



**Universidad de Costa Rica**

**Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos  
Estructurales  
LanammeUCR**

**Unidad de Evaluación de la Red Vial Nacional**

**Evaluación de la vulnerabilidad ante  
amenazas naturales, Ruta Nacional 32,  
tramo San José – Río Sucio**

**Diciembre, 2009**

*Ing. Diego A. Cordero Carballo  
Tec. Jairo G. Sanabria Sandino  
Ing. José F. Garro Mora  
Ing. William Vargas Monge, Ph.D.  
Ing. Roy Barrantes Jiménez (coordinador)*



## Tabla de contenidos

	<b>Página</b>
1. Potestades	4
2. Objetivo de la evaluación	4
3. Alcance de la evaluación	4
4. Equipo evaluador	5
5. Introducción	6
6. Evaluación y gestión de los riesgos naturales	8
7. Ruta Nacional 32	10
7.1. Importancia socioeconómica de la Ruta Nacional 32	10
7.2. Información climatológica de la Ruta Nacional 32	11
8. Tramo evaluado San José – Río Sucio	13
8.1. Geología	13
8.2. Tipos de suelo	16
8.3. Uso de suelo	18
9. Metodologías de evaluación del riesgo en la infraestructura	22
9.1. Vulnerabilidad de obras de drenaje intermedio	22
9.2. Evaluación de caudales máximos	24
9.3. Estimación preliminar del tamaño de obras de drenaje intermedio	26
9.4. Evaluación de susceptibilidad ante flujos de lodos y detritos	27
9.4.1. Metodología de Kanji	27
9.5. Taludes de corte y relleno en carreteras de montaña	28
9.5.1. Consideraciones sobre la metodología del ángulo crítico	32
9.5.2. Metodología del ángulo crítico	33
9.6. Evaluación vulnerabilidad de puentes	37
9.6.1. Metodología HEC-20: estabilidad del cauce y socavación en puentes	40
9.6.2. Alineación y emplazamiento de puentes	45
10. Vulnerabilidad ante amenazas naturales del tramo San José – Río Sucio	47
10.1. Metodología de evaluación utilizada en este estudio	47
10.2. Vulnerabilidad de obras de drenaje intermedio	49
10.2.1. Puntos críticos	50
10.2.2. Tamaño requerido de obras de drenaje intermedio	51
10.3. Susceptibilidad a flujos de lodos y detritos	54
10.4. Susceptibilidad a deslizamientos	61

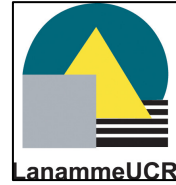
Diciembre, 2009



**LM-PI-PV-ERV-05-09**

10.4.1.	Deslizamientos históricos	68
10.5.	Vulnerabilidad de puentes	68
10.5.1.	Puente sobre el Río Sucio	68
10.5.2.	Evaluación de la estabilidad del cauce del Río Sucio	72
10.5.2.1.	Evaluación de la estabilidad general	72
10.5.2.2.	Evaluación de la estabilidad lateral del cauce	76
10.5.2.3.	Evaluación de la estabilidad vertical del cauce	76
10.5.2.4.	Susceptibilidad del cauce al cambio: relación de Lane	78
10.5.3.	Alineación y emplazamiento del puente sobre el Río Sucio	79
11.	Conclusiones	81
12.	Recomendaciones	83
13.	Referencias bibliográficas	87

Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09

## 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 del Programa de Infraestructura del Transporte y la Unidad de Evaluación de la Red Vial Nacional 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 estas evaluaciones es identificar factores de riesgo y vulnerabilidad ante eventos naturales de los distintos elementos de la infraestructura vial, mediante metodologías técnicas, objetivas y oportunas, de manera que se aporten elementos que promuevan un proceso de planificación, acciones preventivas o correctivas por parte de la Administración activa del Estado costarricense.

En este caso particular se evaluó la vulnerabilidad de obras de drenaje intermedio, la susceptibilidad ante flujos de lodos y detritos y la susceptibilidad de deslizamientos del tramo San José-Río Sucio (Ruta Nacional 32), con una longitud de 37,5 kilómetros, y la vulnerabilidad ante amenaza sísmica del puente sobre el Río Sucio.

## 3. Alcance de la evaluación

Dentro de las metodologías aplicadas por la Unidad de Evaluación de la Red Vial Nacional se desarrollan análisis de vulnerabilidad de la infraestructura que abarcan parámetros como vulnerabilidad de los sistemas de drenaje (pasos de agua, alcantarillas y puentes), vulnerabilidad de puentes ante amenaza sísmica y la susceptibilidad a deslizamientos y a flujos de lodos y detritos. En este caso específico, se analizó el tramo San José – Río Sucio en cuanto a la vulnerabilidad de obras de drenaje intermedio, la susceptibilidad ante flujos de lodos y detritos y la susceptibilidad de deslizamientos, y la vulnerabilidad ante amenaza sísmica del puente sobre el Río Sucio ya que los estudios preliminares determinaron que por ser ruta de montaña las amenazas más significativa corresponde a la amenaza de caudales extremos y la amenaza sísmica.

Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09

#### 4. Equipo evaluador

El equipo evaluador estuvo conformado por:

Ing. Roy Barrantes Jiménez

Ing. William Vargas Monge Ph.D.

Ing. Diego A. Cordero Carballo

Coordinador de la Unidad de Evaluación de la  
Red Vial Nacional

Asesor técnico

Ingeniero evaluador

##### **Apoyo técnico**

Ing. José Francisco Garro Mora

Tec. Jairo Sanabria Sandino

Ingeniero evaluador

Asistente

##### **Control de legalidad**

Lic. Miguel Chacón Alvarado

Asesor legal externo



## 5. 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 paisajes naturales. Estos elementos deben considerarse en el desarrollo de la infraestructura del país, con la meta de reducir al máximo su riesgo ante amenazas naturales y el impacto que estos podrían generar sobre el medio ambiente.

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

En los últimos 30 años, el país ha presentado importantes daños en su infraestructura vial 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).

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 infraestructura que presente algún nivel de daño.

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 se deben tomar en cuenta, como son suelos expansivos o con insuficiente capacidad de soporte.

En el presente estudio se analiza la vulnerabilidad de obras de drenaje intermedio, la susceptibilidad ante flujos de lodos y detritos y la susceptibilidad de deslizamientos del tramo San José-Río Sucio (Ruta Nacional 32), con una longitud de 37,5 kilómetros, y la vulnerabilidad ante amenaza sísmica del puente sobre el Río Sucio, cuya valoración fue realizada por ingenieros del Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LanammeUCR). Esta ruta clasificada como ruta de montaña, se caracteriza por contar con una topografía muy pronunciada con cortes verticales de gran altura, una alta precipitación y taludes con un alto grado de meteorización debido a agentes atmosféricos.

La ubicación geográfica del tramo analizado se muestra en la Figura 1.

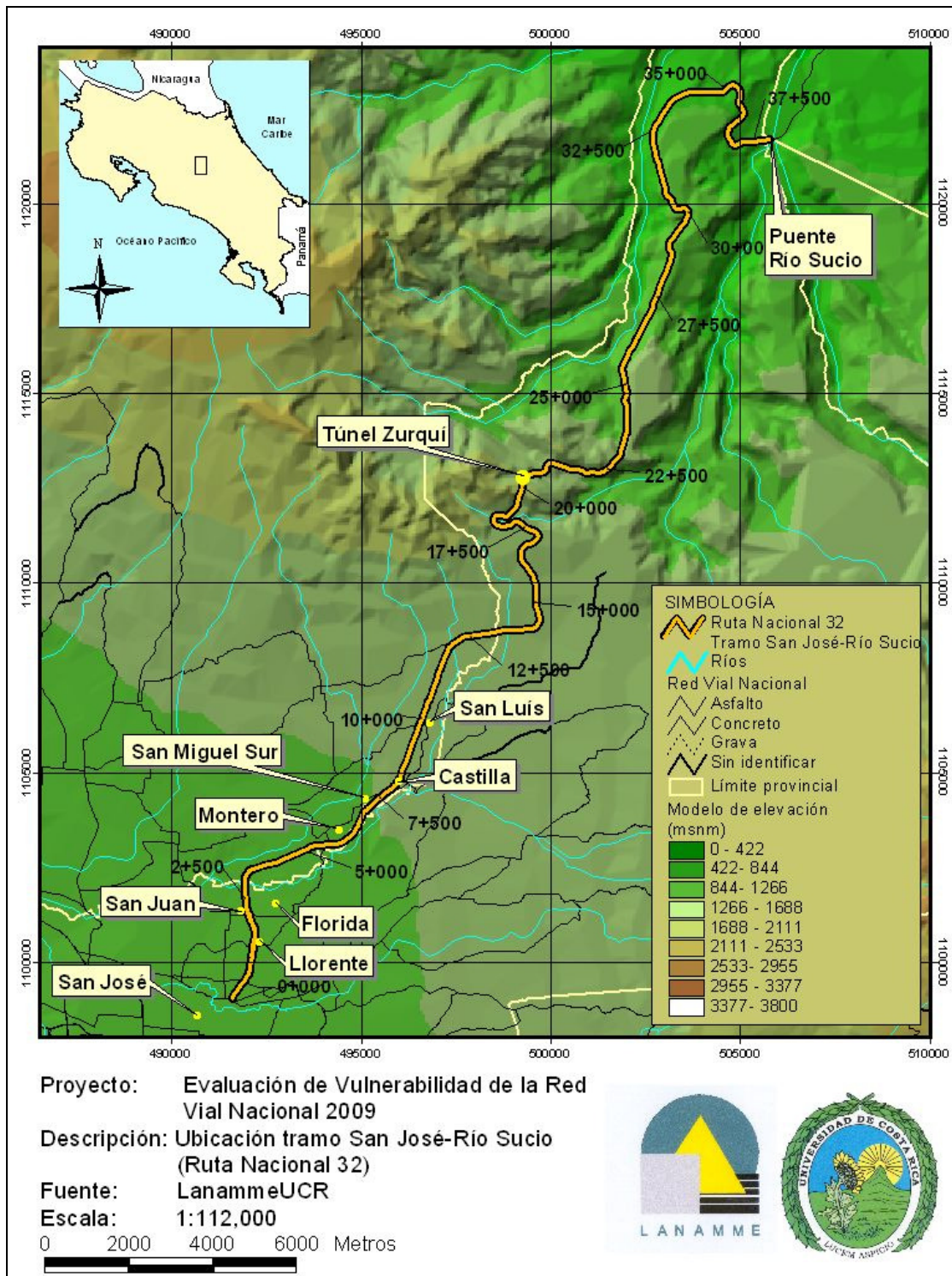


Figura 1. Tramo analizado de Ruta Nacional 32. (LanammeUCR, 2009).



## 6. Evaluación y gestión de los riesgos naturales

La gestión de riesgo, según la define ITGD (2002), es la capacidad de una sociedad y sus actores sociales para transformar el riesgo, actuando sobre las causas que lo producen, mediante un proceso planificado, concertado, participativo e integral. Esta gestión debe considerar las medidas y formas de intervención que tiendan a reducir, mitigar o prevenir los desastres naturales, abarcando el manejo de los desastres a nivel regional o de país, ligado a la búsqueda de la sostenibilidad.

El riesgo se puede definir en función de dos factores: la amenaza y la vulnerabilidad, para lo cual es conveniente definir estos términos. La amenaza está relacionada con el factor natural. Se define como la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno o evento natural potencialmente capaz de causar pérdidas en la población y/o la infraestructura de una región, durante un lapso específico (UNESCO, 1984). La amenaza se caracteriza en función de la susceptibilidad del sitio, la severidad (intensidad y duración) y la frecuencia del evento (LanammeUCR, 2003). La vulnerabilidad, por su parte, está relacionada con un factor humano. Se puede definir como la estimación de las pérdidas o daños que pueden ser causados por un evento natural de cierta severidad, incluyendo daños a la construcción, daños personales e interrupción de las actividades económicas y del funcionamiento normal de las comunidades (OEA/DDRMA, 1991).

De acuerdo con los ingenieros William Vargas y José Garro (2003)<sup>1</sup>, las amenazas más importantes para la infraestructura vial de Costa Rica son las inundaciones y ondas de agua (caudales extremos), los deslizamientos de tierra y las vibraciones sísmicas. En un segundo nivel de importancia se pueden mencionar los flujos de lodos, los lahares, la licuación de suelos y la socavación. En un tercer nivel, se pueden nombrar los vientos fuertes, la ruptura superficial de fallas geológicas, los tsunamis y otras amenazas asociadas a la actividad volcánica.

Dentro de la infraestructura vial en nuestro entorno, los terraplenes de relleno, los taludes de corte y los puentes han demostrado ser las estructuras más vulnerables, seguidos por los sistemas de drenaje.

En un análisis de vulnerabilidad, ésta queda definida como el valor máximo alcanzado de vulnerabilidad para la totalidad de amenazas analizadas en cada tramo, por ende, en un tramo destacado con vulnerabilidad alta, ésta debe estar vinculada al menos con una amenaza.

El riesgo total o final se puede cuantificar en términos económicos; para lo cual se puede considerar el riesgo total como la suma de todos los riesgos específicos, que a su vez son función del tiempo y el espacio. Este valor económico conlleva una probabilidad intrínseca por lo que usualmente se proponen escenarios según sea su probabilidad. Estos escenarios en ocasiones no solo señalan los datos directos sobre la estructura, sino

---

<sup>1</sup> Vargas, W. & Garro, J. (2003). *Gestión de riesgos naturales en infraestructura vial*. San José, Costa Rica: LanammeUCR.



Diciembre, 2009

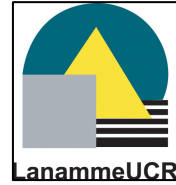


**LM-PI-PV-ERV-05-09**

que también presentan daños indirectos asociados. La definición de estos escenarios queda fuera del alcance de este estudio y constituye el siguiente paso luego de realizar análisis preliminares como el que se presenta a continuación.

La gestión del riesgo consiste en la implementación sistemática de medidas para la reducción de la vulnerabilidad. La mayoría de las amenazas naturales no están sujetas a un posible control humano o tecnológico, por lo que la reducción de la vulnerabilidad es la mejor y, en algunos casos, la única forma de reducir el riesgo. Medidas de la gestión del riesgo engloban aspectos como la evaluación, prevención, mitigación, preparación y respuesta ante dicho riesgo.

En el LanammeUCR, se desarrollan estas evaluaciones por medio de la Unidad de Evaluación de la Red Vial Nacional y con fundamento en la Ley No. 8114 de Simplificación y Eficiencia Tributarias, en la evaluación de los riesgos naturales de la infraestructura vial. La investigación ha abarcado tanto la evaluación de amenazas como la de los componentes estructurales más importantes de la infraestructura vial nacional, como son los puentes, taludes de corte, terraplenes y alcantarillas. Como resultado de este trabajo se han adaptado y desarrollado metodologías de evaluación necesarias para la identificación, cuantificación y priorización del riesgo, convirtiéndolas en herramientas útiles para los encargados de la toma de decisiones.



## 7. Ruta Nacional 32

La Ruta Nacional 32, también conocida como Autopista Braulio Carrillo por atravesar el parque nacional del mismo nombre, une el Valle Central con la región Atlántica de Costa Rica.

Inaugurada en 1987 (Madrigal, 1997; Orozco, 2007), la ruta nace en el cruce conocido como “La República” en San José, en el extremo norte de la capital en Barrió Tournon, atraviesa la Cordillera Volcánica Central entre los Cerros Alto la Palma y Zurquí, en un paso conocido como La Palma con una altitud de 1530 metros sobre el nivel del mar y continúa hacia el norte siguiendo los valles de los Ríos Hondura, Sucio y Patria, para terminar en la llanura atlántica de nuestro país.

En total la ruta recorre 156 kilómetros, de los cuales cerca de 100 corresponden a ruta de planicie. Su elevación máxima es el Cerro Zurquí a casi 1700 m.s.n.m. Su punto más bajo es Puerto Limón, ciudad costera ubicada a nivel del mar.

La zona de influencia de la Ruta Nacional 32 es bastante grande, iniciando desde el Río Sarapiquí en el paso entre los volcanes Barva y Poás, extendiéndose al este abarcando la falda norte y oeste del Volcán Barva y la cuenca superior e intermedia del Río Chirripó (Madrigal, 1997).

### 7.1. Importancia socioeconómica de la Ruta Nacional 32

La Ruta Nacional 32 comunica el Valle Central de Costa Rica con los puertos de Limón y Moín, localizados en la ciudad de Limón a 160 kilómetros de la ciudad de San José. Ambos centros portuarios funcionan en conjunto como puertos multipropósito manejando aproximadamente el 75% del volumen total de carga movilizada por los puertos de Costa Rica (Vega, 2004)<sup>2</sup>.

De acuerdo a José Vega (2004) en su Informe final de Proyecto de Graduación para optar por el grado de Licenciado en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica “Evaluación de la vulnerabilidad del puente sobre el Río Chirripó ante las amenazas de socavación e inestabilidad del cauce”, la provincia de Limón para el año 2002 representaba un 14,6% de la oferta hotelera del país. Los centros portuarios de de la zona atlántica brindaron servicios al 56,4% de la totalidad de cruceros que visitaron Costa Rica, lo que representó un ingreso total de US \$10,70 millones.

