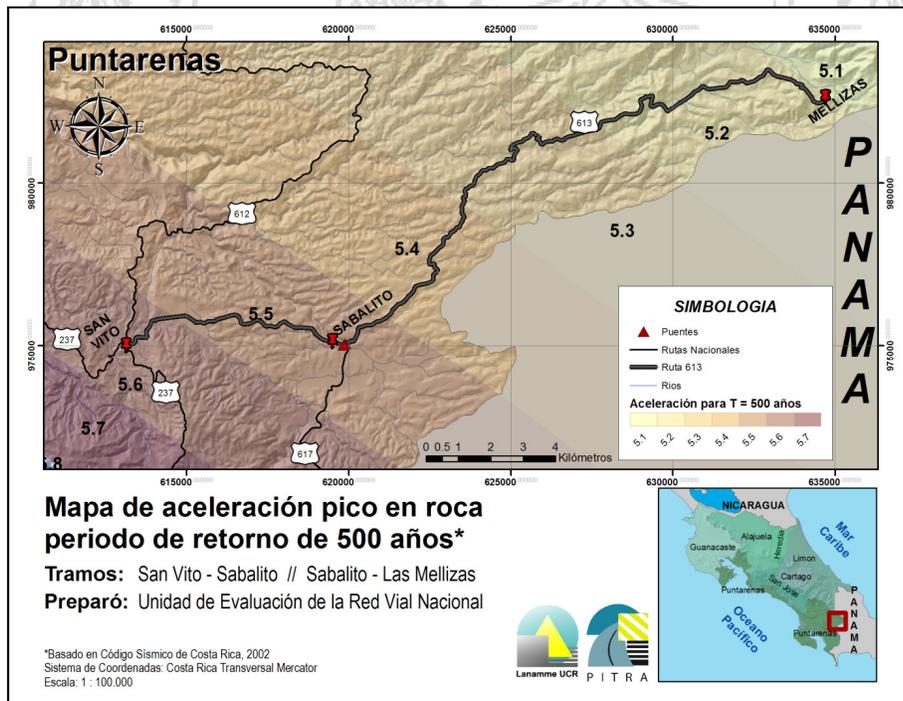
En el trazado del tramo evaluado se evaluaron dos puentes sobre el río Sabalito mediante la metodología RMS. Se presenta a continuación los resultados obtenidos.

### 7.5.1. Puentes sobre el río Sabalito

Los puentes sobre el río Sabalito fueron evaluados tomando en consideración sus características estructurales y utilizando mapas de aceleraciones, según la amenaza sísmica, para periodos de retorno de 100 y 500 años, este último valor como revisión según el Código Sísmico de Costa Rica (2002). (Ver Figuras 25 y 26).



**Figura 25. Mapa de aceleración pico en roca para T=100 años.**  
 Valor de aceleración en  $m/s^2$ .



**Figura 26. Mapa de aceleración pico en roca para T=500 años.**  
 Valor de aceleración en  $m/s^2$ .

En los cuadros 15 y 16 se muestran las características utilizadas para evaluar los puentes, los cuales, por cruzar ambos el río Sabalito fueron identificados como puente No. 1 y puente No. 2.

**Cuadro 15. Características del puente No. 1 sobre el río Sabalito.**

Característica	Puente Sabalito Nº 1
Fecha de construcción	1974-1978
T.P.D.	1315
Longitud	7,75 m
Material	Concreto
Tipo de estructura	Losa plana
Tipo	Puente simplemente apoyado, con luces menores a 150 m y apoyos simples
Diseño	Diseño convencional
Riesgo	Alto riesgo
Clasificación	HBR12



**Figura 27. Puente No. 1 sobre el río Sabalito.**  
*Estado del puente al 9 de marzo de 2011.*



**Figura 28. Puente No. 1 sobre el río Sabalito.**  
*Estado del puente al 9 de marzo de 2011.*

**Cuadro 16. Características del puente No. 2 sobre el Río Sabalito.**

Característica	Puente Sabalito № 2
Fecha de construcción	1974-1978
T.P.D.	1315
Longitud	14,6 m
Material	Concreto
Tipo de estructura	Vigas rectangulares
Tipo	Puente simplemente apoyado, con luces menores a 150 m y apoyos simples
Diseño	Diseño convencional
Riesgo	Alto riesgo
Clasificación	HBR12



**Figura 29. Puentes No. 2 sobre el río Sabalito.**  
*Estado del puente al 9 de marzo de 2011.*



**Figura 30. Puentes No. 2 sobre el río Sabalito.**  
*Estado del puente al 9 de marzo de 2011.*

El Cuadro 17 presenta los resultados obtenidos de aplicar la metodología de evaluación de RMS.



**Cuadro 17. Daño asignado a los puentes sobre el Río Sabalito.**

Puente	Clasificación	Daño asignado (T = 100 años)	Daño asignado (T = 500 años)
Río Sabalito No. 1	HBR12	Generalizado	Total
Río Sabalito No. 2	HBR12	Generalizado	Total

Según los criterios del Cuadro 17 y con base en los resultados del análisis de amenaza sísmica, a los puentes sobre el río Sabalito se les asignó, a ambos, una vulnerabilidad muy alta.



## 8. PERFILES DE VULNERABILIDAD

La información recopilada de las evaluaciones realizadas se resume en este capítulo con el fin de generar los perfiles de vulnerabilidad total del proyecto

Según estudios realizados en el LanammeUCR, se recomienda dividir las rutas analizadas en segmentos de máximo 200 metros para generar los perfiles. En este caso se utilizó una segmentación de 100 metros, asignándoles a cada segmento un nivel de vulnerabilidad dado en función de la ubicación de las obras y del valor máximo de la amenaza en el segmento, para un total de 308 tramos en una longitud de 30,8 kilómetros. Para cada segmento se recopiló la información sobre las amenazas naturales evaluadas que lo afectan y se asignó una vulnerabilidad global, la cual fue revisada mediante una visita de campo donde se observó la correspondencia del resultado con la realidad. De este modo se identifican zonas prioritarias para la inversión en obras que permitan reducir la vulnerabilidad.

### 8.1. Perfiles de susceptibilidad ante amenazas y vulnerabilidad

Las amenazas consideradas en el presente estudio fueron la vibración sísmica, el potencial de inestabilidad, los caudales extremos y los flujos de lodos y detritus. Para generar el perfil de vulnerabilidad de la carretera es necesario clasificar las amenazas mencionadas previamente en una escala de intensidad o severidad relativa, intrínseca a cada fenómeno y que permita obtener una percepción de su magnitud (Ver Cuadro 18).

**Cuadro 18. Niveles cualitativos de severidad de amenazas naturales y equivalencias numéricas para la zonificación aplicada a la infraestructura vial.**

Tipo de escala	Nivel de intensidad				
Cualitativa	Muy bajo	Bajo	Medio	Alto	Muy alto
Cromática	Blanco	Verde	Amarillo	Naranja	Rojo
Numérica (0 a 10)	1-2	3-4	5-6	7-8	9-10
Porcentual	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100

Fuente: Vargas, 2003; en Castro, 2005.

Se presentan a continuación los perfiles de vulnerabilidad ante amenazas de la Ruta Nacional 613, considerando el nivel de intensidad o severidad expuesto en el Cuadro 18.

**Cuadro 19. Segmentos con vulnerabilidad media y alta de la Ruta Nacional 613.**

Estacionamiento	Nivel de vulnerabilidad	Amenazas	Componentes afectados
0+250	Alta	Caudales extremos, flujos de lodos	Alcantarilla
0+510	Muy alta	Ruptura superficial de fallas	
1+100 a 1+200	Alta	Inestabilidad	Talud
1+480	Alta	Flujo de lodos	Alcantarilla
2+920	Alta	Caudales extremos, flujo de lodos	Alcantarilla
6+730 a 6+830	Alta	Inestabilidad	Talud
7+930	Muy alta	Vibración sísmica, flujo de lodos	Puente
8+010	Muy alta	Vibración sísmica	Puente
11+180 a 11+230	Alta	Inestabilidad	Talud
12+380	Alta	Caudales extremos, flujo de lodos	Alcantarilla
13+400 a 13+580	Alta	Inestabilidad	Talud
13+780	Alta	Caudales extremos, flujo de lodos	Alcantarilla
13+990 a 14+030	Alta	Inestabilidad	Talud
14+790 a 15+070	Alta	Inestabilidad	Talud
15+080	Media	Flujos de lodo	Alcantarilla
15+160	Media	Flujos de lodo	Alcantarilla
15+190 a 15+400	Alta	Inestabilidad	Talud
16+630	Alta	Flujos de lodo	Alcantarilla
16+770 a 17+300	Alta	Inestabilidad	Talud
17+180	Alta	Caudales extremos, flujos de lodo	Alcantarilla
17+200 a 17+300	Alta	Inestabilidad	Talud
17+480	Alta	Flujos de lodo	Alcantarilla
17+680	Alta	Flujo de lodos	Alcantarilla

**Cuadro 20 (cont). Segmentos con vulnerabilidad alta y muy alta de la Ruta Nacional 613.**

Estacionamiento	Nivel de vulnerabilidad	Amenazas	Componentes afectados
18+790 a 18+970	Alta	Inestabilidad	Talud
18+990	Alta	Flujo de lodos	Alcantarilla
19+030	Alta	Inestabilidad	Talud
19+060	Alta	Flujo de lodos	Alcantarilla
19+680	Alta	Flujo de lodos	Alcantarilla
19+710	Muy alta	Ruptura superficial de fallas	
19+940	Alta	Flujo de lodos	Alcantarilla
19+980 a 20+080	Moderada	Inestabilidad	Talud
22+500 a 22+560	Alta	Inestabilidad	Talud
22+890 a 22+940	Alta	Inestabilidad	Talud
23+430 a 23+530	Alta	Inestabilidad	Talud
23+630 a 24+300	Alta	Inestabilidad	Talud
24+260	Muy alta	Ruptura superficial de fallas	
24+370	Media	Caudales extremos, flujo de lodos	Alcantarilla
24+610	Alta	Flujos de lodo	Alcantarilla
25+060	Alta	Caudales extremos, flujo de lodos	Alcantarilla
25+800	Alta	Caudales extremos, flujo de lodos	Alcantarilla
27+560	Muy alta	Ruptura superficial de fallas	