---

<sup>2</sup> 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.



Estas actividades económicas dependen de manera directa de los servicios que brinda la Ruta Nacional 32, al permitir a productores, distribuidores, consumidores, turistas, etc. comunicarse con el Valle Central y otras zonas del país.

## 7.2. Información climatológica de la Ruta Nacional 32

De acuerdo con Erick Orozco (2008) en su Informe final de Proyecto de Graduación para optar por el grado de Licenciado en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica “*Zonificación climática de Costa Rica para la Gestión de Infraestructura Vial*”, la Ruta 32 posee un régimen de humedad extremo. En cuanto al régimen térmico, este llega a sus máximas en el Caribe, con una temperatura constante que ronda los 30 °C durante todo el tramo de planicie. Las mínimas se dan en la entrada al Parque Braulio Carrillo, con valores inferiores promedio anuales cercanos a los 15 °C. En la zona de montaña se registran como valores mínimos de temperatura 8 °C.

No obstante el factor principal que afecta esta ruta no es el clima sino la precipitación (Orozco, 2008)<sup>3</sup>, la cual hace un ascenso brusco desde los 2000 mm hasta los 4500 mm en promedio anual. La temperatura promedio de la zona y la precipitación excesiva hace que se cuente con condiciones de humedad muy elevadas, lo que da origen a la nubosidad característica de la zona.

Las Tablas 1 y 2 muestran información climatológica de San José y Limón, ambas ciudades de importancia conectadas por la Ruta Nacional 32.

---

<sup>3</sup> 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.



**Tabla 1.** Información climatológica de San José.<sup>4</sup>  
(Instituto Meteorológico Nacional de Costa Rica, 2009).

Mes	Temperatura media °C		Precipitación total media (mm)	Promedio de días con lluvia
	Mínima	Máxima		
Enero	16,4	22,9	14,6	5
Febrero	16,5	23,3	18,0	3
Marzo	16,9	24,5	11,3	4
Abril	17,5	25,4	43,1	9
Mayo	18,2	26,0	238,5	21
Junio	18,1	26,0	241,9	21
Julio	18,0	25,4	185,8	21
Agosto	18,0	25,7	221,4	23
Septiembre	17,6	26,2	355,5	26
Octubre	17,6	25,5	276,3	25
Noviembre	17,4	24,2	147,4	19
Diciembre	16,9	23,3	37,5	10

**Tabla 2.** Información climatológica de Limón.<sup>5</sup>  
(Instituto Meteorológico Nacional de Costa Rica, 2009).

Mes	Temperatura media °C		Precipitación total media (mm)	Promedio de días con lluvia
	Mínima	Máxima		
Enero	20,7	29,0	310,4	24
Febrero	20,6	29,1	230,3	23
Marzo	21,2	29,8	197,2	20
Abril	21,9	30,2	270,7	21
Mayo	22,7	30,4	335,0	23
Junio	22,8	30,3	299,0	25
Julio	22,5	29,6	436,1	28
Agosto	22,4	30,0	312,7	24
Septiembre	22,4	30,6	147,8	19
Octubre	22,2	30,4	211,3	21
Noviembre	21,9	29,6	386,7	24
Diciembre	21,2	29,0	446,9	25

<sup>4</sup> Estación: 141, Aranjuez, San José. Ubicación 09°56 N, 84°05 O, 1172 m.

<sup>5</sup> Estación: 3 Limón, Limón. 09°57 N, 83°01 O, 5 m.



## 8. Tramo evaluado San José – Río Sucio

El tramo analizado de la Ruta Nacional 32 parte del puente sobre el Río Virilla en San José y termina en el puente sobre el Río Sucio, tiene una longitud de 37,5 kilómetros y está construido en su totalidad en pavimento asfáltico con un ancho promedio de calzada de 9,16 metros y una velocidad de diseño promedio de 63 km/hr. Este tramo está constituido por una sección montañosa de fuertes pendientes y densa cobertura vegetal.

### 8.1. Geología

La información geológica de la zona fue obtenida a partir del “Mapa Geológico de la Gran Área Metropolitana” (1:200.000) (Denyer, Arias, Soto, Obando & Salazar, 1993) y del “Atlas Geológico Gran Área Metropolitana” (Denyer & Kussmaul, 1994).

Una descripción de las litologías de las unidades geológicas de la zona se resume en la Tabla 3 y se presenta en la Figura 2.

Se presenta a continuación una descripción de las formaciones correspondientes a las unidades geológicas de la zona (Denyer & Kussmaul, 1994)<sup>6</sup>:

- 1. Lavas de la Formación La Cruz:** Ocupan una franja delgada en la parte central oeste del Gran Área Metropolitana. Su gran extensión y la constancia del espesor indican gran fluidez de los derrames lávicos que se estima salieron a partir de fracturas con una orientación E-W. Estas rocas se bascularon junto con la secuencia sedimentaria de la Cuenca Candelaria en el límite Mioceno-Plioceno. Está compuesta principalmente por basaltos con espesores promedio de 20 a 30 m; frecuentemente contienen geodas rellenas de cuarzo y una gran cantidad de poros y vetillas rellenos de ceolita y calcita. Entre las coladas hay intercalaciones de tobas con colores rojos y violáceos en estratos centimétricos. Esta unidad culmina con 700 m de conglomerados y areniscas vulcanoclásticas con intercalaciones de tobas. Sobreyace en concordancia angular a las formaciones Complejo de Nicoya, Peña Negra, Coris, Turrúcares y Pacacua. Esta sobreyacida con discordancia angular por las formaciones Grifo Alto, Depósitos Lacustres, Tobitas Ocoa, Avalancha Ardiente y aluviones. La edad de esta formación se ubica en el Mioceno Superior terminal.
- 2. Depósitos de Avalancha Ardiente:** La base de esta unidad está compuesta por una capa de pómez de hasta 3 m de caída de espesor, seguida por flujos de ceniza ricos en bombas escoriáceas, lapillo y clastos líticos. Localmente se presenta una facies bien soldada de color gris con fiames negros muy aplastadas y una colada de una lava andesítica vesicular. Depósitos de caída coronan la

<sup>6</sup> Denyer, P. & Kussmaul, S. (1994). *Atlas Geológico Gran Área Metropolitana*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09

secuencia. Los flujos piroclásticos tienen un espesor promedio de 45 m, cubren un área de 500 km<sup>2</sup> y tienen un volumen de 25 km<sup>3</sup>. El espesor de los flujos piroclásticos, el diámetro de las bombas escoriáceas y la frecuencia de las facies soldadas aumenta hacia el oeste, lo cual indica que no pueden provenir de los volcanes de la Cordillera Central. La formación yace en discordancia y/o discontinuidad litológica sobre las formaciones Lavas Intracañon, Pacacua, Peña Negra, Grifo Alto, La Cruz. Es sobreyacida por lahares y cenizas procedentes de la Cordillera Central y por aluviones. Su edad es Pleistoceno, aproximadamente 0,7 millones de años. En la parte oeste de la zona, la Formación Orotina sobreyace a la Formación Grifo Alto y forma planicies en ambos márgenes del río Grande de Tárcoles. Está compuesta por ignimbritas con fiames y flujos de pómez ricos en biotita, cuya edad y composición mineralógica difiere de los depósitos de Avalancha Ardiente. Dataciones radiométricas varían entre 0,27 y 0,2 millones de años.

**Tabla 3.** Litología de las unidades geológicas de la zona.  
(Adaptado de Denyer & Kussmaul, 1994).

<b>Rocas Volcánicas</b>		
<b>Símbolo</b>	<b>Litología</b>	<b>Unidades geológicas</b>
Qv1	Lahares y cenizas.	Lahares y cenizas.
Qv2	Coladas de lava asociadas a los volcanes de la Cordillera Volcánica Central.	Coladas: Cervantes, Los Ángeles, Aquiares, El Armado y otras unidades: Sapper y Retes.
Qv3	Coladas de lava y depósitos piroclásticos de los volcanes de la Cordillera Volcánica Central.	Formaciones: Barva y Andesitas Poás.
Qv4	Lavas basáltico-andesíticas de la Paleo-Cordillera Volcánica Central.	Complejo Volcánico.
Qv5	Ignimbritas.	Formaciones: depósitos de Avalancha Ardiente y Orotina.
Tv	Andesitas y basaltos.	Formación La Cruz.
<b>Rocas sedimentarias</b>		
<b>Símbolo</b>	<b>Litología</b>	<b>Unidades geológicas</b>
Qa1	Aluviones y coluvios.	Aluviones y coluvios.
Ts3	Areniscas, lutitas, brechas y calizas de la cuenca Candelaria.	Formaciones: Parritilla, Caigres, Pacacua, Peña Negra, Turrúcares y San Miguel.

Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09

- 3. Lahares y cenizas:** Estos depósitos se encuentran claramente relacionados con la actividad de los volcanes de la Cordillera Volcánica Central, corresponden con avalanchas de lodo, similares a la que bajó por el Río Reventado en 1963, intercaladas con cenizas que cayeron por las erupciones violentas de los volcanes. Los lahares tienen unos 60 m de espesor, son muy heterogéneos, con fragmentos volcánicos subangulares de más de 1 m de diámetro. En la ciudad de San José afloran en el Río María Aguilar desde el cruce con la carretera a Curridabat-San Pedro hasta su confluencia con el Río Tiribí, el Río Jorco cerca del balneario Los Juncuales y algunas porciones del Río Damas. Sobre estos depósitos existe una capa de ceniza que da testimonio de erupciones similares a las del Volcán Irazú en 1963. Estas cenizas tienen un espesor de 15 m entre La Paulina y Guadalupe y 20 m entre San José y San Juan de Tibás. Rellenaron las depresiones que quedaron entre los cerros ubicados al sur, los nuevos edificios volcánicos que se localizaron al norte corresponden con las áreas más planas, donde por esta razón y por la fertilidad de los suelos se han ubicado las principales poblaciones de la Gran Área Metropolitana, como son San José, Cartago, Heredia y Alajuela.
- 4. Formación Candelaria:** Está compuesta por 150 a 200 m de calizas bioclásticas grises. Representa una discontinuidad litológica y se depositó sobre los basaltos del Complejo Nicoya. Aflora en la parte suroeste de la región, cerca de los poblados de Parritilla, San Francisco y en la base del cerro Caraigres. Corresponde a lentes bioclásticos formados en una laguna con circulación abierta del mar durante el Eoceno Superior.
- 5. Formación Caraigres:** Está compuesta por intercalaciones de areniscas y brechas en estratos mayores a 10 cm. En esta unidad se incluyen las brechas y lutitas del Miembro Tranquerillas. Su forma es irregular en la base y plana en el techo, con espesores variables entre 600 y 1200 m. Las mejores exposiciones están en la base del flanco sur del cerro Caraigres. Se depositó en un ambiente marino de plataforma con gran variación energética. Sobreyace al Complejo de Nicoya y yace concordante sobre la Formación Parritilla. Se depositó en el Oligoceno-Mioceno Inferior basal.
- 6. Formación Pacacua:** Se extiende desde los alrededores de Santiago de Puriscal hasta el sur de Cartago. Su espesor está entre los 1200 y 2000 metros y su forma es tubular. Está constituida por brechas, areniscas, tobas y lutitas, todas con evidente influencia volcánica. Destacan los colores rojo y morado. Los estratos varían de poco centímetros a poco menos de un metro. Hacia la parte superior se encuentran troncos fósiles de hasta 1 m de diámetro. Esta unidad se depositó en un ambiente marino somero en la plataforma continental con influencia de un volcanismo continental activo y pulsante, contemporáneo a la depositación. La subsidencia y el aporte sedimentario fueron constantes y rápidos. Las Brechas Verdes Coyolar forman la parte superior de esta formación entre los ríos Jorco y Candelaria. Estas brechas se consideran con rango de miembro dentro de la Formación Pacacua. Se interpreta que se formaron por la erosión causada por la



reactivación de la falla Candelaria. La Formación Pacacua se depositó durante el Mioceno Inferior sobre la Formación Caraigres.

7. **Formación Peña Negra:** Tiene una distribución amplia, desde los alrededores de Santiago de Puriscal hasta el sur de Cartago. Se la puede subdividir en tres secciones: la inferior (200 m) es una secuencia de areniscas, la parte media (500 a 700 m) son lutitas y areniscas negras (con pirita), en los últimos 200 a 300 m se presentan areniscas pardas, mal estratificadas y con una marcada influencia volcánica. La sedimentación se dio en una cuenca parcialmente cerrada en la plataforma marina. Representa un período de relativa calma tectónica y volcánica con una subsidencia constante. Esta sobre la Formación Pacacua. Se depositó en la misma época que la Formación San Miguel. Su edad es Mioceno Medio.
8. **Formación Turrúcares:** Esta formación aflora en los alrededores de la población de Turrúcares. Consiste de areniscas con gran cantidad de elementos fósiles, ocasionalmente contiene capas de conglomerado y tobas. Tiene un espesor máximo de 500 m y una forma lenticular con una extensión lateral menor a los 5 km. El contacto inferior es transicional con la Formación Peña Negra. Esta unidad se depositó al mismo tiempo que la Formación Coris, su edad es Mioceno Medio-Mioceno Superior.
9. **Formación San Miguel:** Está compuesta por calizas bioclásticas muy conocidas por su utilización industrial en la producción de cal y cemento. Aflora en las cercanías de Patarrá, Higuito y al sur de la ciudad de Cartago. Su espesor varía entre los 15 m en los afloramientos más occidentales hasta unos 100 m en afloramientos en el tajo La Chilena de la Fábrica Nacional de Cemento, al sur de Cartago. Parece una intercalación en la Formación Coris. Tiene una edad Mioceno Inferior-Mioceno Medio.

## 8.2. Tipos de suelo

Los tipos de suelos característicos de la zona son de origen volcánico, derivados principalmente de cenizas volcánicas y de la meteorización de rocas volcánicas, siendo sus características geotécnicas determinadas principalmente por el contenido de cenizas y su grado de alteración (Bogantes, Laporte, Quesada & Vásquez, 2002).

De acuerdo con los ingenieros Roy Bogantes, Gastón Laporte, Carlos Quesada y Alexis Vásquez (2002)<sup>7</sup>, el tramo analizado de la Ruta 32 atraviesa los siguientes tipos de suelos (Ver Figura 3):

---

<sup>7</sup> Bogantes, R., Laporte, G., Quesada, C. & Vásquez, A. (2002). *Zonificación geotécnica general de Costa Rica considerando elementos edáficos y climáticos*. San José, Costa Rica.



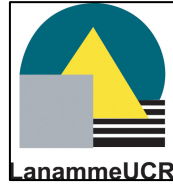
Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09