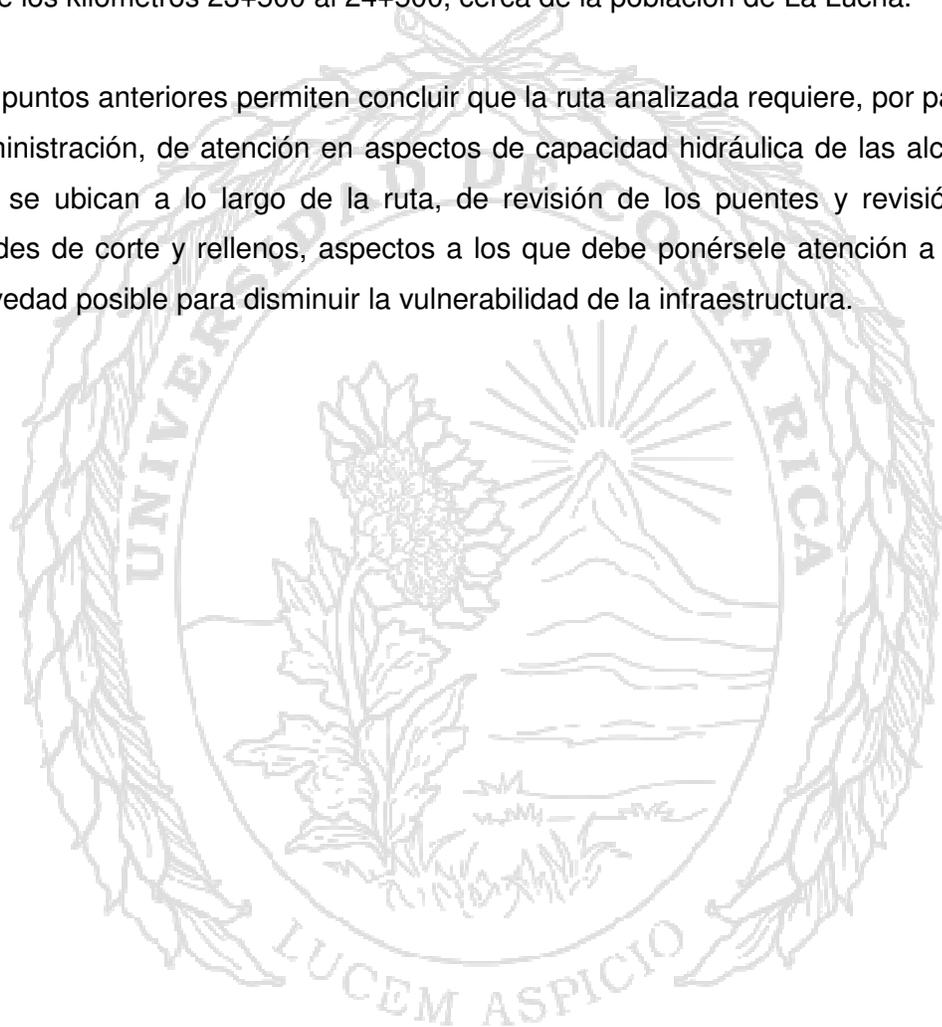
## 9. CONCLUSIONES

1. La ruta en estudio está expuesta a varias amenazas naturales. Por medio de información histórica e información levantada por el LanammeUCR, se constató que las principales amenazas que afecta el corredor son los caudales extremos y los flujos de lodo.
2. La vulnerabilidad de las obras de drenaje intermedio fue definida con base en su capacidad hidráulica, considerando sus secciones transversales y el caudal máximo correspondiente a las cuencas que sirven. Según la metodología usada, de las setenta obras de drenaje intermedio evaluadas, cinco presentan vulnerabilidad alta y tres presentan media, lo que refleja que la secciones transversales son insuficientes para evacuar el caudal calculado para los diferentes periodos de retorno analizados (i.e, 20 y 100 años) y hace recomendable, por parte de la Administración, la modificación de su sección transversal..
3. La susceptibilidad a la ocurrencia potencial de flujos de lodos y detritus para las 21 cuencas analizadas fue evaluada por medio de la Metodología de Kanji (2001), considerando la lluvia como principal agente disparador de flujos y luego sin considerarla. Se puede concluir que las cuencas analizadas, asociadas a obras de drenaje intermedio principales y que presentan una vulnerabilidad alta y media por falta de capacidad hidráulica, (cuencas 1, 3, 6, 7, 11, 18, 19 y 20), presentan una susceptibilidad a flujos de lodos y detritus de media a alta, lo cual hace necesario revisar, bajo ambas premisas (vulnerabilidad ante caudales extremos y ante flujos de lodos y detritus), la capacidad y configuración de las obras de drenaje.
4. La evaluación de vulnerabilidad de puentes ante la amenaza sísmica fue realizada por medio de la metodología RMS de "Risk Management Solutions, Inc.", la cual permite determinar el daño potencial que puede sufrir un puente ante sollicitaciones sísmicas, según sus características estructurales. Según el resultado obtenido para los puentes sobres el río Sabalito a partir de la aplicación de la metodología RMS,



este sufriría un daño menor y moderado en caso de sismo para periodos de retorno de 100 y 500 años respectivamente.

5. La evaluación de la susceptibilidad a deslizamientos fue realizada siguiendo la metodología del ángulo crítico. La zonificación realizada con esta metodología indica que el sector más propenso (susceptibilidad alta) a deslizamientos es el ubicado entre los kilómetros 23+500 al 24+500, cerca de la población de La Lucha.
6. Los puntos anteriores permiten concluir que la ruta analizada requiere, por parte de la Administración, de atención en aspectos de capacidad hidráulica de las alcantarillas que se ubican a lo largo de la ruta, de revisión de los puentes y revisión de los taludes de corte y rellenos, aspectos a los que debe ponerse atención a la mayor brevedad posible para disminuir la vulnerabilidad de la infraestructura.





## 10. RECOMENDACIONES

En esta sección se presentan recomendaciones generales para la Ruta Nacional 613, así como recomendaciones específicas para mejorar las condiciones de operación y la reducción de la vulnerabilidad de sus componentes ante las diferentes amenazas consideradas.

Como recomendaciones generales para la Ruta Nacional 613 se plantea:

1. Establecer, por parte de la Administración, un nuevo tipo de gestión de la Ruta Nacional 613 hacia una cultura de prevención en obras nuevas y rehabilitación para obras existentes, para pasar a soluciones bien planteadas respaldadas por una planificación, estudios preliminares y diseños realizados por un profesional con experiencia en la materia. Dentro de las medidas a tomar se recomienda integrar, por parte de la Administración (CONAVI), un grupo de profesionales en ingeniería de carreteras, ingeniería geotécnica, hidrología y otras áreas de la ingeniería civil, para atender y llevar a cabo obras que permitan mitigar el riesgo existente.
2. Establecer por parte de las diferentes instituciones encargadas de la atención de emergencias (e.g., Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias (CNE), Cruz Rojas, Cuerpo de Bomberos, Fuerza Pública) las medidas preventivas necesarias para la atención de las emergencias que se puedan dar ante amenazas naturales, con la meta de minimizar el impacto que estos fenómenos puedan tener sobre la infraestructura vial nacional y la población que hace uso de ella.

Para disminuir la vulnerabilidad de alcantarillas y pasos de agua en la zona evaluada se plantea la necesidad de que la Administración realice de forma oportuna al menos las siguientes recomendaciones:



1. Realizar para aquellas obras de drenaje con un nivel de vulnerabilidad medio y alto, un análisis hidrológico e hidráulico detallado que permita determinar el área y la sección geométrica óptima de estructura requerida, según las características particulares de la cuenca a la que sirve; así como realizar un análisis económico para priorizar y determinar el procedimiento óptimo de mejora o reconstrucción de las estructuras con problemas.
2. Desarrollar programas de mantenimiento continuo de limpieza de cunetas, contracunetas, pasos de agua, alcantarillas y otras obras de drenaje, para asegurar una eficiente evacuación de agua llovida proveniente de la carretera y de la escorrentía superficial de las cuencas hidrográficas a las que sirven, así como para evitar la saturación de terraplenes. Es importante resaltar que los materiales y escombros que resulten de las labores de limpieza deben ser desechados apropiadamente y no ser depositados en zonas no adecuadas, haciendo que se traslade el riesgo de una zona a otra.

Para mitigar el riesgo ante flujo de lodos y detritus en la zona evaluada se plantea la necesidad de que la Administración realice de forma oportuna al menos las siguientes recomendaciones:

1. Realizar para aquellas obras de drenaje con un nivel de vulnerabilidad medio y alto, un análisis hidrológico e hidráulico detallado que permita determinar el área y la sección geométrica óptima de estructura requerida, según las características particulares de la cuenca a la que sirve, considerando la amenaza potencial de los flujos de lodo y detritus, dado que la falta de capacidad hidráulica es una problemática potencial adicional para los conductos, ya que los flujos con sedimentos pueden exceder los caudales máximos usados para la evaluación de capacidad de las alcantarillas.



Para mitigar el riesgo ante deslizamientos en la zona evaluada se plantea la necesidad de que la Administración realice de forma oportuna al menos las siguientes recomendaciones:

1. Habilitar, en los lugares que así lo ameriten, un sistema de captación y control de aguas subterráneas y superficiales, para evitar la saturación de los suelos en taludes y terraplenes y evitar que estos se deterioren y provoquen deslizamientos.
2. Establecer por parte del Ministerio de Obras Públicas y Transportes, a través de la Dirección General de Ingeniería de Tránsito, y la Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias un sistema de vigilancia y control de tránsito para la ruta en estudio, el cual permita identificar desplazamientos de material de taludes que pueda ocurrir o que ocurra con el fin de alertar a los usuarios de la vía y tomar las acciones de cierre temporal, parcial o total de la ruta, según corresponda.

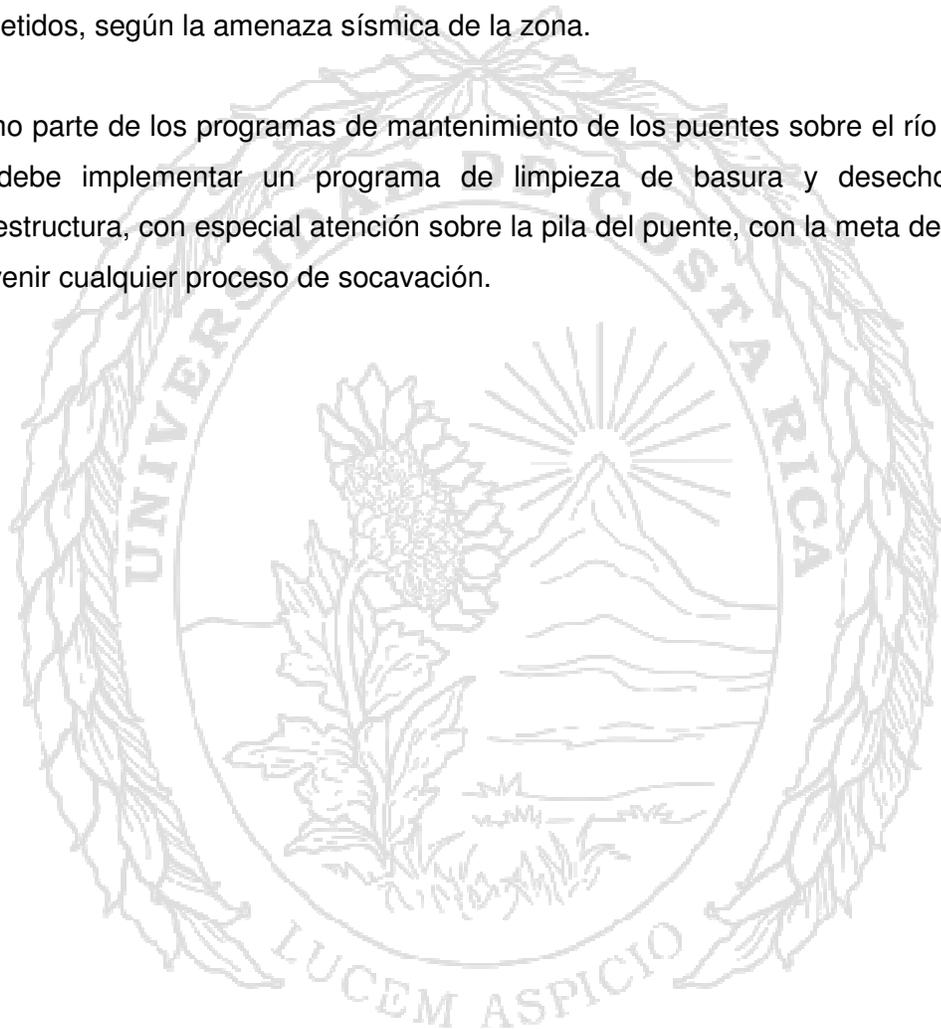
De realizarse cierres temporales o totales es importante considerar los vehículos que pudieran encontrarse dentro del área cerrada para que sean reubicados en zonas seguras, y no al pie de taludes que puedan representar un riesgo a su seguridad.

3. Conocer en detalle las condiciones del terreno para definir los lugares donde se puede construir contracunetas (estructuras que se ubican en la parte superior del talud para evacuar el agua de escorrentía). Asimismo, se debe considerar el uso de subdrenajes (perforaciones en la parte baja del talud) para manejar el efecto de las aguas subterráneas.



Como recomendaciones para disminuir la vulnerabilidad de los puentes sobre el río Sabalito se plantea la necesidad de que la Administración realice de forma oportuna al menos las siguientes recomendaciones:

1. Evaluar por parte de la Administración activa la necesidad de modificar o adecuar los puentes para que puedan resistir las fuerzas sísmicas a las que puedan estar sometidos, según la amenaza sísmica de la zona.
2. Como parte de los programas de mantenimiento de los puentes sobre el río Sabalito, se debe implementar un programa de limpieza de basura y desechos en la subestructura, con especial atención sobre la pila del puente, con la meta de mitigar y prevenir cualquier proceso de socavación.





## 11. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Bravo, A. & Calvo, M. (1997). *Evaluación del impacto sobre la red vial de un terremoto en la Península de Nicoya*. Informe de Trabajo de Graduación para obtener el grado de Licenciado en Ingeniería Civil. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil.
2. Bogantes, R., Laporte, G., Quesada, C & Vásquez, A. (2002). *Zonificación geotécnica general de Costa Rica considerando elementos edáficos y climáticos*. San José, Costa Rica.
3. Castro, K. (2005). *Vulnerabilidad física de la infraestructura vial en las Rutas 130, 712, 146, 120 y 126 Tramo Alajuela-Fraijanes-Vara Blanca-San Miguel de Sarapiquí*. Informe de Trabajo de Graduación para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil. San José, Costa Rica: Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.
4. Comisión Terra. (1998). *Fotografías aéreas Proyecto Terra*. San José, Costa Rica: Ministerio de Ambiente, Energía y Minas.
5. Comité Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica, Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2002). *Código Sísmico de Costa Rica 2002*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
6. Campos, G. (2003). *Zonificación de la amenaza de deslizamiento en algunas cuencas de los cantones de Dota y El Guarco*. Informe final de Proyecto de Graduación para optar por el grado de Licenciado en Ingeniería Civil. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil.
7. Denyer, P. & Alvarado, G. (2007). *Mapa Geológico de Costa Rica 2007*. San José, Costa Rica: Librería Francesa.
8. Denyer, P., Arias, O., Soto, G., Obando, L., & Salazar, G. (1993). *Mapa Geológico de la Gran Área Metropolitana*. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica, Escuela de Geología.
9. Denyer, P. & Kussmaul, S. (1994). *Atlas Geológico Gran Área Metropolitana*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.