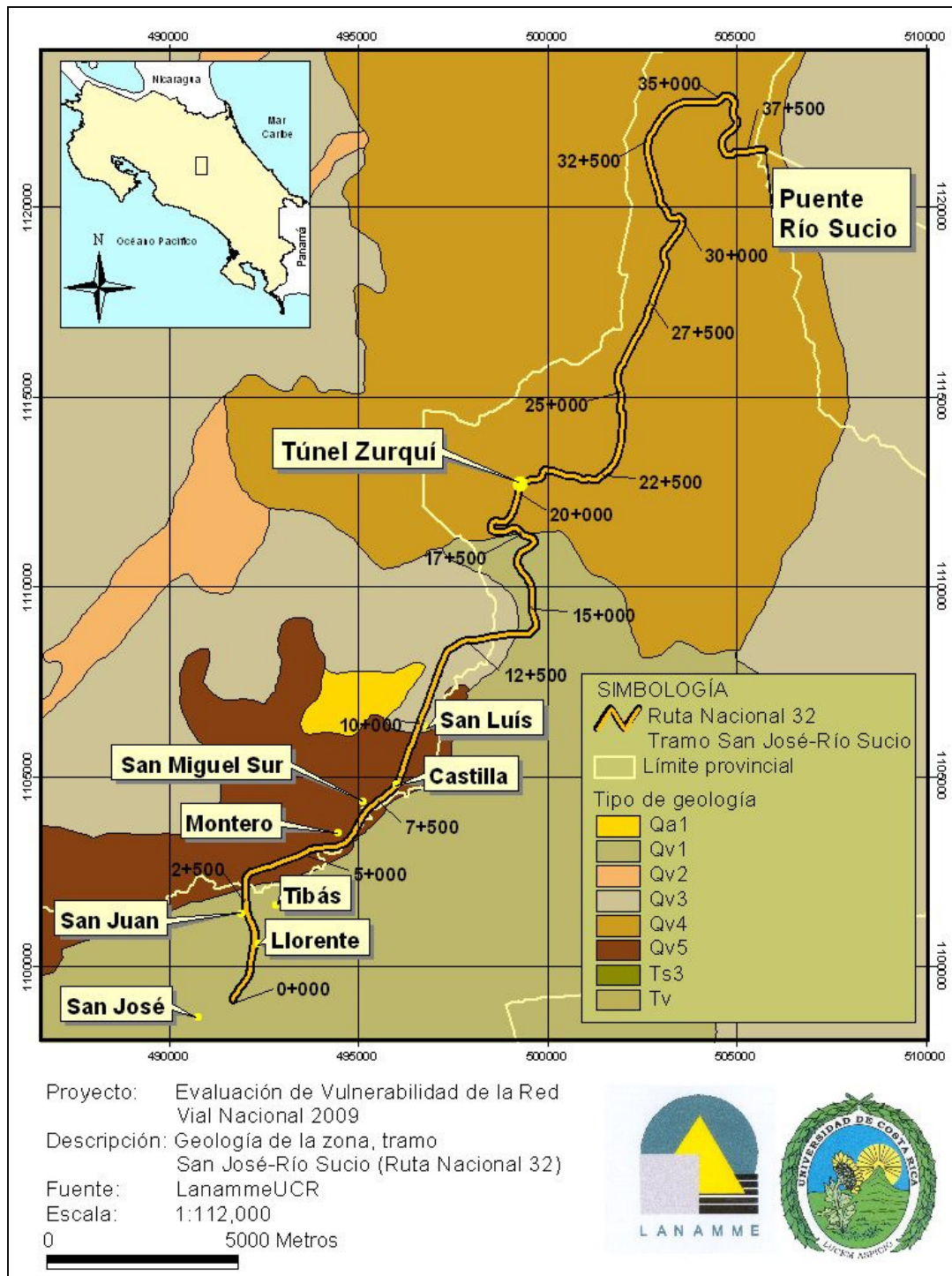
- 1. Suelos de poco espesor (Roc):** Suelos poco desarrollados por la existencia de una material resistente a poca profundidad, usualmente menos de 60 cm. El desarrollo de estos suelos se ve limitado por dos factores principales: si el suelo se ubica en fuertes pendientes, los procesos de erosión superan los de formación del suelo y no pueden desarrollar espesores importantes. En este caso, el suelo presenta un color rojizo, signo de que la roca subyacente se encuentra muy meteorizada. En segundo lugar, en muchos aluviones se presentan gran cantidad de bloques resistentes a la meteorización, con lo que el suelo tampoco se puede desarrollar, aunque se ubique sobre topografía plana.
- 2. Suelos volcánicos con gran contenido de minerales amorfos (V2):** Suelos que se ubican en los alrededores de algunos edificios volcánicos de Costa Rica. Tienen un contenido de arena superior al 30%, estructura muy porosa y cambian drásticamente sus propiedades de plasticidad al secarse, por su alto contenido de alofana y otros minerales amorfos. La experiencia en el Valle Central y estudios realizados con muestras de suelo obtenidos en la zona de San Isidro de Coronado, muestran que estos suelos son profundos, blandos y con estructura colapsable ante una eventual saturación del terreno.
- 3. Suelos residuales de origen volcánico (V3):** Se ubican inmediatamente después de los V2, alejándose del foco de emisión de cenizas. Son los suelos en los que se cimentan la mayor parte de las estructuras del Valle Central, incluyendo las ciudades de Alajuela, Heredia y San José. Su contenido de arena es de alrededor de un 20% y generalmente son del tipo HM o ML según la clasificación SUCS. Son suelos en general blandos, de buena permeabilidad con minerales arcillosos como la halloisita, alofana y caolinita. En condiciones de saturación o de falta de humedad permanente, las cenizas volcánicas contenidas en estos suelos meteorizan en arcillas grises de alto potencial de expansión. En algunos sitios, esos suelos pueden presentar comportamiento colapsable, aunque en menor grado que los suelos del tipo V2.
- 4. Suelos en zonas húmedas (V2w y V3w):** Estos suelos tienen humedades naturales sumamente altas, con frecuencia superiores al 100%, aparte de tener una estructura más porosa que suelos del mismo tipo ubicados en regiones más secas, lo cual los hace en general más blandos. Es común que los suelos rojizos o volcánicos de gran espesor en estas zonas presenten valores de  $N_{SPT}$  nulos en ciertos tramos, e inferiores a 5 en otros, con lo cual pueden contraerse 5 metros o más de suelos de consistencia muy blanda.

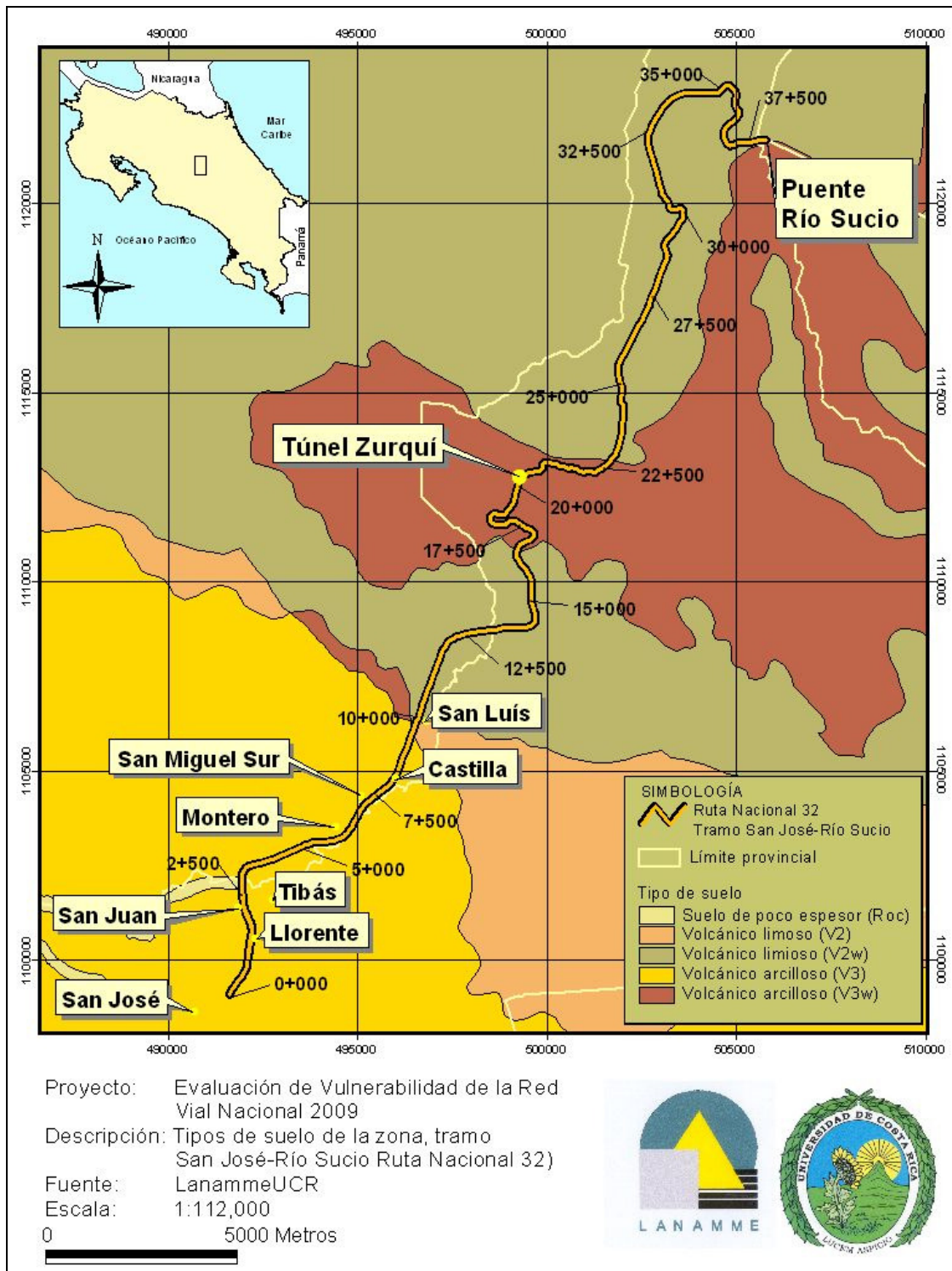
La compactación de estos suelos es especialmente difícil, dadas las altas humedades óptimas de compactación que requieren y las bajas densidades secas que se consiguen, lo cual hace el material difícil de trabajar. Las condiciones climáticas y el alto contenido de humedad natural del suelo dificultan la disminución del contenido de humedad del material para alcanzar la humedad óptima.



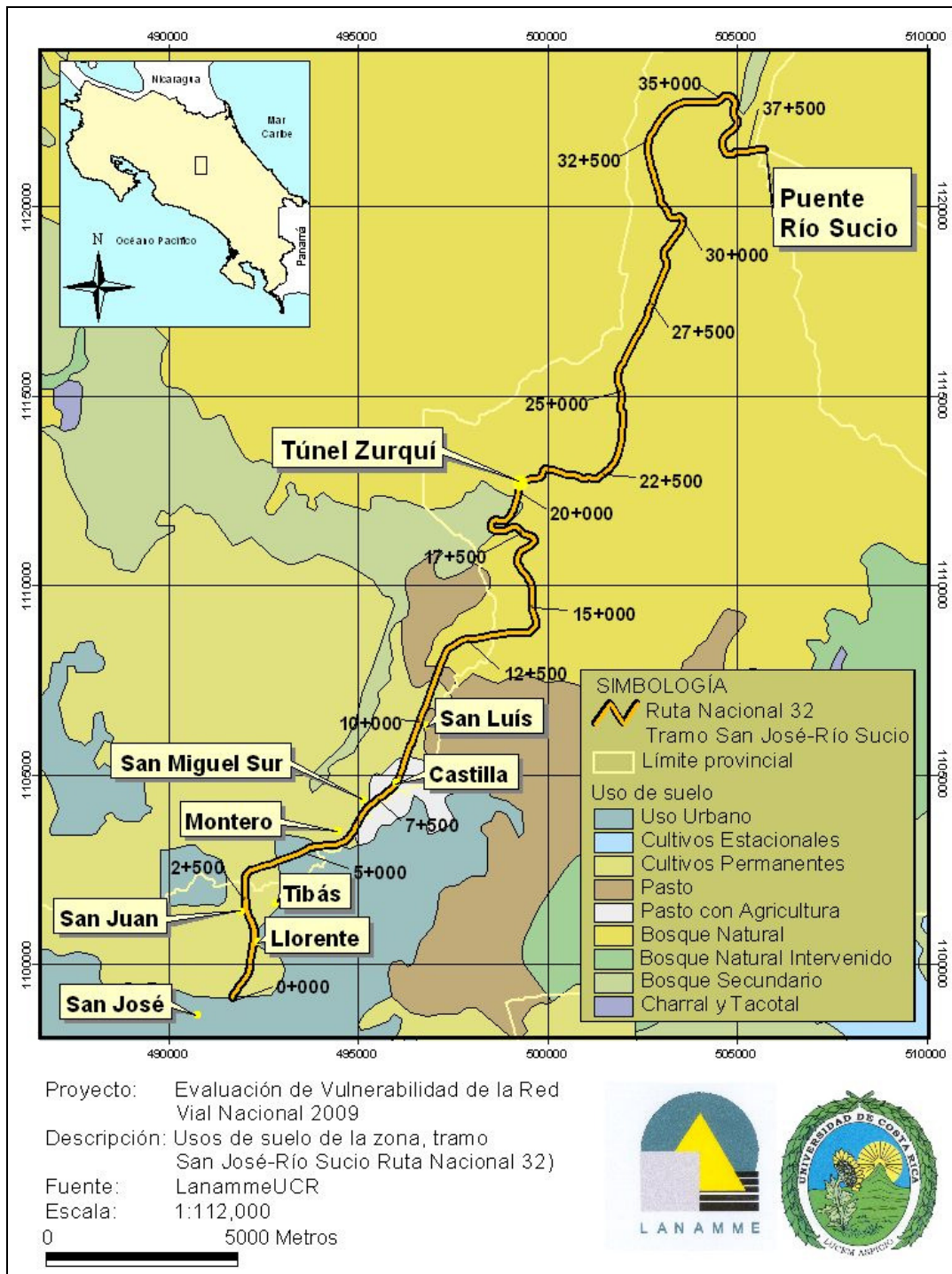
### **8.3. Uso de suelo**

Los usos de suelo predominantes en la zona de estudio son los de uso urbano y de cultivos permanentes al sur y de bosque natural al norte, correspondiendo esta última zona al Parque Nacional Braulio Carillo. El detalle de los usos de suelo de la zona se muestra en la Figura 4.





**Figura 3.** Tipos de suelo de la zona. (LanammeUCR, 2009).



**Figura 4.** Uso de suelo de la zona. (LanammeUCR, 2009).

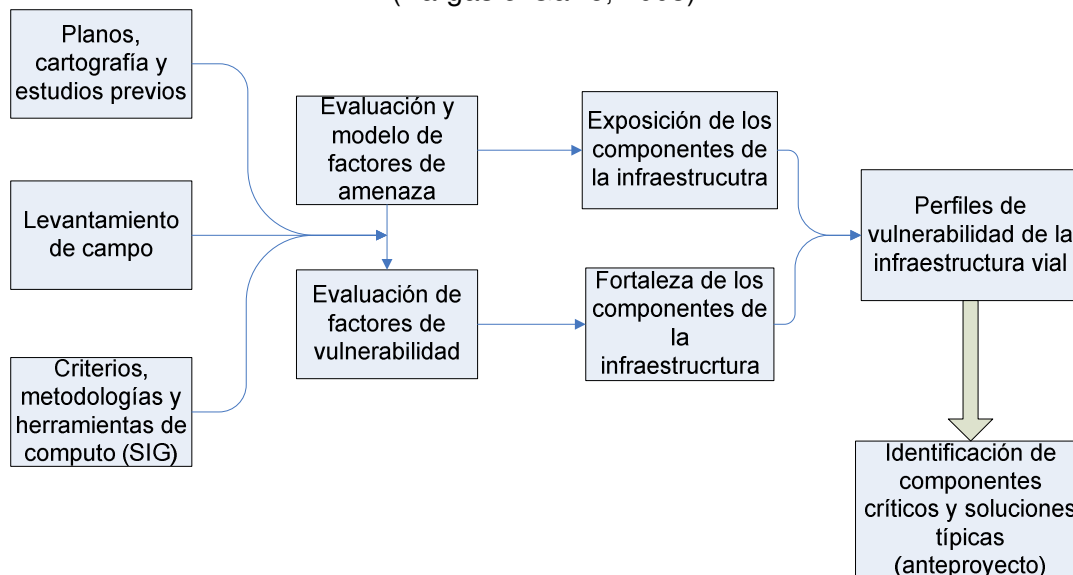


## 9. Metodologías de evaluación del riesgo en la infraestructura

La metodología empleada por el LanammeUCR para la evaluación de riesgos naturales de la infraestructura vial se presenta en el Esquema 1. Posterior a las etapas mostradas en dicho esquema, y fuera del alcance del presente trabajo, se encuentra un análisis económico (costo-beneficio) de las soluciones, la definición de las prioridades de inversión y la implementación de proyectos de reducción de la vulnerabilidad para diversos escenarios de riesgo.

En los siguientes apartados se discute el criterio para análisis de vulnerabilidad utilizado para realizar el presente trabajo, enfocado en la vulnerabilidad de obras de drenaje intermedio, la susceptibilidad ante flujos de lodos y detritos, la susceptibilidad a deslizamientos y la vulnerabilidad del puente sobre el Río Sucio.

**Esquema 1.** Evaluación de riesgos naturales en la infraestructura vial.  
(Vargas & Garro, 2003).



### 9.1. Vulnerabilidad de obras de drenaje intermedio

Los caudales extremos son la amenaza más importante para las obras de drenaje menor e intermedio. Las alcantarillas y pasos de agua usualmente tienen áreas de cuenca reducidas, para el caso de rutas de montaña las metodologías simplificadas han sido utilizadas en los estudios en cuencas de hasta 25 km<sup>2</sup>, en tanto para rutas de llanura la cuenca máxima evaluada ha sido de 10 km<sup>2</sup>. Usualmente, en cuencas mayores se encuentran puentes y su análisis, desde el punto de vista hidrometeorológico, queda fuera del alcance de este trabajo. La valoración de la vulnerabilidad de caudales extremos en puentes es importante principalmente en zonas de llanura, por donde transitan ríos que presentan mayor amenaza que la de los ríos de montaña, principalmente por su área de cuenca y características topográficas.

Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09

Para evaluar los niveles de amenaza sobre las obras de drenaje intermedio se hace uso de la fórmula racional, la cual ha demostrado ser aplicable en cuencas pequeñas. Su formulación se presenta a continuación:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{3,62} \quad (\text{Ec. 1})$$

donde:

- Q: caudal (m<sup>3</sup>/s)
- C: coeficiente de escorrentía
- i: intensidad de la lluvia (mm/h)
- A: área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

De estas variables, la intensidad de la lluvia se puede relacionar con un periodo de ocurrencia o retorno (frecuencia del evento); para este estudio se utilizan valores de caudales para 20 (Q<sub>20</sub>) y 100 (Q<sub>100</sub>) años de periodo de retorno para evaluar la amenaza.

La vulnerabilidad hidráulica de las obras de drenaje menor e intermedio es función del área disponible para el flujo, dado que su velocidad, y por ende su capacidad, es función de esta variable. Velocidades altas conducen a la erosión de las obras hidráulicas y la socavación de terraplenes. Una insuficiente área de drenaje lleva a embalsar las aguas generando en los terraplenes empujes hidrodinámicos, saturación de suelos y flujo de agua a través de los mismos, aspectos que pueden llevar al deslizamiento, al lavado de finos (tubificación) y a la socavación de la estructura.

El desempeño hidráulico de una obra de drenaje intermedio se relaciona con el caudal y la altura del flujo de entrada. La Figura 5 muestra una curva de desempeño típica de alcantarillas y pasos de agua.