10. Federal Highway Administration & Salas, R. (1999). *Estabilidad de cauce y socavación en puentes*. San José, Costa Rica: Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales.
11. Garro, J. (2002). *Zonificación combinada de amenazas naturales para infraestructura, en las cuencas de las ciudades de Cartago y Paraíso, Valle Central Oriental de Costa Rica*. Informe final de Proyecto de Graduación para optar por el grado de Licenciado en Ingeniería Civil. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil.
12. ITGD. (2002). *Taller de capacitación El fenómeno de El Niño y la gestión de riesgo de desastres*. Proyecto Moquegua.
13. LanammeUCR. (Sin fecha). *Evaluación de la vulnerabilidad en rutas nacionales*. San José, Costa Rica: el autor.
14. Kanji, M. (2001). *Metodología para estimar la vulnerabilidad del terreno con relación a flujo de detritus*. 1er Simposio Internacional de Movimientos en Masa. Ecuador.
15. Keller, G., Bauer, G. & Aldana, M. (1995). *Caminos rurales con impactos mínimos: Un manual de capacitación con énfasis sobre planificación ambiental, drenajes, estabilización de taludes y control de erosión*. Ciudad de Guatemala, Guatemala: USAID, US, Programa de Caminos Rurales D.G.C.
16. Madrigal, J. (1997). *Informe Técnico Deslizamientos, aspectos hidrológicos trayecto Túnel Zurquí – Río Sucio “Carretera Braulio Carrillo” DPM-INF-176-97*. San José, Costa Rica: Comisión Nacional de Emergencias.
17. Navarro, E. (2004). *Susceptibilidad ante amenazas naturales de la subcuenca del Río General, Pérez Zeledón, Costa Rica*. Informe final de proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciado en Ingeniería Civil. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil.
18. Orozco, E. (2007). *Zonificación climática de Costa Rica para la Gestión de Infraestructura Vial*. Informe de Proyecto de Graduación para obtener el grado de Licenciado en Ingeniería Civil. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil.



19. Rodríguez, E. (1989). *Revisión de métodos de diseño hidrológico e hidráulico de alcantarillas para carreteras*. Informe de Trabajo de Graduación para obtener el grado de Licenciado en Ingeniería Civil. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil.
20. Vargas, W. & Garro, J. (2003). *Gestión de riesgos naturales en infraestructura vial*. San José, Costa Rica: LanammeUCR.
21. Vargas, W. & Garro, J. (2008). *Relación entre las características geométricas y la vulnerabilidad de algunas rutas de montaña de Costa Rica*. Costa Rica: I Congreso Ibero-Americano de Seguridad Vial (I CISEV).
22. Vargas, W. & Garro, J. (2005). *El ángulo crítico de la pendiente y la susceptibilidad a deslizamientos de laderas naturales*. San José, Costa Rica: Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales LanammeUCR, Universidad de Costa Rica.
23. Vahrson, W. (1991). *Aspectos climáticos de la erosión hídrica en Costa Rica*. Proyecto Morfoclimatología Aplicada y Dinámica Exógena (MADE). Heredia, Costa Rica: Universidad Nacional, Escuela de Ciencias Geográficas.
24. Vega, José M. (2004). *Evaluación de la vulnerabilidad del puente sobre el Río Chirripó ante las amenazas de socavación e inestabilidad del cauce*. Informe final del Proyecto de Graduación para optar por el grado de Licenciado en Ingeniería Civil. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil.
25. Villón, M. (2004). *Hidrología*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

## 12. ANEXOS

### 12.1. Información de cuencas correspondientes a obras de drenaje de la carretera

**Cuadro A.1. Información de cuencas correspondientes a obras de drenaje secundarias.**

Est.	Cuenca No.	Área (m <sup>2</sup> )	Longitud de lado mayor de la cuenca (m)	Diferencia de elevación (m)	t <sub>c</sub> (min)
0+730	22	276	60	3,4	1,4
0+990	23	368	80	4,0	1,8
1+080	24	46	10	0,0	4,0
1+910	25	2392	520	10,0	11,0
4+140	26	4600	1000	20,0	17,9
6+790	27	7728	1680	50,0	22,9
8+180	28	920	200	16,5	3,0
8+390	29	1242	270	21,0	3,9
8+670	30	5492	1194	12,0	26,8
8+950	31	1086	236	7,8	4,9
11+860	32	1550	337	1,7	13,2
12+200	33	1205	262	20,8	3,8
12+740	34	759	165	8,3	3,1
12+900	35	1863	405	14,2	7,2
13+620	36	1127	245	22,7	3,4
13+980	37	1012	220	18,7	3,2
14+300	38	1325	288	27,2	3,8
14+970	39	2312	437	29,2	6,0
15+400	40	1058	230	16,8	3,5
15+640	41	1794	390	21,5	5,9
16+030	42	961	209	11,3	3,7
16+470	43	731	159	6,9	3,2
16+930	44	1270	276	17,6	4,3
17+310	45	520	113	1,9	3,6
17+710	46	2599	565	40,9	7,0
17+970	47	1150	250	19,5	3,6
18+510	48	1587	345	3,8	9,9
18+880	49	442	96	3,9	2,3
18+960	50	1058	230	7,3	4,8

**Cuadro A.1. (cont.). Información de cuencas correspondientes a obras de drenaje secundarias de la carretera.**

Est.	Cuenca No.	Área (m <sup>2</sup> )	Longitud de lado mayor de la cuenca (m)	Diferencia de elevación (m)	t <sub>c</sub> (min)
19+080	51	432	94	12,6	1,4
19+440	52	1840	400	3,3	12,4
19+580	53	1417	308	17,8	4,8
20+210	54	902	196	3,8	5,2
20+990	55	1523	331	13,9	5,7
22+790	56	966	210	17,2	3,1
23+200	57	929	202	9,4	3,8
23+360	58	713	155	17,7	2,2
23+640	59	1173	255	10,7	4,7
24+140	60	1564	340	24,3	4,8
25+020	61	574	99	5,8	2,0
25+350	62	1363	235	4,5	6,0
25+430	63	446	86	0,7	3,9
25+510	64	483	105	7,1	2,0
25+920	65	1426	310	33,6	3,8
25+130	66	690	150	8,3	2,8
26+390	67	2852	620	26,0	9,3
27+130	68	598	130	12,2	2,1
27+380	69	1739	378	28,7	5,1
27+720	70	2447	532	45,7	6,3
28+290	71	736	160	9,5	2,9
28+930	72	1242	270	19,2	4,0
29+260	73	294	64	3,0	1,5
29+530	74	1030	224	14,6	3,6
29+550	75	722	157	4,9	3,6
29+700	76	529	115	1,7	3,8
29+820	77	460	100	1,9	3,1
29+980	78	276	60	2,7	1,5
30+050	79	843	183	17,0	2,7
30+340	80	2038	381	26,8	5,2

## 12.2. Valores para el cálculo de caudal ( $m^3/s$ ) para cada cuenca.

**Cuadro A.2. Valores de caudales máximos ( $m^3/s$ ) para cuencas principales.**

Cuenca	Área ( $km^2$ )	Coeficiente de escorrentía (c)	Intensidad de lluvia (mm/h)		Caudal ( $m^3/s$ )	
			T <sub>20 años</sub>	T <sub>100 años</sub>	Q <sub>20 años</sub>	Q <sub>100 años</sub>
1	0,620	0,35	220	274	13,2	16,4
3	6,85	0,34	135	170	87,1	109,7
6	1,111	0,34	200	246	21,0	25,8
7	2,10	0,25	178	220	26,1	32,2
11	0,155	0,30	268	328	3,5	4,2
12	3,72	0,33	156	194	53,6	66,6
16	0,0267	0,35	280	342	0,7	0,9
18	0,392	0,30	240	290	7,8	9,4
19	0,625	0,30	220	274	11,4	14,2
20	0,281	0,30	170	210	39,5	48,9

**Cuadro A.3. Valores de caudales máximos ( $m^3/s$ ) para cuencas secundarias.**

Cuenca	Área ( $km^2$ )	Coeficiente de escorrentía (c)	Intensidad de lluvia (mm/h)		Caudal ( $m^3/s$ )	
			T <sub>20 años</sub>	T <sub>100 años</sub>	Q <sub>20 años</sub>	Q <sub>100 años</sub>
22	276	0,9	280	342	0,02	0,02
23	368	0,9	280	342	0,03	0,03
24	46	0,9	280	342	0,00	0,00
25	2392	0,9	230	280	0,14	0,17
26	4600	0,9	196	246	0,22	0,28
27	7728	0,9	180	220	0,35	0,42
28	920	0,9	280	340	0,06	0,08
29	1242	0,9	280	340	0,09	0,10
30	5492	0,9	164	204	0,22	0,28
31	1086	0,9	280	340	0,08	0,09
32	1550	0,9	216	266	0,08	0,10
33	1205	0,9	280	340	0,08	0,10
34	759	0,9	280	340	0,05	0,06
35	1863	0,9	240	296	0,11	0,14
36	1127	0,9	280	340	0,08	0,10
37	1012	0,9	280	340	0,07	0,09

**Cuadro A.3 (cont.). Valores de caudales máximos (m<sup>3</sup>/s) para cuencas secundarias.**

Cuenca	Área (km <sup>2</sup> )	Coeficiente de escorrentía (c)	Intensidad de lluvia (mm/h)		Caudal (m <sup>3</sup> /s)	
			T <sub>20 años</sub>	T <sub>100 años</sub>	Q <sub>20 años</sub>	Q <sub>100 años</sub>
38	1325	0,9	280	340	0,09	0,11
39	2312	0,9	274	334	0,16	0,19
40	1058	0,9	280	340	0,07	0,09
41	1794	0,9	270	330	0,12	0,15
42	961	0,9	280	340	0,07	0,08
43	731	0,9	280	340	0,05	0,06
44	1270	0,9	280	340	0,09	0,11
45	520	0,9	280	340	0,04	0,04
46	2599	0,9	240	296	0,16	0,19
47	1150	0,9	280	340	0,08	0,10
48	1587	0,9	240	296	0,09	0,12
49	442	0,9	280	342	0,03	0,04
50	1058	0,9	270	336	0,07	0,09
51	432	0,9	280	342	0,03	0,04
52	1840	0,9	216	266	0,10	0,12
53	1417	0,9	270	336	0,10	0,12
54	902	0,9	270	330	0,06	0,07
55	1523	0,9	270	330	0,10	0,12
56	966	0,9	280	340	0,07	0,08
57	929	0,9	280	340	0,06	0,08
58	713	0,9	280	342	0,05	0,06
59	1173	0,9	270	336	0,08	0,10
60	1564	0,9	270	336	0,10	0,13
61	574	0,9	280	342	0,04	0,05
62	1363	0,9	274	334	0,09	0,11
63	446	0,9	280	340	0,03	0,04
64	483	0,9	280	342	0,03	0,04
65	1426	0,9	280	340	0,10	0,12
66	690	0,9	280	340	0,05	0,06
67	2852	0,9	240	298	0,17	0,21
68	598	0,9	280	342	0,04	0,05
69	1739	0,9	276	340	0,12	0,15
70	2447	0,9	270	330	0,16	0,20

**Cuadro A.3 (cont.). Valores de caudales máximos (m<sup>3</sup>/s) para cuencas secundarias.**

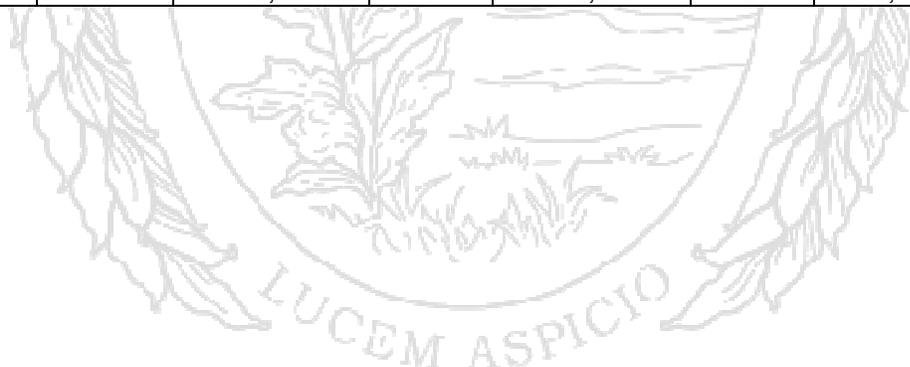
Cuenca	Área (m <sup>2</sup> )	Coeficiente de escorrentía (c)	Intensidad de lluvia (mm/h)		Caudal (m <sup>3</sup> /s)	
			T <sub>20 años</sub>	T <sub>100 años</sub>	Q <sub>20 años</sub>	Q <sub>100 años</sub>
71	736	0,9	280	342	0,05	0,06
72	1242	0,9	280	340	0,09	0,10
73	294	0,9	280	340	0,02	0,02
74	1030	0,9	280	340	0,07	0,09
75	722	0,9	280	340	0,05	0,06
76	529	0,9	280	340	0,04	0,04
77	460	0,9	280	342	0,03	0,04
78	276	0,9	280	340	0,02	0,02
79	843	0,9	280	342	0,06	0,07
80	2038	0,9	276	340	0,14	0,17