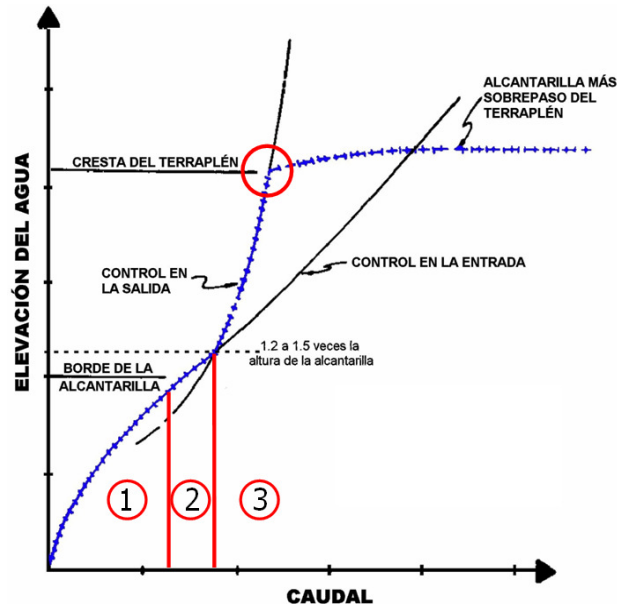
En la Figura 5 se identifican 4 zonas, en las dos primeras la alcantarilla funciona como canal abierto (operación normal y límite de operación normal), en la zona 3 ya se trabaja como una tubería a presión y ya en la cuarta zona el agua pasa sobre la vía.

Con base en las recomendaciones de Ernesto Rodríguez (1989)<sup>8</sup> y los periodos de retorno mencionados anteriormente se elaboró el criterio de vulnerabilidad mostrado en la Tabla 4.

La configuración del conjunto de alcantarillas es también un factor determinante para evacuar objetos arrastrados por caudales extremos o flujos de detritos tales como rocas, troncos, entre otros. Desde este punto de vista, no se recomienda dividir el área en dos o más conductos que faciliten su obstrucción.

---

<sup>8</sup> 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.



**Figura 5.** Curva de desempeño hidráulico de una alcantarilla.  
(Vargas & Garro, 2008).

**Tabla 4.** Vulnerabilidad de alcantarillas y pasos de agua con base en las curvas de desempeño. (Vargas & Garro, 2008).

Vulnerabilidad	Zona de la curva (según Figura 2)		Color	Funcionamiento de la alcantarilla y/o pasos de agua
	Q <sub>20</sub>	Q <sub>100</sub>		
Muy baja	1	1	Azul	Alcantarilla sobredimensionada
Baja	1	2	Verde	Operacional en cualquier caso
Moderada	2	2	Amarillo	Sensible a cambios de cuenca
Alta	2	3	Naranja	Insuficiente para eventos extremos
Muy Alta	3 o 4	3 o 4	Rojo	Daños esperables en eventos moderados

## 9.2. Evaluación de caudales máximos

Para evaluar la vulnerabilidad de alcantarillas por falta de capacidad hidráulica se puede emplear la metodología que se describe a continuación.

- i. Identificación de los pasos de aguas en el corredor analizado, mediante mapas impresos o visitas de campo.
- ii. Levantamiento en campo de las características básicas de las alcantarillas
  - a. Tamaño de la sección transversal



Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09

- b. Geometría de la sección
  - c. Pendiente
  - d. Material
  - e. Ángulo del cabezal
  - f. Altura del relleno en la entrada
  - g. Profundidad del cauce en la salida
  - h. Estado actual
- iii. Delimitación de la cuenca para cada paso de agua en la ruta analizada, utilizando para ello un Sistema de Información Geográfica.
- iv. Para cada cuenca se obtiene el tiempo de concentración, definido por la siguiente ecuación (Kirpich):

$$t_c = 56,77 \cdot \frac{L^{1,155}}{h^{0,385}} \quad (\text{Ec. 2})$$

donde:

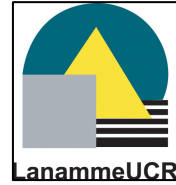
$t_c$ : tiempo de concentración, en minutos  
L: longitud del cauce más largo, en kilómetros  
h: diferencia de elevación entre las cotas de inicio y final del cauce más largo, en metros

- v. Calculo de la intensidad de lluvia para cada cuenca de acuerdo con sus características.
- a. Se obtiene el valor de lluvia máxima con una duración de una hora para un periodo de retorno de una hora para cada cuenca a partir del mapa del Servicio Meteorológico Nacional de Costa Rica de 1967, disponible en el trabajo “Revisión de métodos de diseño hidrológico e hidráulico de alcantarillas para carreteras” desarrollado por Ernesto Rodríguez (1989)<sup>9</sup>.
  - b. El valor de lluvia máxima con duración de una hora con periodo de retorno de una hora se debe convertir a un valor de lluvia máxima con duración de una hora para diferentes periodos de retorno. Para el caso de alcantarillas

---

<sup>9</sup> 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.

Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09

se utilizan periodos de retorno de 20 años para diseño y 100 años para revisión.

- c. Utilizando las Curvas Estándar de Intensidad-Duración se convierte este valor de lluvia al valor de lluvia con duración igual al tiempo de concentración para cada cuenca.
- vi. Se calcula para cada cuenca el valor del coeficiente de escorrentía C promedio, a partir del uso de suelo que presente cada una.
- vii. Utilizando la Formula Racional, descrita en el apartado anterior, se calcula el caudal en cada cuenca.
- viii. Se realiza la comparación entre el caudal obtenido en el punto anterior con el caudal máximo teórico para cada obra de drenaje intermedio, este se obtiene de los nomogramas del Federal Highway Administration de Estados Unidos, según las características geométricas de cada estructura.
- ix. Se asigna la vulnerabilidad a cada alcantarilla y paso de agua. Se propone utilizar el criterio de los ingenieros William Vargas y José Garro (2008)<sup>10</sup> descrito en el apartado anterior.

### 9.3. Estimación preliminar del tamaño de obras de drenaje intermedio

Para el cálculo del área hidráulica necesaria de una obra de drenaje intermedio se pueden utilizar diferentes métodos, como el Método Racional discutido en secciones anteriores. Para hacer una estimación preliminar del tamaño de obras de drenaje intermedias, como son las alcantarillas, se puede utilizar la Fórmula de Talbot.

La Fórmula de Talbot se basa en observaciones en zonas de alta precipitación pluvial en el medio oeste de Estados Unidos (100 mm/ha) y está definida por la siguiente ecuación:

$$a = 0,183 \cdot C \cdot A^{3/4} \quad (\text{Ec. 3})$$

donde:

a: área hidráulica necesaria en la obra (m<sup>2</sup>)

A: área de la cuenca (ha)

C: coeficiente que varía de acuerdo a las características del terreno. C=0,2 para terrenos llanos, C=0,4 para terreno poco ondulado, C= 0,5 para terreno muy

<sup>10</sup> 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).

Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09

ondulado,  $C=0,6$  para terreno con pocas lomas,  $C=0,8$  para terreno con muchas lomas,  $C=1,0$  para terreno montañoso y escarpado (Rodríguez, 1989).

Para el uso de la Fórmula de Talbot se debe seguir la siguiente metodología:

- i. Definir el área de la cuenca. Delimitación de la participación de aguas que llegan a la cuenca a medir. El área hidráulica de la cuenca se puede obtener por diferentes métodos topográficos o por medio de fotografías aéreas.
- ii. Medir el área de la cuenca. La medición para el cálculo de la cuenca puede ser aproximado por medio de mapas topográficos. Si se contara con instrumentos de medición tales como planímetros o curvímetros se podrá mejorar la precisión del cálculo, requiriendo para ello conocer de antemano la escala del mapa y cualquier otra información necesaria.
- iii. Determinar el valor del coeficiente "C". Para ello se debe conocer la vegetación que cubre la cuenca (e.g., cultivado, bosque, suelo desnudo, pasto) y establecer la forma (e.g., montañoso, ondulado, plano) y pendiente del terreno.
- iv. Calcular el área hidráulica requerida por medio de la Fórmula de Talbot.

#### **9.4. Evaluación de susceptibilidad ante flujos de lodos y detritos**

Hasta la fecha se han publicado dos metodologías para evaluar la susceptibilidad ante la amenaza de flujo de lodos (Navarro, 2004; Castro, 2005): la de Kanji (2001) y la de Morton et al. (2003). Ambas metodologías coinciden en analizar factores detonantes en la generación de flujos de lodo y detritos como son la precipitación, la pendiente del terreno y la geología de la zona.

La metodología de Morton et al. considera un cuarto factor, que es la dirección de la ladera con respecto al frente de la ladera. No obstante, la metodología de Morton requiere de ciertos registros para ser calibrado, los cuales no están disponibles para Costa Rica, por lo que como alternativa se utiliza la metodología de Kanji para evaluar la susceptibilidad ante flujos de lodos y detritos.

##### **9.4.1. Metodología de Kanji**

Esta metodología considera la existencia o combinación de varios factores que contribuyen a la ocurrencia de flujos de lodos y detritos (Ver Esquema 2).

Entre los factores que intervienen se considera la lluvia (R) como principal agente disparador, por lo que se le asigna un peso más elevado que a los otros factores. La inclinación de las laderas es considerada igualmente como otro factor de importancia (S) dado que corresponde a la fuente de material por deslizamientos. La inclinación de los

Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09

canales de drenaje o lechos de ríos (D) son otra fuente de sedimento grueso, los cuales pueden ser movidos en los flujos y aumentar la velocidad de estos. Otro factor es el área de la cuenca (A), responsable de la captación de la lluvia, concentración y amortiguamiento del agua, interviniendo en la generación y dinámica de los flujos de lodos y detritos.

La altura de la ladera (H) repercute en la generación del flujo y en su energía potencial. Los geoindicadores (G) por su parte, representan la constitución geológica del área, indicando las condiciones de remoción del material sólido para la generación de los flujos de lodos. La vegetación y uso de suelo (V) corresponde al porcentaje del área ocupada y deforestada, exposición del suelo a la dinámica externa.

Cada uno de los factores antes indicados están divididos en clases (C) y por intervalos de atributos (R1...R4, S1...S4, etc.), cada uno correspondiente a un grado parcial (GP), siendo un valor de 10 el máximo de las clases para el caso más crítico y 0 para el caso más desfavorable para la generación del flujo, tal como se muestra en la Tabla 5.

El grado final (GF) varía de 0 a 100 y se obtiene sumando los productos de los grados parciales por sus respectivos pesos:

$$GF = \sum (GP \cdot P) \quad (\text{Ec. 4})$$

Finalmente, los grados finales, en términos de intervalos de valores, se relacionan con un nivel de susceptibilidad según la Tabla 6.

## 9.5. Taludes de corte y relleno en carreteras de montaña

Los taludes de corte y relleno han demostrado ser los puntos más vulnerables de la infraestructura vial de montaña. Estos puntos están expuestos a deslizamientos, a socavación y a erosión por ríos y malos manejos de aguas superficiales y subterráneas.

La evaluación de la amenaza al deslizamiento tiene la dificultad de no presentar periodos de retorno claros (frecuencia) dado principalmente a que pueden ser disparados por múltiples eventos (e.g., sismo, lluvia, erosión), por lo que su valoración se limita a evaluar la susceptibilidad (e.g., pendiente, geología) y su magnitud (e.g., volumen, velocidad).

A partir de la susceptibilidad y de catálogos de deslizamientos disponibles, el LanammeUCR desarrolló la metodología del “ángulo crítico” (Vargas & Garro, 2006), que permite definir niveles de severidad o intensidad probable de amenaza basado en mapas topográficos y geológicos. Esta metodología ha sido ampliamente probada en varios casos de estudio en Costa Rica.



**Tabla 5.** Factores, pesos (P), clases de atributos y grados parciales (GP) utilizados para la evaluación de la susceptibilidad de un área con relación a flujos de lodos y detritos. (Castro, 2005).

Factores	C	P	Atributos	GP
Lluvia (R) (mm/h)	R1	3,0	>80	10,0
	R2		60-80	6,6
	R3		30-60	3,3
	R4		<30	0,0
Inclinación de la ladera (S) (°)	S1	2,5	>45	10,0
	S2		45-30	6,6
	S3		15-30	3,3
	S4		<15	0,0
Inclinación del canal de drenaje (D) (°)	D1	0,5	>25	10,0
	D2		15-25	6,6
	D3		10-15	3,3
	D4		<10	0,0
Área de la cuenca (A) (km <sup>2</sup> )	A1	1,0	<5	10,0
	A2		5-10	6,6
	A3		10-20	3,3
	A4		>20	0,0
Altura de la ladera (H) (m)	H1	1,0	>750	10,0
	H2		500-750	6,6
	H3		200-500	3,3
	H4		<200	0,0
Vegetación y ocupación del terreno (V) (% del área ocupada o deforestada)	V1	0,5	90-100	10,0
	V2		50-90	6,6
	V3		30-50	3,3
	V4		<30	0,0
Aspectos geológicos (G)	G1	1,5	G1	10,0
	G2		G2	6,6
	G3		G3	3,3
	G4		G4	0,0

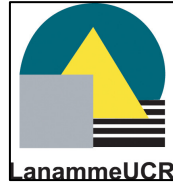
donde:

G1: suelos residuales; coluviales y aluviales espesos; depósitos glaciales y piroclásticos; mucho material disponible en las laderas y lechos de ríos para movilización durante lluvias.

G2: condición intermedia entre G1 y G3.

G3: depósitos coluviales de pequeña expresión; suelos residuales y aluviales poco espesos.

Diciembre, 2009



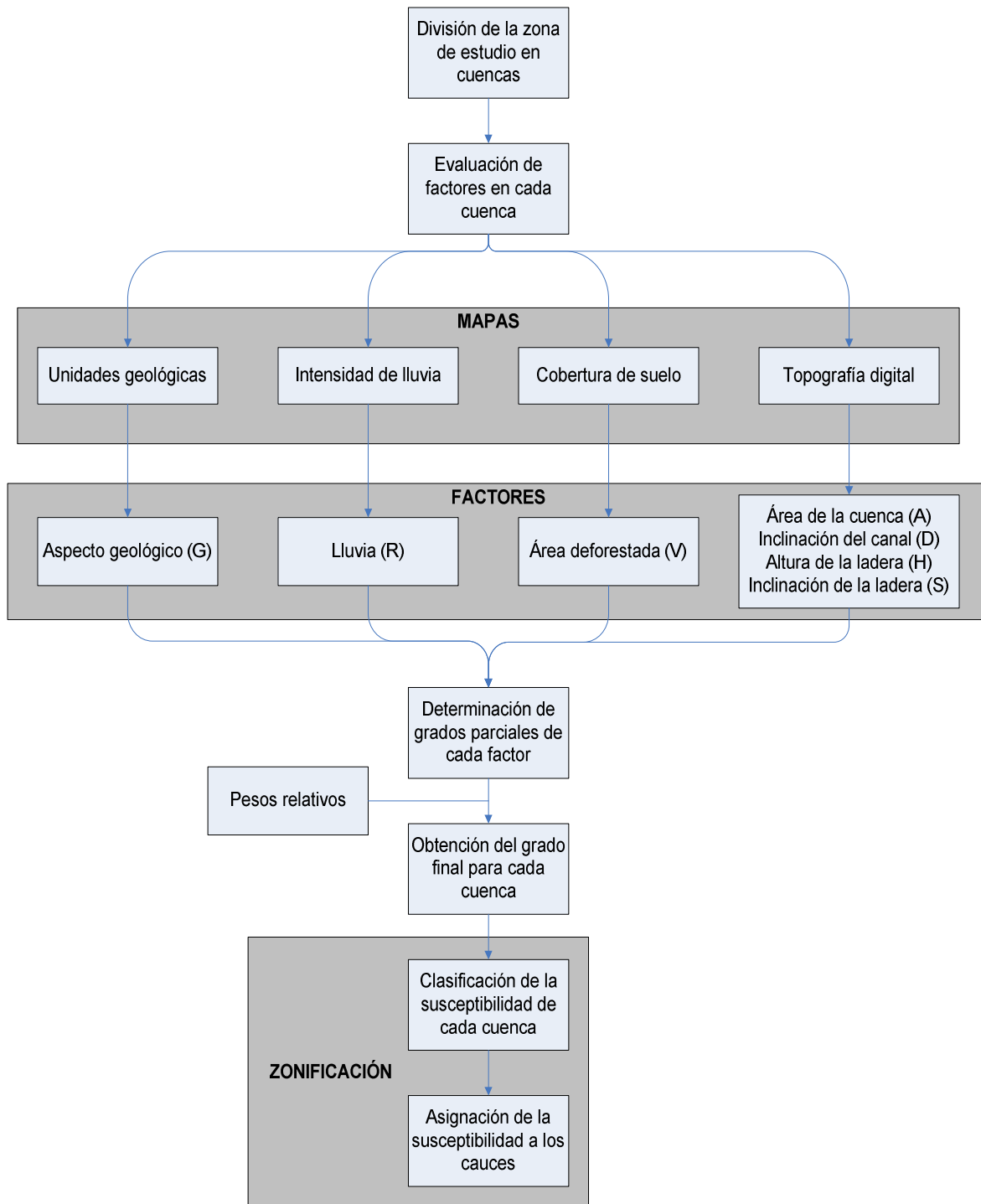
LM-PI-PV-ERV-05-09

G4: exposición de rocas o de suelos de buena resistencia al corte; ausencia de depósitos coluviales; muy poco material disponible en los canales de drenaje.

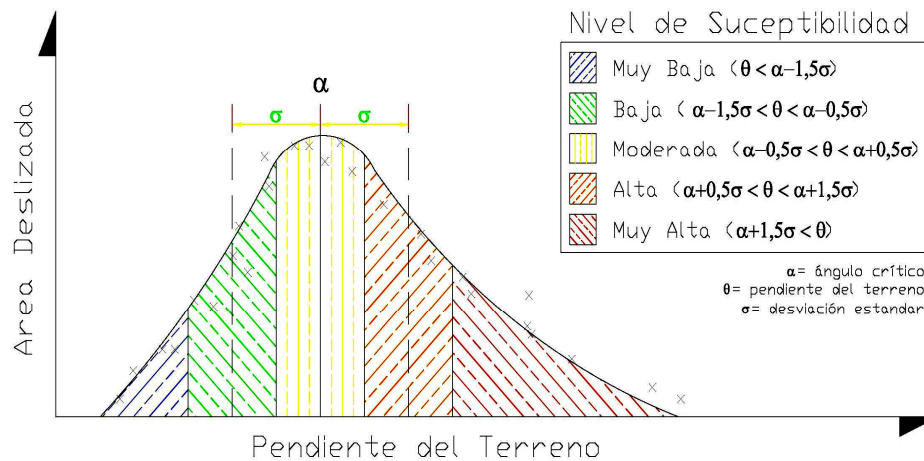
**Tabla 6.** Nivel de susceptibilidad asociado al grado final para evaluación de susceptibilidad ante flujos de lodos y detritos. (Castro, 2005).

Grado final	Susceptibilidad
80-100	Muy alta
60-80	Alta
40-60	Media
20-40	Baja
0-20	Muy baja

**Esquema 2.** Metodología de zonificación de flujos de lodo y detritos basada en Kanji (2001). (Vargas, 2005).



El ángulo crítico se puede definir como el ángulo de la pendiente de las laderas en donde se presente la combinación crítica de espesor de suelo residual, resistencia y pendiente (LanammeUCR, 2003). El análisis estadístico de las zonas deslizadas permite determinar este valor promedio de ángulo crítico y su desviación estándar, con estos parámetros se define pendientes que correspondan a distintas probabilidades de falla. Estas probabilidades se asocian a distintos niveles de exposición de amenaza como se muestra en la Figura 6.



**Figura 6.** Curva de distribución probabilística de datos para definir susceptibilidad al deslizamiento. (Vargas & Garro, 2008).

### 9.5.1. Consideraciones sobre la metodología del ángulo crítico

Los factores que controlan los movimientos de laderas son aquellos capaces de modificar las fuerzas internas y externas que actúan sobre el terreno, dichos factores pueden clasificarse como activos o pasivos. Los factores pasivos dependen de aspectos tales como la naturaleza propia, estructura y forma del terreno, como son la cobertura forestal, la resistencia al corte de los materiales, la existencia de planos estructurales a favor de la pendiente, la presencia y características de arcillas (e.g., cohesión, humedad natural, origen, granulometría) y la pendiente de la ladera.



Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09

La metodología de ángulo crítico pretende realizar una zonificación que relaciona el tipo de material geológico y la pendiente del terreno. Si bien pueden existir otros factores que pueden generar un movimiento en masa, estos son de una influencia menor relativa a zonas de dimensiones limitadas. En la mayor parte de los casos la información base resulta ser insuficiente o inexistente para determinar su influencia. En estudios previos (Garro, 2002; Campos, 2003)<sup>11</sup> se ha demostrado que la inclusión de muchos factores en el análisis de inestabilidad con el SIG no mejora los resultados de la zonificación significativamente.

La metodología para analizar la vulnerabilidad de taludes de corte y relleno en carreteras de montaña consiste en determinar un ángulo promedio regional por unidad geológica, en las zonas que afectan directamente el corredor vial considerado, posteriormente se debe clasificar cada geología por rangos de pendientes para asignar niveles de susceptibilidad.

El esquema 3 muestra un esquema de la metodología del ángulo crítico.

### 9.5.2. Metodología del ángulo crítico

Se describe a continuación el procedimiento necesario para realizar una zonificación de deslizamientos utilizando para ello, el Sistema de Información Geográfica (SIG) ArcView de la empresa ESRI.

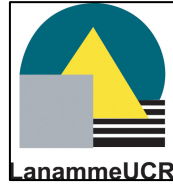
- i. Definición de la zona de estudio y la escala básica de la información necesaria.
- ii. Revisión de información geográfica básica (e.g., topografía, geología e inventario de deslizamientos) y organización o preparación de la misma.
  - a. Coincidencia de escalas.
  - b. Coincidencia de coordenadas y ubicación de deslizamientos en la topografía.
  - c. Selección del tamaño de unidad para el análisis (celda) según escala, para este estudio se consideró un tamaño de celda de 20 por 20 metros. Es importante mantener la coincidencia de la cuadrícula de este y los demás mapas para garantizar la validez en la escala de los resultados.

---

<sup>11</sup> 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.

Campos, G. (2003). *Zonificación de la amenaza de deslizamiento en algunas cuencas de los cantones de Dota y El Guarco*. Informe final de Graduación para optar por el grado de Licenciado en Ingeniería Civil. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica, Escuela de Ingeniería Civil.

Diciembre, 2009

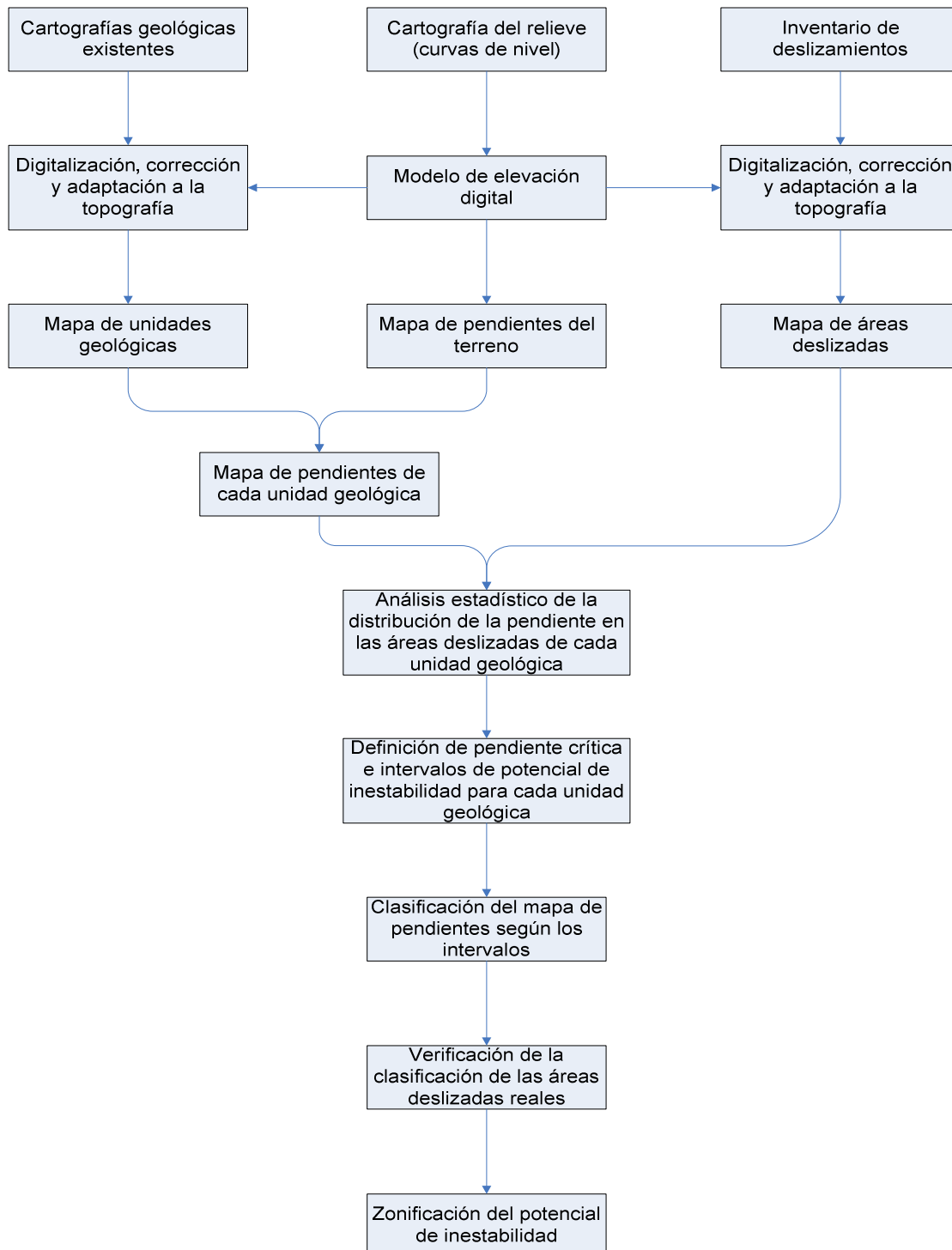


**LM-PI-PV-ERV-05-09**

- iii. Obtención del modelo de elevación digital (MED) y las pendientes (en grados) en cada celda del área en estudio.
- iv. Conversación del mapa de deslizamientos a formato de cuadrícula (raster). Las celdas dentro áreas deslizadas reciben un valor de uno y las restantes un valor nulo (0) en la reclasificación del resultado, con el fin de realizar operaciones matemáticas.



**Esquema 3.** Metodología de ángulo crítico para zonificación del potencial de inestabilidad y deslizamientos. (Vargas, 2005).



Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09

- v. Separación del mapa geológico en sus unidades (litologías) y conversión a formato de cuadrícula. Las celdas deben mantener el tamaño y las coordenadas de los mapas anteriores. El análisis posterior se realiza con cada unidad geológica. El mapa general se reclasifica para que las celdas de la unidad analizada reciban un valor unitario y las demás un valor nulo.  
  
Para cada unidad geológica se debe obtener la intersección del mapa de pendientes y de áreas deslizadas dentro de la unidad geológica particular, calcular la distribución del área deslizada según el ángulo de la pendiente, calcular el ángulo crítico y los puntos de corte entre niveles de susceptibilidad y clasificar el mapa de pendientes de la unidad.
- vi. Multiplicación de los tres mapas (i.e., pendientes, áreas deslizadas y unidad geológica), realizada en toda la cuadrícula. Se obtiene la pendiente en cada celda del área deslizada de la unidad geológica.
- vii. Cálculo del número de celdas y/o área en cada intervalo de pendiente o ángulo del resultado anterior. El cálculo se realiza con una herramienta del SIG (ArcView) que genera una tabla de valores y un histograma de los ángulos.
- viii. Los pasos v y vi se repiten para todas las unidades geológicas y se obtienen los histogramas con la distribución de las áreas deslizadas en cada una. Si la información que produce el SIG es el número total de celdas en cada clase de pendiente, éste se debe multiplicar por el tamaño de celda para obtener el área y verificar la coincidencia del total.
- ix. A partir de los histogramas se calculan el ángulo crítico (promedio) y la desviación estándar de cada unidad geológica a partir del análisis de datos. Se asume que las distribuciones son aproximadamente normales y si los histogramas muestran otra tendencia se debe considerar la posible deficiencia en la escala del mapa geológico o la pobre definición del inventario de deslizamientos.
- x. Zonificación de cada unidad geológica se realiza a partir de los valores del ángulo crítico y la desviación estándar.
- xi. El mapa de pendientes original es multiplicado por el de cada unidad geológica separada y el resultado es clasificado de acuerdo con los intervalos definidos. A cada clase se le asigna un color para la representación de los resultados.
- xii. Unión de todos los mapas de unidades geológicas clasificadas de como resultado la zonificación.
- xiii. Para compatibilizar el resultado en los bordes de las unidades geológicas y el aspecto general de la zonificación y eliminar áreas con significado real o físico dudoso, se aplica un filtro de suavizado al mapa.



- xiv. A partir del criterio del ángulo crítico se identifican las áreas de mayor susceptibilidad al deslizamiento en un ancho de al menos 200 metros a ambos lados del eje de la vía, según el rango de valores de pendiente obtenidos (Ver Tabla 7). En lo que corresponde a las características físicas de los taludes de corte y relleno, se deben diseñar de manera que su inclinación y altura sean adecuadas para evitar la falla por cortante de los materiales.

**Tabla 7.** Rangos de pendientes según el nivel de susceptibilidad.  
(Vargas & Garro, 2003).

Nivel de susceptibilidad (amenaza)	Rangos de valores de pendiente, $\Theta$
Muy bajo	$0^\circ \leq \Theta < \Phi_C - 1,5 \sigma$
Bajo	$\Phi_C - 1,5 \sigma \leq \Theta < \Phi_C - 0,5 \sigma$
Medio o Moderado	$\Phi_C - 0,5 \sigma \leq \Theta < \Phi_C + 1,5 \sigma$
Alto	$\Phi_C + 0,5 \sigma \leq \Theta < \Phi_C + 1,5 \sigma$
Muy alto	$\Phi_C + 0,5 \sigma \leq \Theta < 90^\circ$

donde:

$\Theta$ : pendiente del terreno

$\Phi_C$ : ángulo crítico (promedio) en zonas deslizadas

$\sigma$ : desviación estándar del ángulo en zonas deslizadas

Según las prácticas usuales de construcción de carreteras, se ha encontrado que los taludes de corte y relleno en nuestro país son mayormente inestables al largo plazo si se llegaran a saturar, ya que la inclinación sus taludes son superiores al ángulo de fricción del terreno. Tomando en cuenta este aspecto se establece que la altura de corte o relleno es el parámetro más importante para definir la vulnerabilidad física de la vía, ya que tiene un gran peso sobre la magnitud del material deslizado. La Tabla 8 muestra los criterios para definir la vulnerabilidad de taludes de corte y relleno.

## 9.6. Evaluación vulnerabilidad de puentes

Para la evaluación de los daños que provocaría un terremoto sobre un puente, es necesario utilizar curvas de fragilidad, las cuales indican la probabilidad de que un determinado estado de daños sea excedido para una aceleración pico del terreno, en función de la forma estructural del puente y sus especificaciones de diseño.

Esta metodología se basa en estudios estadísticos del comportamiento de los puentes ante sismos ocurridos en el pasado, y es una práctica muy utilizada en la actualidad debido al desarrollo de un gran número de curvas de fragilidad para distintos tipos de estructuras.



**Tabla 8.** Criterios de vulnerabilidad de taludes de corte y relleno.  
(Ulloa & Vargas, 2007).

Susceptibilidad	Altura del talud "H" (m)	Vulnerabilidad	Color asociado
Muy baja	$H < 10$	Muy baja	Azul
	$H \geq 10$	Baja	Verde
Baja	$H < 5$	Muy baja	Azul
	$5 \leq H \leq 10$	Baja	Verde
	$H \geq 10$	Moderada	Amarillo
Moderada	$H < 5$	Baja	Verde
	$5 \leq H \leq 10$	Moderada	Amarillo
	$H \geq 10$	Alta	Naranja
Alta	$H < 5$	Moderada	Amarillo
	$5 \leq H \leq 10$	Alta	Naranja
	$H \geq 10$	Muy alta	Rojo
Muy alta	$H < 5$	Alta	Naranja
	$H \geq 5$	Muy alta	Rojo

Para la evaluación de la vulnerabilidad de puentes ante amenazas sísmicas se utiliza el método de Risk Management Solutions Inc. (RMS). El método, publicado en 1997, considera el comportamiento diferenciado de los tipos estructurales de puentes.

Este método consiste en la utilización de curvas de fragilidad para puentes, las cuales permiten conocer el estado de daños de un puente a partir de sus características estructurales y el valor de la aceleración pico del terreno con niveles de confianza dados.

Para realizar el análisis, los puentes deben ser agrupados de acuerdo con sus características estructurales, luego se relacionan con la aceleración pico del terreno por medio de funciones de daño, que analizan el efecto de la sollicitación sísmica sobre cada uno de los componentes del puente.

La metodología se detalla a continuación:

1. Clasificación de puentes: el daño causado a un puente por las sollicitaciones sísmicas está directamente relacionado con las propiedades estructurales del puente, el cual puede ser clasificado usando tres criterios: tipo, diseño sismo-resistente y características de alto riesgo.

#### Tipo

- a. Puentes de gran tamaño, aquellos con al menos una luz de 150 metros.
- b. Puentes continuos, aquellos con luces menores de 150 metros, continuos y monolíticos.



- c. Puentes simplemente apoyados, aquellos con una o varias luces menores de 150 metros y apoyos simples.

#### Diseño sismo-resistente

- a. Puentes con diseño sismo-resistente, aquellos diseñados con los criterios sismo-resistentes de los códigos modernos o reforzados para cumplir con tales características.
- b. Puentes con diseño convencional: aquellos diseñados sin tomar en cuenta los criterios de diseño sismorresistente.