### 12.3. Factores, grados parciales, grado final y nivel de susceptibilidad a flujos de lodos y detritus

**Cuadro A.4. Factores, grados parciales, grado final y nivel de susceptibilidad de cada cuenca a flujos y lodos de detritus, considerando el factor lluvia.**

Cuenca	Lluvia (mm/h)	Grado parcial	Inclinación de ladera (°)	Grado parcial	Inclinación de canal de drenaje (°)	Grado parcial	Área de la cuenca (km <sup>2</sup> )	Grado parcial
1	>80	10	7,3	0	7,1	0	0,62	10
2	>80	10	7,1	0	6,6	0	0,79	10
3	>80	10	4,4	0	2,7	0	6,85	6,6
4	>80	10	2,2	0	2,0	0	2,45	10
6	>80	10	1,8	0	0,9	0	1,11	10
7	>80	10	1,6	0	0,8	0	2,10	10
8	>80	10	1,7	0	1,4	0	6,42	6,6
9	>80	10	1,8	0	1,3	0	9,08	6,6
10	>80	10	6,6	0	1,2	0	0,05	10
11	>80	10	7,2	0	7,8	0	0,16	10
12	>80	10	2,3	0	1,1	0	3,72	10
13	>80	10	11,6	0	12,9	3,3	0,02	10
14	>80	10	8,7	0	12,3	3,3	0,04	10
15	>80	10	10,3	0	15,4	6,6	0,02	10
16	>80	10	6,4	0	14,6	3,3	0,03	10
17	>80	10	6,1	0	6,6	0	0,13	10
18	>80	10	8,0	0	0,0	0	0,39	10
19	>80	10	5,4	0	3,2	0	0,62	10
20	>80	10	4,6	0	3,3	0	2,81	10
21	>80	10	7,1	0	0,0	0	0,00	10



**Cuadro A.5. Factores, grados parciales, grado final y nivel de susceptibilidad de cada cuenca a flujos y lodos de detritus, considerando el factor lluvia.**

Cuenca	Altura de la ladera (m)	Grado parcial	% del área deforestada	Grado parcial	Geología	Grado parcial	Grado final	Vulnerabilidad
1	200	3,3	95	10	G1	10	63,3	Alta
2	190	0	97	10	G1	10	60,0	Alta
3	320	3,3	100	10	G1	10	59,9	Media
4	120	0	100	10	G1	10	60,0	Alta
6	60	0	100	10	G1	10	60,0	Alta
7	80	0	100	10	G1	10	60,0	Alta
8	220	3,3	80	6,6	G1	10	58,2	Media
9	410	3,3	88	6,6	G1	10	58,2	Media
10	35	0	100	10	G1	10	60,0	Alta
11	80	0	94	10	G1	10	60,0	Alta
12	210	3,3	69	6,6	G1	10	61,6	Alta
13	45	0	100	10	G1	10	61,7	Alta
14	62	0	100	10	G1	10	61,7	Alta
15	50	0	100	10	G1	10	63,3	Alta
16	35	0	100	10	G1	10	61,7	Alta
17	45	0	100	10	G1	10	60,0	Alta
18	110	0	87	6,6	G1	10	58,3	Media
19	110	0	100	10	G1	10	60,0	Alta
20	250	3,3	90	10	G1	10	63,3	Alta
21	15	0	100	10	G1	10	60,0	Alta



**Cuadro A.6. Factores, grados parciales, grado final y nivel de susceptibilidad de cada cuenca a flujos y lodos de detritus, sin considerar el factor lluvia.**

Cuenca	Inclinación de ladera (°)	Grado parcial	Inclinación de canal de drenaje (°)	Grado parcial	Área de la cuenca (km <sup>2</sup> )	Grado parcial
1	7,3	0	7,1	0	0,62	10
2	7,1	0	6,6	0	0,79	10
3	4,4	0	2,7	0	6,85	6,6
4	2,2	0	2,0	0	2,45	10
6	1,8	0	0,9	0	1,11	10
7	1,6	0	0,8	0	2,10	10
8	1,7	0	1,4	0	6,42	6,6
9	1,8	0	1,3	0	9,08	6,6
10	6,6	0	1,2	0	0,05	10
11	7,2	0	7,8	0	0,16	10
12	2,3	0	1,1	0	3,72	10
13	11,6	0	12,9	3,3	0,02	10
14	8,7	0	12,3	3,3	0,04	10
15	10,3	0	15,4	6,6	0,02	10
16	6,4	0	14,6	3,3	0,03	10
17	6,1	0	6,6	0	0,13	10
18	8,0	0	0,0	0	0,39	10
19	5,4	0	3,2	0	0,62	10
20	4,6	0	3,3	0	2,81	10
21	7,1	0	0,0	0	0,00	10



**Cuadro A.7. Factores, grados parciales, grado final y nivel de susceptibilidad de cada cuenca a flujos y lodos de detritus, sin considerar el factor lluvia.**

Cuenca	Altura de la ladera (m)	Grado parcial	% del área deforestada	Grado parcial	Geología	Grado parcial	Grado final	Vulnerabilidad
1	200	3,3	95	10	G1	10	47,6	Media
2	190	0	97	10	G1	10	43,0	Media
3	320	3,3	100	10	G1	10	42,9	Media
4	120	0	100	10	G1	10	43,0	Media
6	60	0	100	10	G1	10	43,0	Media
7	80	0	100	10	G1	10	43,0	Media
8	220	3,3	80	6,6	G1	10	40,5	Media
9	410	3,3	88	6,6	G1	10	40,5	Media
10	35	0	100	10	G1	10	43,0	Media
11	80	0	94	10	G1	10	43,0	Media
12	210	3,3	69	6,6	G1	10	45,2	Media
13	45	0	100	10	G1	10	45,3	Media
14	62	0	100	10	G1	10	45,3	Media
15	50	0	100	10	G1	10	47,6	Media
16	35	0	100	10	G1	10	45,3	Media
17	45	0	100	10	G1	10	43,0	Media
18	110	0	87	6,6	G1	10	40,6	Media
19	110	0	100	10	G1	10	43,0	Media
20	250	3,3	90	10	G1	10	47,6	Media
21	15	0	100	10	G1	10	43,0	Media



#### 12.4. Ejemplo de cálculo de caudal máximo utilizando nomogramas de la Federal Highway Administration de los Estados Unidos

Para la determinación del caudal que puede descargar una alcantarilla dado su tipo, tamaño del conducto y profundidad de remanso, se pueden utilizar los nomogramas propuestos por la Federal Highway Administration de los Estados Unidos. La Figura A-1 muestra uno de estos nomogramas, para alcantarillas de tubos circulares de metal corrugado. Nomogramas adicionales, para otras configuraciones geométricas y materiales de alcantarilla, se encuentran disponibles en Keller, Bauer & Aldana (1995).