#### Características de alto riesgo

- a. Superestructura con forma irregular, ya sea forma curvada o sesgado respecto al eje del río (se consideran sesgos mayores a  $45^\circ$  y las curvas mayores a  $90^\circ$ ).
- b. Puentes construidos con códigos anteriores al AASHTO de 1973 deben ser considerados de alto riesgo.
- c. Número de luces, puentes simplemente apoyados con más de una luz deben ser considerados de alto riesgo, debido al pobre comportamiento de las pilas centrales.

De los criterios anteriores se obtiene 12 categorías de clasificación de puentes, los cuales se muestran en la Tabla 9.

#### 2. Definición de los estados de daño, se definen cinco niveles de daño.

- a. Ningún daño ( $ds_1$ ), el puente no presenta daño.
- b. Daño menor ( $ds_2$ ), agrietamiento menor y descascaramiento de los bastiones, así como agrietamiento menor en las columnas.
- c. Daño moderado ( $ds_3$ ), las columnas experimentan un agrietamiento moderado y descascaramiento, pero la columna estructuralmente funcional. Se presenta asentamiento de los accesos y en las conexiones se agrietan las llaves de cortante y se tuercen los pernos.
- d. Daño generalizado ( $ds_4$ ), las columnas se degradan sin colapsar (columnas estructuralmente inseguras), las conexiones pierden parcialmente su capacidad soportante y se da un asentamiento mayor en los accesos.



- e. Daño total ( $ds_5$ ), las columnas colapsan y las conexiones pierden toda su capacidad soportante, lo que implica un inminente colapso de la losa de sitio.

**Tabla 9.** Clasificación de puentes. (Hazuz 97; LanammeUCR, 2000).

Código	Descripción
HBR1	Puente de gran tamaño – diseño sismo resistente
HBR2	Puente de gran tamaño – diseño convencional
HBR3	Puente continuo – diseño sismo resistente
HBR4	Puente continuo – diseño convencional
HBR5	Puente simplemente apoyado – diseño sismo resistente
HBR6	Puente simplemente apoyado – diseño convencional
HBR7	Puente de gran tamaño – diseño sismo resistente de alto riesgo
HBR8	Puente de gran tamaño – diseño convencional –de alto riesgo
HBR9	Puente continuo – diseño sismo resistente – de alto riesgo
HBR10	Puente continuo – diseño convencional – de alto riesgo
HBR11	Puente simplemente apoyado – diseño sismo resistente – de alto riesgo
HBR12	Puente simplemente apoyado – diseño convencional – de alto riesgo

3. Funciones de daños de puentes, para las categorías principales de puente, los estados de daño son identificados y descritos con referencia al tipo de daño que ocurre en los sub componentes, tales como bastiones, losa de piso, accesos y conexiones. Las curvas de fragilidad de puentes clasificados como de alto riesgo son ajustadas para reflejar el comportamiento desfavorable que se espera de estas estructuras. En la Figura 7 se muestran curvas de fragilidad de los componentes que se adicionan para obtener la curva correspondiente al puente.

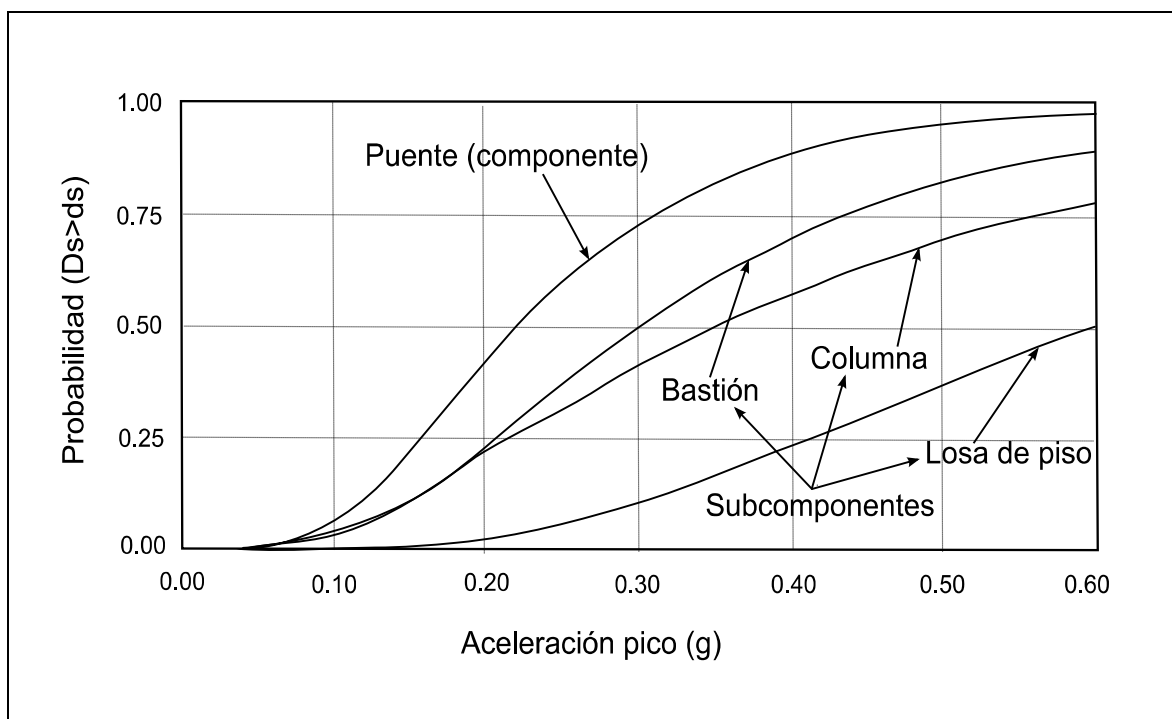
Las curvas de fragilidad son la presentación gráfica de las funciones de daño mostradas en la Tabla 10 de acuerdo con la clasificación de los puentes y en función de la aceleración pico del terreno.

#### 9.6.1. Metodología HEC-20: estabilidad del cauce y socavación en puentes

La metodología HEC-20 se desarrolla con el propósito de proveer una guía sistemática para identificar problemas de inestabilidad de cursos fluviales y su influencia sobre obras de infraestructura como puentes.

Por su naturaleza dinámica un canal natural cambia de posición y forma a lo largo del tiempo, siendo los principales factores que denotan la inestabilidad de un cauce los procesos de erosión lateral de los bancos, la depositación y la socavación. De igual manera, procesos constructivos que generen contracción o introduzcan objetos en el flujo del cauce (e.g., pilas y bastiones de un puente) pueden generar procesos de socavación y consecuentemente inestabilidad.





**Figura 7.** Relación entre la curva de fragilidad de un puente y las de sus componentes. (Bravo y Calvo, 1997; adaptada de Castro, 2005).

**Tabla 10.** Valor medio de aceleración pico como función de los daños en los puentes. (Castro, 2005).

Daño Calibración	Mediana de la aceleración pico del terreno (fracción de g)			
	Daño menor (ds <sub>2</sub> )	Daño moderado (ds <sub>3</sub> )	Daño generalizado (ds <sub>4</sub> )	Daño total (ds <sub>5</sub> )
HBR1	0,38	0,46	0,64	1,50
HBR2	0,32	0,43	0,55	1,25
HBR3	0,28	0,42	0,55	1,20
HBR4	0,18	0,37	0,48	0,90
HBR5	0,22	0,34	0,39	0,85
HBR6	0,11	0,22	0,26	0,60
HBR7	0,30	0,37	0,50	1,20
HBR8	0,26	0,34	0,44	1,00
HBR9	0,22	0,34	0,44	0,96
HBR10	0,14	0,30	0,38	0,72
HBR11	0,18	0,27	0,31	0,68
HBR12	0,09	0,18	0,21	0,48

Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09

La metodología HEC-20 evalúa en tres niveles la estabilidad de cauces y socavación de puentes. En una primera instancia y de forma cualitativa evalúa las condiciones geomorfológicas del entorno con el fin de determinar problemas potenciales; luego procede a un análisis cuantitativo empleando conceptos básicos de hidráulica, hidrología y transporte de sedimentos. Por último, se procede a un nivel de análisis que involucra modelos matemáticos e hidráulicos. La metodología involucra los siguientes niveles:

- Nivel I: Análisis cuantitativo de aspectos geomorfológicos.
- Nivel II: Evaluación básica sobre aspectos hidrológicos, hidráulicos y de transporte de sedimentos.
- Nivel III: Aplicación de modelos matemáticos e hidráulicos.

El Nivel I de la metodología HEC-20 se utiliza para analizar cuantitativamente la geomorfología de los ríos y para efectos de este trabajo solo se analizará la estabilidad del cauce y el potencial de socavación utilizando el Nivel I. Para tal fin se deben seguir los siguientes seis pasos:

- **Paso 1.** Evaluar los siguientes factores geomorfológicos: perfil longitudinal, tipo y tamaño de cauce, tipo de material en fondo y bancos de cauce, patrón de alineamiento en planta y características de planicies de inundación. Identificar las características de la zona a evaluar para evaluar el comportamiento del curso fluvial.
- **Paso 2.** Evaluar cambios en el uso de suelo. Una evaluación en el uso de suelo y sus cambios históricos en la zona de estudio permite comprender los comportamientos del cauce en relación a los aportes de escorrentía y producción de sedimentos por parte de la cuenca.
- **Paso 3.** Evaluar la estabilidad general del cauce. Con la información recopilada en los pasos anteriores y haciendo uso de la Tabla 11 y Figura 8 se evalúa de forma general la estabilidad del cauce en estudio.
- **Paso 4.** Evaluar la estabilidad lateral del cauce. Se debe efectuar una evaluación de la estabilidad lateral del cauce con el fin de determinar el daño que la erosión de los bancos laterales pueden generar sobre la fundación de pilas, bastiones y rellenos de aproximación. Esta estimación se debe efectuar por medio de visitas de campo y de estudio de fotos aéreas históricas del sitio de estudio.
- **Paso 5.** Evaluar la estabilidad vertical del cauce. Una vez analizado el comportamiento en planta del cauce se debe proceder a evaluar la estabilidad vertical. Dos procesos se asocian a la inestabilidad vertical, agradación y degradación; el primer proceso induce a una reducción en la sección transversal del cauce generando como consecuencia aumentos en los niveles de la superficie del agua, exponiendo a las estructuras a condiciones

Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09

hidráulicas para las cuales no fueron diseñadas. Los procesos degradantes dan lugar a la exposición y socavación de las fundaciones en pilas y bastiones.

Para realizar la evaluación de la estabilidad del cauce se necesitan datos históricos sobre perfiles y elevaciones del lecho del río. Este tipo de cambios pueden suceder a lo largo del tiempo o de forma muy rápida bajo la influencia de eventos extremos.

- **Paso 6.** Evaluar la susceptibilidad del cauce del río. El perfil longitudinal de un río se mantiene en equilibrio bajo condiciones de transporte de sedimentos cuando no sufre modificaciones del lecho del cauce. Para predecir de manera cualitativa la respuesta a largo plazo del cauce antes cambios en los factores que influyen sobre este, se emplea la relación de Lane (1995; Vega, 2004).

$$Q \cdot S = Q_s \cdot D_{50} \quad (\text{Ec. 5})$$

donde:

Q: caudal

S: pendiente

$Q_s$ : caudal sólido (descarga de sedimentos)

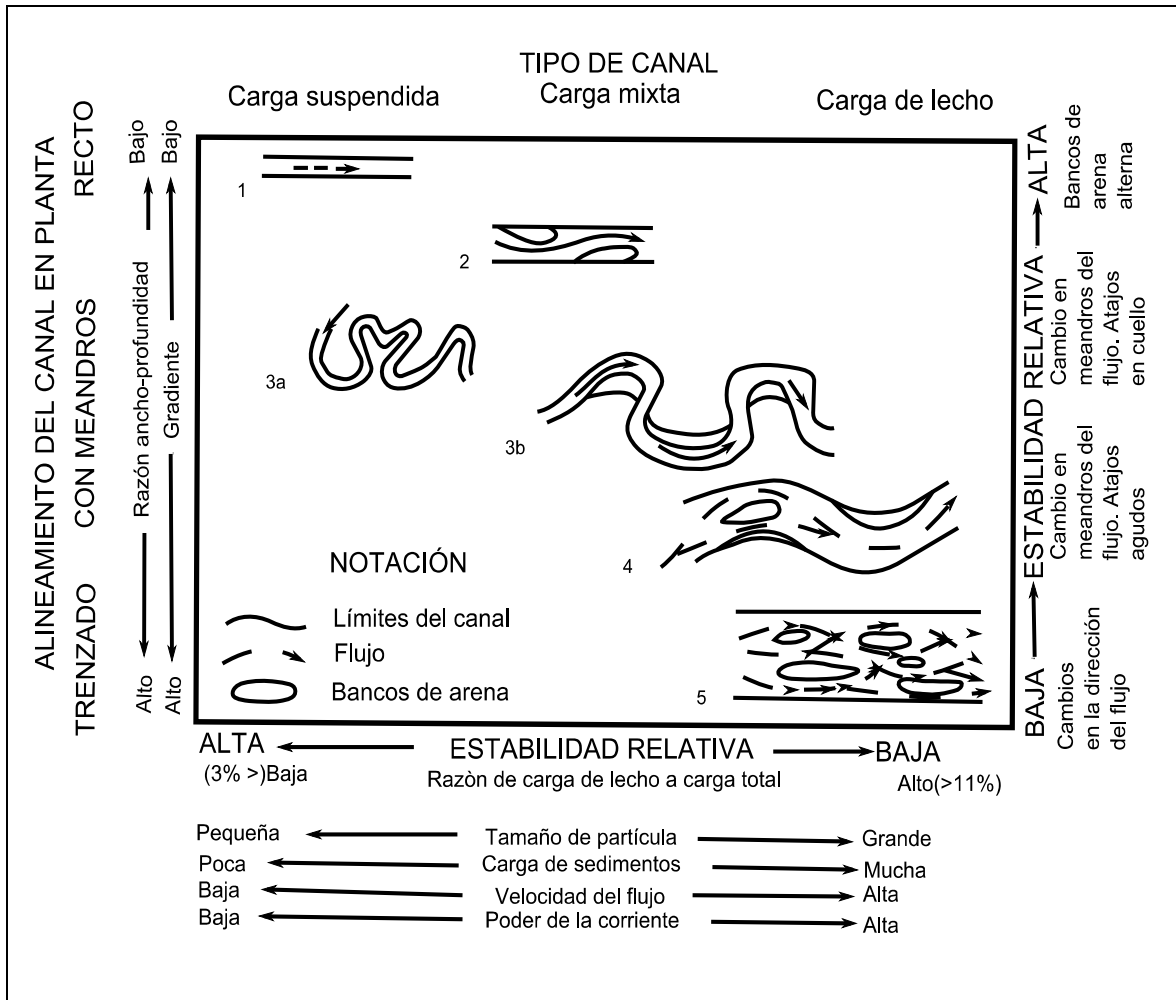
$D_{50}$ : diámetro promedio del material del lecho

En la ecuación anterior el lado izquierdo es una medida de la capacidad de transporte del material del lecho del río, mientras que el lado derecho representa los efectos de esta capacidad en el lecho del río, como lo son el arrastre de sedimentos y la granulometría de los materiales del lecho. Por medio de la relación de Lane se puede analizar la respuesta del canal ante los cambios de factores naturales, así como por la intervención humana.