Para el cálculo del caudal máximo teórico se deben seguir los siguientes tres pasos:

1. Se calcula la relación  $He/D$  para las condiciones dadas.
2. Se ubica el valor de  $He/D$  en la escala correspondientes al tipo de entrada. Si el tipo de entrada corresponde a las escalas 2 o 3 se debe prolongar horizontalmente el valor de  $He/D$  a la escala 1.
3. Se une este último punto de la escala 1 con el diámetro o altura  $D$  en la escala de la izquierda. Se lee el valor de  $Q$  sobre la escala de caudal.

Para este caso,  $He$  representa la profundidad de remanso en metros,  $D$  el diámetro de la alcantarilla en metros y  $Q$  el caudal en metros cúbicos por segundo.

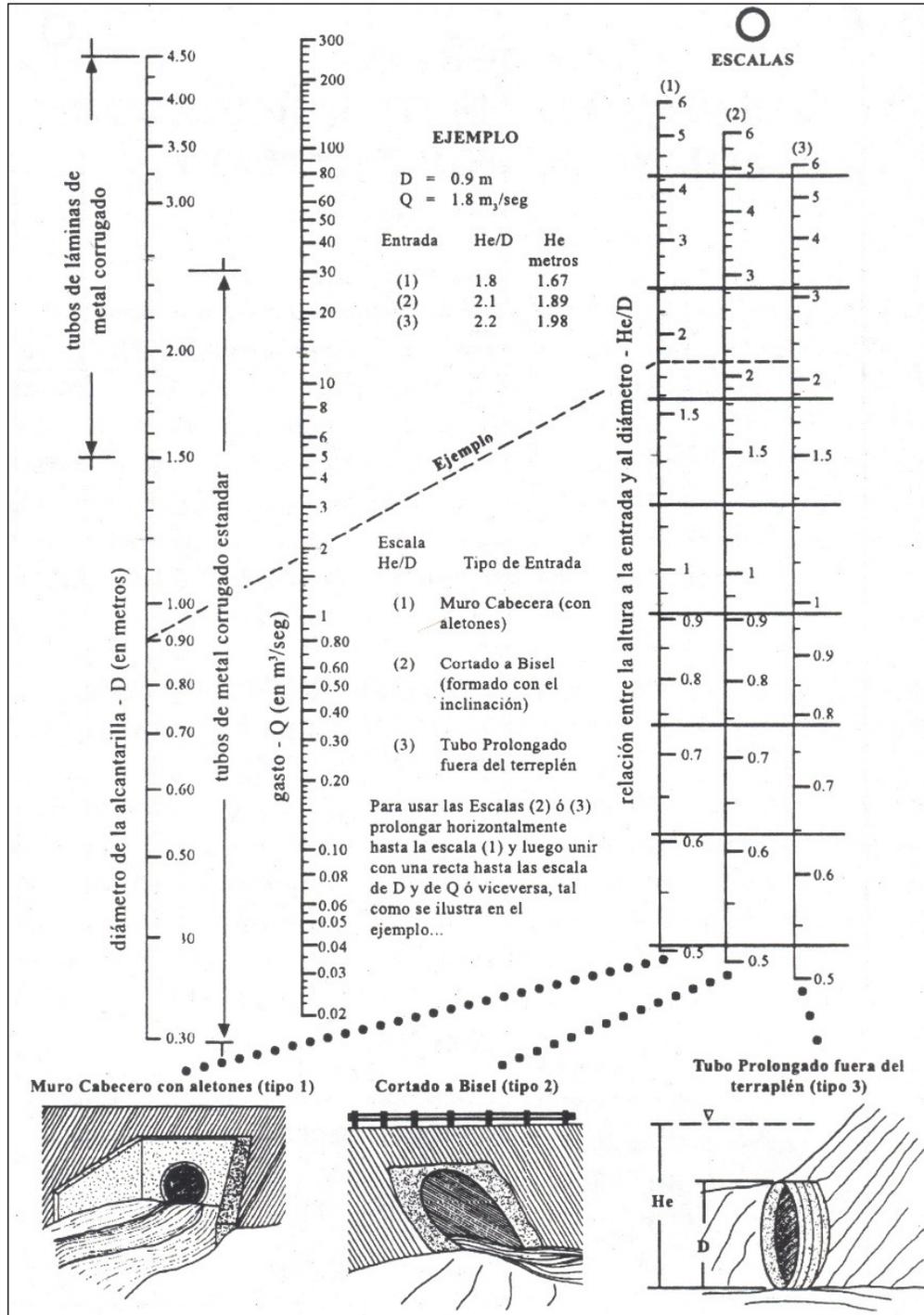
En la Figura A-1 se muestran tres ejemplos de cálculo para diferentes condiciones de entrada para alcantarillas de tubos circulares de metal corrugado. Por ejemplo, para un diámetro de alcantarilla de 0,90 metros, con una profundidad de remanso de 1,98 metros y un tipo de entrada de tubo prolongado fuera del terraplén, se tiene que:

$$\frac{He}{D} = \frac{1,98 \text{ metros}}{0,90 \text{ metros}} = 2,2$$



Se marca el valor de 0,90 metros en la escala de la izquierda y el valor de He/D de 2,2 en la escala de la derecha correspondiente al tipo de entrada de tubo prolongado fuera del terraplén. Se prolonga el valor de He/D en la escala izquierda del tipo de entrada 3 al 1 y se une con una línea con el valor de la escala izquierda. La línea corta la escala de caudal en el valor de  $1,8 \text{ m}^3/\text{s}$ , que corresponde al caudal máximo teórico para ese diámetro de alcantarilla, profundidad de remanso y tipo de entrada.





**Figura A-1.** Altura a la entrada para alcantarillas de tubos circulares de metal corrugado con control de entrada.

Fuente: Keller, Bauer & Aldana, 1995.