**Tabla 11.** Condiciones de campo y respuesta asociada del cauce.  
(Federal Highway Administration & Pereira, 1999).

Condición observada	Respuesta del cauce			
	Estable	Inestable	Degradación	Acumulación
Abanico pluvial				
Aguas arriba en abanico		X		X
Aguas abajo en abanico		X	X	
Represa y embalse				
Aguas arriba de la represa		X		X
Aguas debajo de la represa		X	X	
Forma del río				
Con meandros	X	X	Desconocida	Desconocida
Recto		X	Desconocida	Desconocida
Trenzado		X	Desconocida	Desconocida
Erosión de los bancos		X	Desconocida	Desconocida
Bancos con vegetación	X		Desconocida	Desconocida
Cambios bruscos en la elevación del canal		X	X	
Desviación del río				
De agua clara		X		X
Sobrecarga de sedimentos		X	X	
Rectificación del canal		X	X	
Cuenca deforestada		X		X
Periodo de sequía	X			X
Periodo húmedo		X	X	
Tamaño de material del lecho				
Aumenta		X		X
Disminuye		X	Desconocida	X



**Figura 8.** Evaluación de la estabilidad relativa del cauce.  
(Federal Highway Administration & Pereira, 1999).

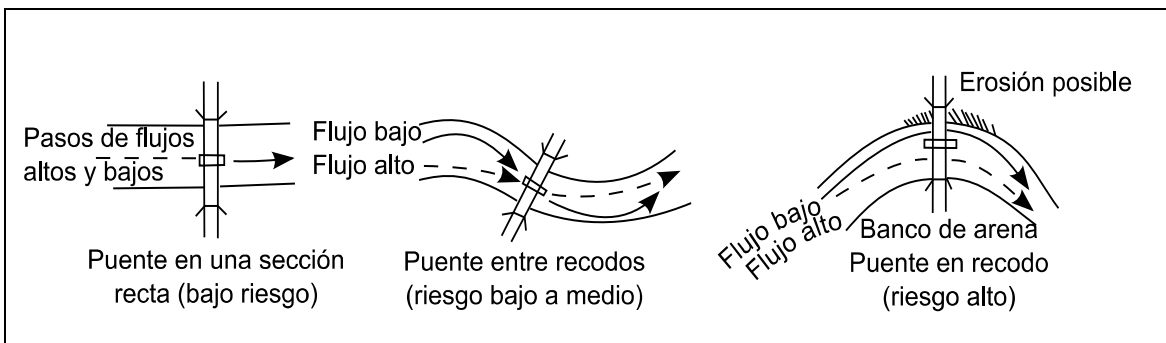
### 9.6.2. Alineación y emplazamiento de puentes

El emplazamiento de un puente debe considerar los siguientes aspectos:

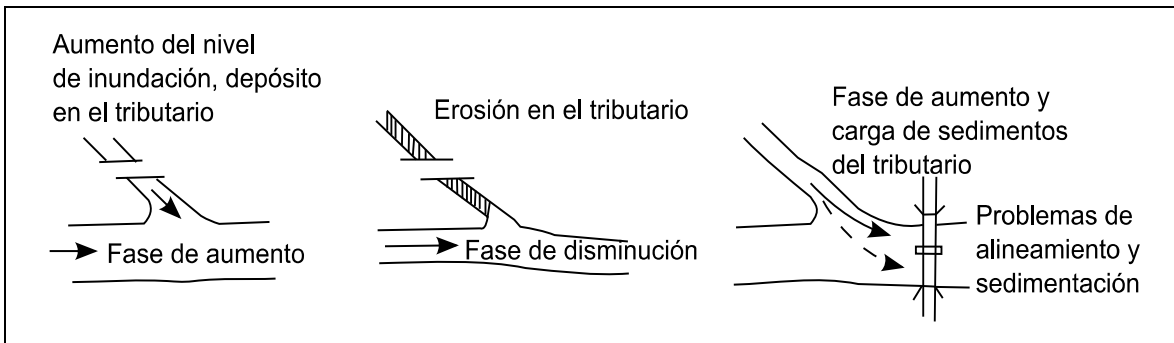
- **Problemas en curvas y recodos:** en general los cauces rectos son preferibles a la hora de emplazar un puente debido a que sus problemas de estabilidad son relativamente menores. Para cauces de tipo meándrico, lo posición más estable se localiza en el punto de inflexión entre recodos debido a que en este punto los patrones (alta y baja velocidad) son equiparables, además de que los procesos de erosión y depositación son moderados; sin embargo, se deben tomar medidas para mitigar la tendencia de migración del meandro. No es idóneo localizar la

estructura del puente en al curvatura del meandro debido a que el movimiento lateral de este genera en la dirección y velocidad del flujo que pueden contribuir a la socavación local de las pilas del puente (Ver Figura 9).

- **Problemas en puntos de confluencia:** un cauce principal puede inducir depositación o erosión en el cauce tributario dependiendo del nivel de flujo en el cauce principal. Asimismo, el cauce tributario puede generar problemas de alineamiento y sedimentación sobre el cauce principal al variar las condiciones de flujo con incrementos de carga de sedimentos y caudal (Ver Figura 10).



**Figura 9.** Emplazamiento de puentes y problemas asociados.  
(Federal Highway Administration & Salas, 1999).



**Figura 10.** Problemas en la confluencia de cauces.  
(Federal Highway Administration & Salas, 1999).



## **10. Vulnerabilidad ante amenazas naturales del tramo San José – Río Sucio**

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 el modelo de elevación digital y la 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 en el apartado 5.

### **10.1. Metodología de evaluación utilizada en este estudio**

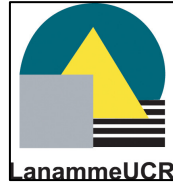
Para el desarrollo de este estudio el 9 de junio y 17 de septiembre de 2009 técnicos e ingenieros del LanammeUCR realizaron recorridos del tramo analizado para recopilar información sobre deslizamientos, obras de drenaje intermedio ubicados a lo largo del tramo y del puente sobre el Río Sucio.

En dichos recorridos se recopiló información de los deslizamientos, tales como su ubicación geográfica y tamaño estimado. 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 del puente sobre el Río Sucio, se revisó el estado de sus componentes estructurales así como las características del cauce del río cerca de los mismos.

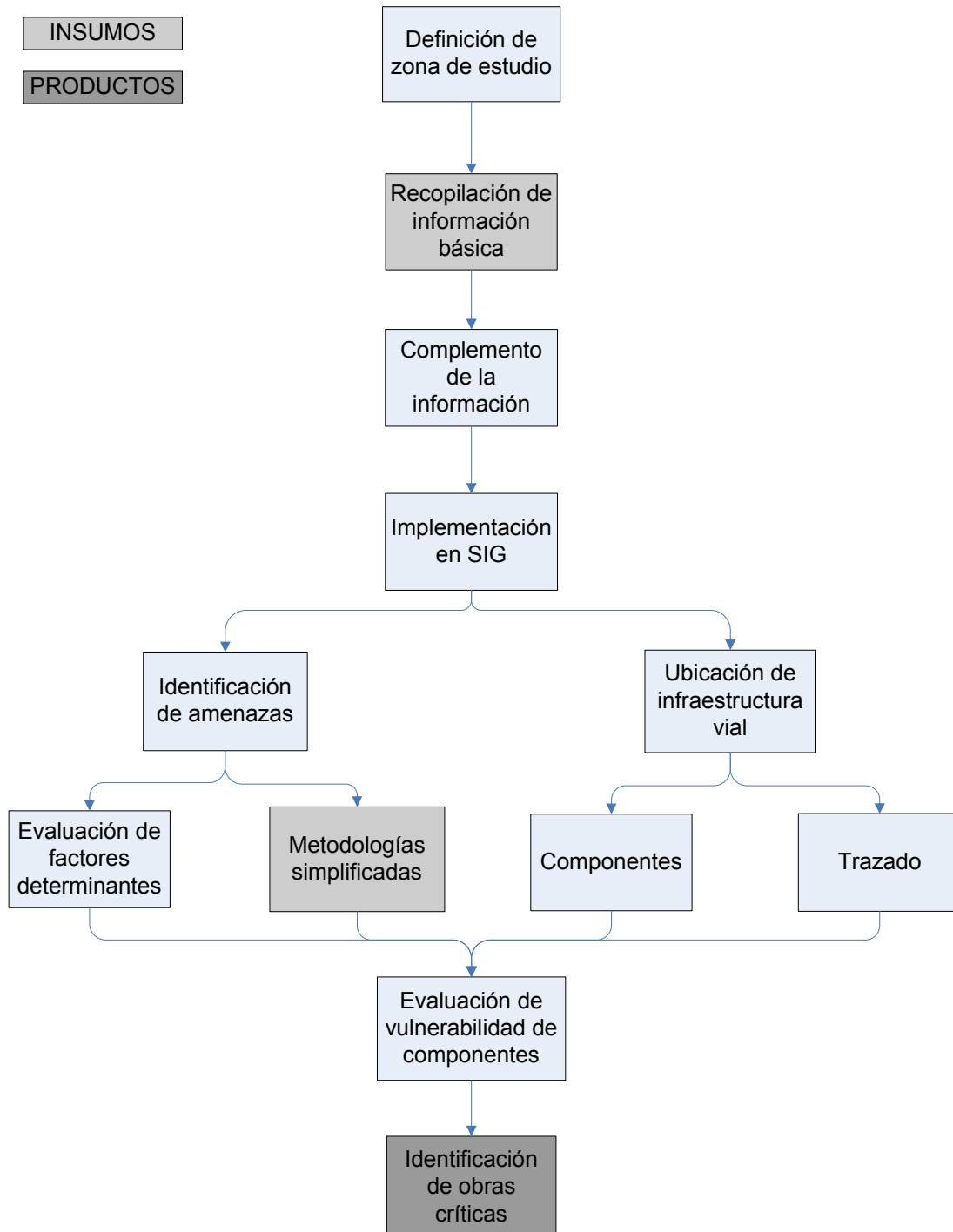
La información recolectada se complementó con información disponible de la zona (e.g., estudios previos, mapas geológicos), para posteriormente ser procesada por medio del Sistema de Información Geográfica ArcView, utilizando para ello las metodologías descritas en el apartado 5.

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

El esquema 4 presenta la metodología de trabajo utilizada.



**Esquema 4.** Metodología utilizada en el estudio.







## 10.2. Vulnerabilidad de obras de drenaje intermedio

Para el análisis de vulnerabilidad de las obras de drenaje intermedio se siguió la metodología detallada en el apartado 5.1., la cual se utiliza para calcular el valor de caudal máximo de cada cuenca.

**Tabla 12.** Características de cada cuenca.

Cuenca	Nombre de río/quebrada	Área (km <sup>2</sup> )	Longitud principal de cauce (m)	Elevación mayor (msnm)	Elevación menor (msnm)	Δh (m)	t <sub>c</sub> <sup>12</sup> (min)
2	SN <sup>13</sup>	0,346	1247,7	1518,4	1429,0	89,4	12,99
3	Río Para Blanco	2,748	4419,2	2100,0	1420,0	680,0	25,64
4	Quebrada Yerbabuena	1,216	2296,7	1620,0	1420,0	200,0	26,22
5	Río Zurquí	1,510	2066,9	2100,0	1542,0	558,0	11,50
6	Río Hondura	0,780	1539,7	2020,3	1505,5	514,8	8,44
7	SN	1,421	2500,1	1040,0	779,5	260,5	19,22
8	SN	0,237	1091,3	960,0	780,0	180,0	8,50

Para determinar el coeficiente de escorrentía para cada cuenca, se utilizaron diferentes valores según el uso de suelo promedio de cada cuenca. La Tabla 13 muestra valores típicos de coeficiente de escorrentía, según el uso de suelo, para condiciones de pendiente mayor a 6% para suelos con tasas moderadas de infiltración cuando se encuentran saturados.

**Tabla 13.** Coeficiente de escorrentía para cada uso del suelo con pendiente mayor a 6% con tasas moderadas de infiltración. (Rodríguez, 1989).

Uso de suelo	Coeficiente de escorrentía
Áreas pavimentadas y superficies impermeables	0,87
Áreas verdes urbanas	0,21
Pastoreo con uso de contornos	0,21
Llanuras	0,19
Bosques	0,18
Pasto	0,27
Cultivos de granos con uso de contornos y terrazas	0,38

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

<sup>12</sup> t<sub>c</sub>: tiempo de concentración (minutos)

<sup>13</sup> SN: Sin nombre

Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09

intensidad de lluvia para diferentes periodos de retorno, obtenidos a partir de mapa del Servicio Meteorológico Nacional de Costa Rica de 1967 (Rodríguez, 1989).

**Tabla 14.** Valores para el cálculo del valor de caudal ( $m^3/s$ ) para cada cuenca.

Cuenca	Área ( $km^2$ )	Coeficiente de escorrentía (c)	Intensidad de lluvia (mm/h)	
			Periodo de 20 años	Periodo de 100 años
2	0,346	0,18	165	199
3	2,748	0,19	125	153
4	1,216	0,18	124	151
5	1,510	0,19	171	208
6	0,780	0,19	187	224
7	1,421	0,18	162	193
8	0,237	0,18	210	246

### 10.2.1. Puntos críticos

Se presenta a continuación el perfil de vulnerabilidad de las obras de drenaje intermedio (i.e., pasos de agua y alcantarillas) en el tramo analizado (Ver Figura 11). La Tabla 15 resume las características de las estructuras consideradas así como el nivel de vulnerabilidad asociado a cada una de ellas. Los puentes (obras de drenaje mayores) identificados en el tramo San José – Río Sucio 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.

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 teórico obtenido a partir de sus características.



**Tabla 15.** Resumen de obras de drenaje intermedio críticas según el nivel de vulnerabilidad asignado.

Est.	Cuenca	Área de estructura de drenaje (m <sup>2</sup> )	Capacidad (m <sup>3</sup> /s)	Capacidad de estructura de drenaje		Nivel de vulnerabilidad
				Periodo de 20 años	Periodo de 100 años	
13+000	2	1,13	2,0	Inadecuada	Inadecuada	Muy alta
13+500	3	1,13	2,0	Inadecuada	Inadecuada	Muy alta
14+500	4	1,13	2,0	Inadecuada	Inadecuada	Muy alta
18+500	5	1,13	2,0	Inadecuada	Inadecuada	Muy alta
20+000	6	4,15	8,5	Adecuada	Inadecuada	Baja
34+000	7	1,13	2,0	Inadecuada	Inadecuada	Muy alta
34+500	8	1,13	2,0	Inadecuada	Inadecuada	Alta

Los resultados del cálculo de los valores de caudal máximo obtenidos para periodos de retorno de 20 años y 100 años se muestran en la Tabla 16.

**Tabla 16.** Valores de caudales máximos para periodos de retorno de 20 años y 100 años.

Cuenca	Nombre de río/quebrada	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	
		Periodo de 20 años (Q <sub>20</sub> )	Periodo de 100 años (Q <sub>100</sub> )
2	SN	2,9	3,4
3	Río Para Blanco	18,1	22,2
4	Quebrada Yerbabuena	7,5	9,2
5	Río Zurquí	13,6	16,6
6	Río Hondura	7,7	9,2
7	SN	11,5	13,7
8	SN	2,5	2,9

### 10.2.2. Tamaño requerido de obras de drenaje intermedio

A partir de la metodología explicada en el apartado 5.1.2. y aplicando la Formula de Talbot se estimó el tamaño requerido de las obras de drenaje intermedias analizadas en apartados anteriores. La Tabla 17 muestra los resultados obtenidos para un coeficiente C=1, que corresponde a un terreno montañoso y escarpado.

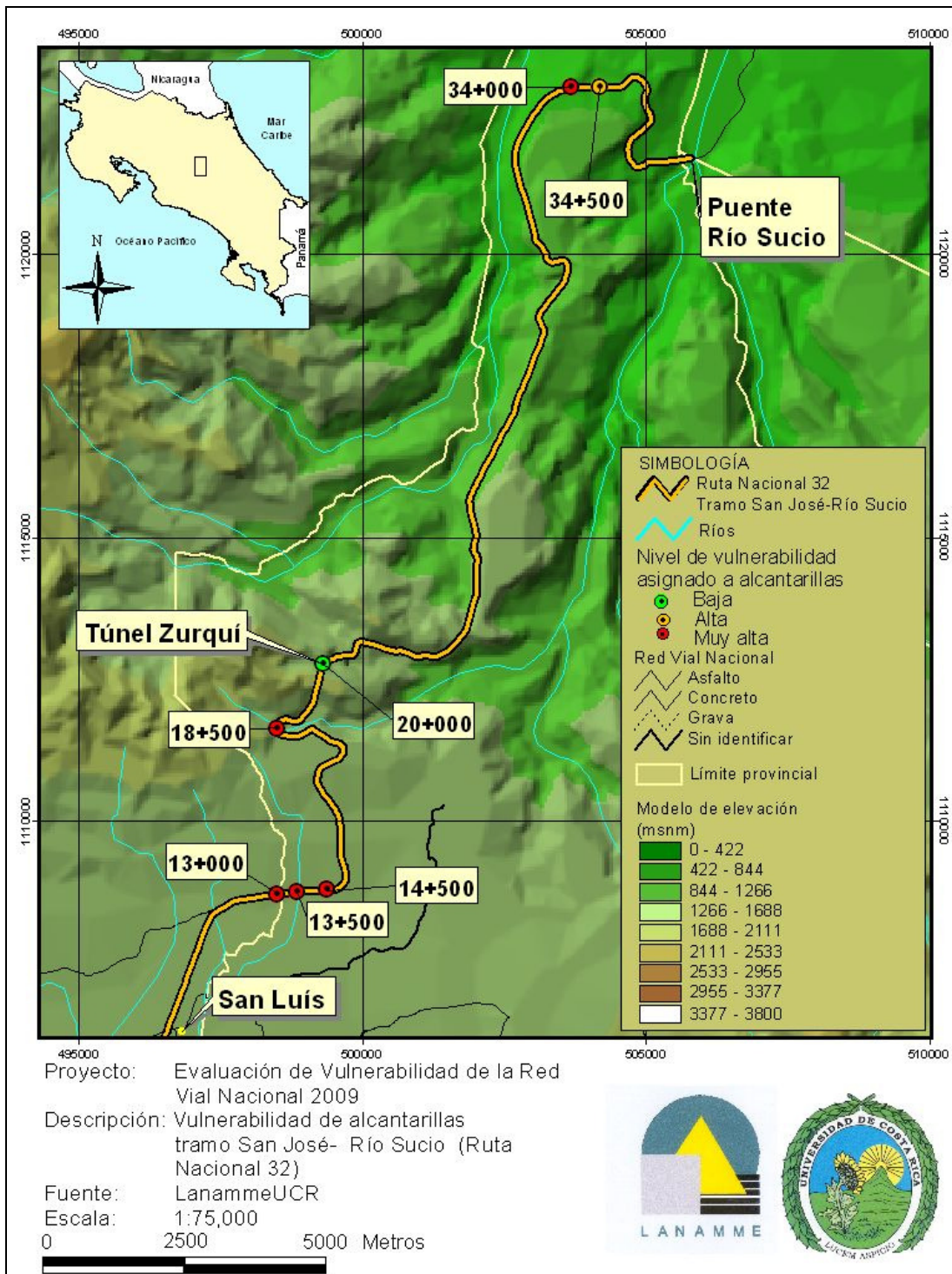


Figura 11. Vulnerabilidad de obras de drenaje intermedio. (LanammeUCR, 2009).

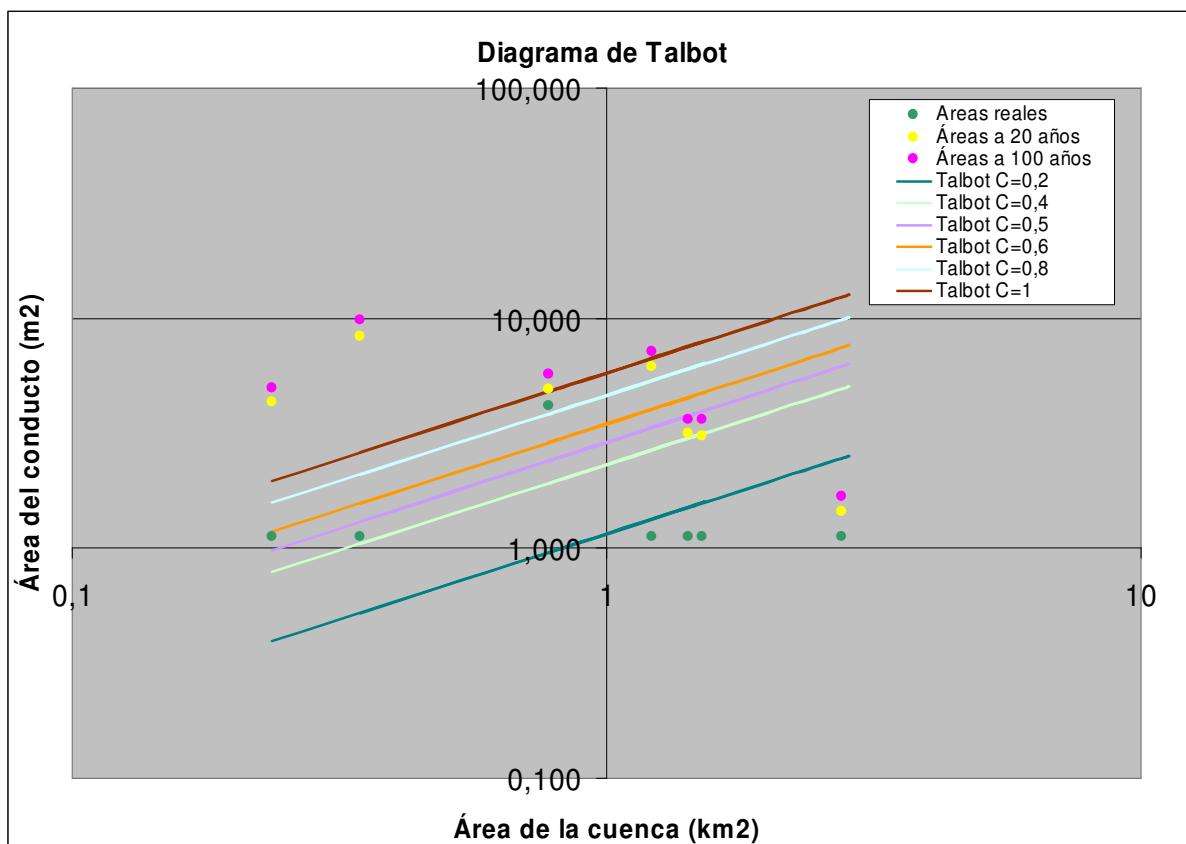


**Tabla 17.** Tamaños de obras de drenaje intermedio según Fórmula de Talbot, para  $C=1$ .

Cuenca	Nombre de río/quebrada	Área de la estructura de drenaje ( $m^2$ )	Diámetro de la estructura de drenaje (m)
2	SN	2,6	1,8
3	Río Para Blanco	12,4	4,0
4	Quebrada Yerbabuena	6,7	2,9
5	Río Zurquí	7,9	3,2
6	Río Hondura	4,8	2,5
7	SN	7,5	3,1
8	SN	2,0	1,6

El Gráfico 1 muestra los resultados de aplicar la fórmula de Talbot para diferentes condiciones del coeficiente C.

**Gráfico 1.** Diagrama de Talbot - Área de conducto vrs área de cuenca.



Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09

Se observa del gráfico anterior que el área de las alcantarillas medidas en campo está por debajo del área recomendada por Talbot para un coeficiente C igual a 1, correspondiente a un terreno montañoso y escarpado como el predominante en el tramo analizado de la Ruta Nacional 32, ubicándose la mayoría de las alcantarillas en un rango de valores de C entre 0,1 a 0,6, correspondiente a terrenos planos y terrenos con pocas lomas, rango de valores que corresponden a las alcantarillas asignadas con una vulnerabilidad alta a muy alta, por lo que se puede tomar el valor de coeficiente C igual a 0,6 como el límite inferior de capacidad adecuada (i.e., vulnerabilidad media a baja).

Es importante revisar los valores de coeficiente de Talbot para su utilización en Costa Rica, pues por medio de retroanálisis se obtuvo para las alcantarillas analizadas valores del coeficiente C entre 0,2 y 0,6, que corresponden a terreno plano a terreno con pocas lomas, cuando el tramo analizado es meramente un tramo de montaña (C→1).

### 10.3. Susceptibilidad a flujos de lodos y detritos

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 en la Tabla 5. En la Tabla 19 se muestra la clasificación para la geología de la zona de estudio.

**Tabla 19.** Geoindicador para la geología de la zona de estudio.

Geología	Geoindicador
Materiales volcánicos recientes (i.e., lavas basálticas-andesíticas, aglomerados)	G1

Para evaluar el factor lluvia (R) se tomó como base el mapa de la Figura 12, del cual se obtienen valores de intensidad máxima para una lluvia de 15 minutos, propuesto por Vahrson (1991) para Costa Rica. Para el factor lluvia y para todas las cuencas se obtuvieron valores mayores a 80 mm/h. La Tabla 20 muestra los factores y grados parciales asignados, así como el grado final y su correspondiente nivel de vulnerabilidad.



**Tabla 20.** Factores, grados parciales, grado final y nivel de vulnerabilidad asignado a cada cuenca para evaluación de flujos y lodos de detritos, 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
2	80	10	3,8	0	3,2	0	0,346	10
3	80	10	8,4	0	7,0	0	1,216	10
4	80	10	5,4	0	4,5	0	1,421	10
5	80	10	18,0	3,3	8,5	0	0,237	10
6	80	10	18,5	3,3	10,2	3,3	2,748	10
7	80	10	14,0	0	4,2	0	1,510	10
8	80	10	9,1	0	6,7	0	0,780	10

**Tabla 20 (cont).** Factores, grados parciales, grado final y nivel de vulnerabilidad asignado a cada cuenca para evaluación de flujos y lodos de detritos, considerando el factor lluvia.

Cuenca	Altura de la ladera (m)	Grado parcial	% del área deforestada	Grado parcial	Geología	Grado parcial	Grado final	Vulnerabilidad
2	90,0	0	<30	0	G1	10	55,00	Media
3	680,0	6,6	<30	0	G1	10	61,60	Alta
4	260,0	3,3	<30	0	G1	10	58,30	Media
5	560,0	6,6	<30	0	G1	10	69,85	Alta
6	530,0	6,6	<30	0	G1	10	71,50	Alta
7	260,0	3,3	<30	0	G1	10	58,30	Media
8	200,0	0	<30	0	G1	10	55,00	Media

El resultado de aplicar la metodología se muestra en la Figura 13. En este caso, de las 7 cuencas analizadas, a las correspondientes a los ríos Para Blanca, Zurquí y Hondura se les asignó una vulnerabilidad alta y al resto una vulnerabilidad media.

Las cuencas indicadas como no analizadas requieren, por su tamaño, un estudio hidrológico de la cuenca, el cual está fuera del alcance de este trabajo.

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 la Tabla 21.

Durante el desarrollo de la metodología Kanji realizó diversas simulaciones de situaciones hipotéticas con la determinación de los grados finales y de la vulnerabilidad potencial, con



el fin de calibrar los pesos y los valores de las clases de atributos, además de la evaluación de casos reales.

Navarro (2004)<sup>14</sup> en su trabajo “Susceptibilidad ante amenazas naturales de la subcuenca del Río General, Pérez Zeledón, Costa Rica” determinó que el factor lluvia para las condiciones predominantes en Costa Rica tiene un valor máximo en la escala de pesos indicadas por Kanji. Dado que la lluvia es el agente disparador de los flujos de lodos y detritos, la metodología fue simplificada para considerar solamente los factores pasivos que determinan la susceptibilidad ante flujos.

La Tabla 22 muestra los factores y grados parciales asignados sin considerar el factor lluvia, así como el grado final y su correspondiente nivel de vulnerabilidad.

**Tabla 21.** 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

**Tabla 22.** Factores, grados parciales, grado final y nivel de vulnerabilidad asignado a cada cuenca para evaluación de flujos y lodos de detritos, 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
2	3,8	0	3,2	0	0,346	10
3	8,4	0	7,0	0	1,216	10
4	5,4	0	4,5	0	1,421	10
5	18,0	3,3	8,5	0	0,237	10
6	18,5	3,3	10,2	3,3	2,748	10
7	14,0	0	4,2	0	1,510	10
8	9,1	0	6,7	0	0,780	10

<sup>14</sup> Navarro, E. (2004). *Susceptibilidad ante amenazas naturales de la subcuenca del Río General, Pérez Zeledón, Costa Rica*. 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.



Diciembre, 2009

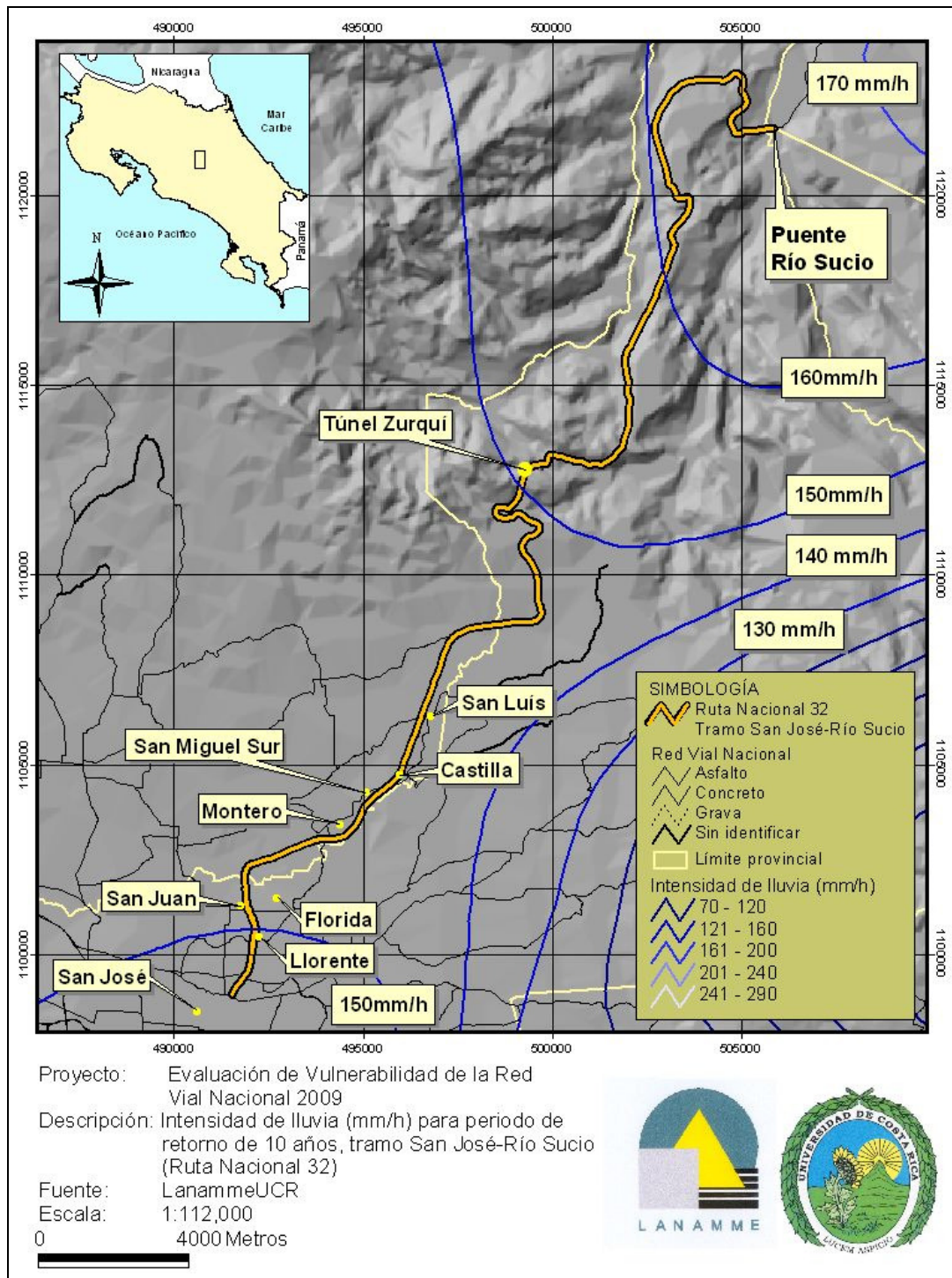


LM-PI-PV-ERV-05-09

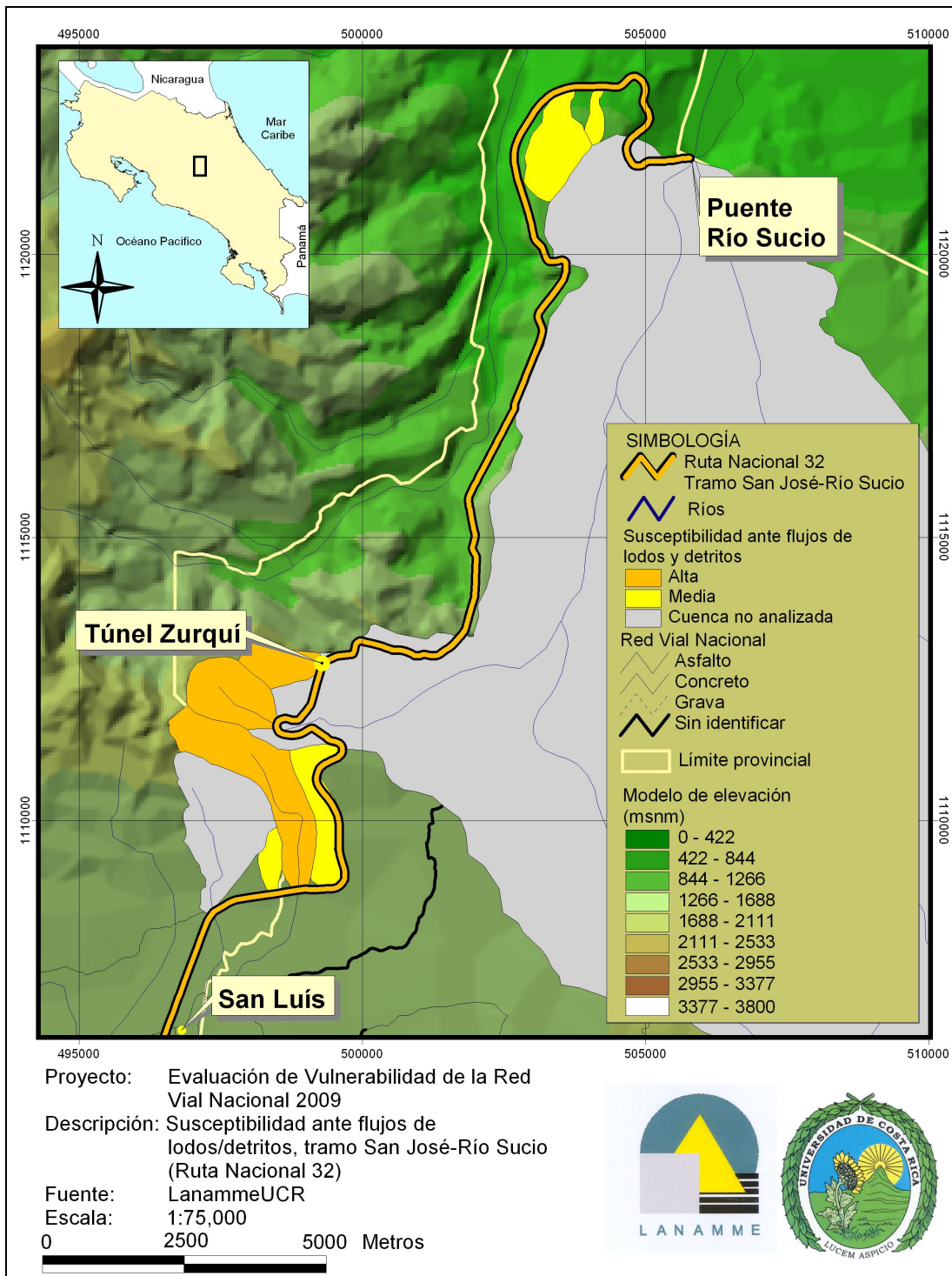
**Tabla 22 (cont).** Factores, grados parciales, grado final y nivel de vulnerabilidad asignado a cada cuenca para evaluación de flujos y lodos de detritos, sin considerar el factor lluvia.

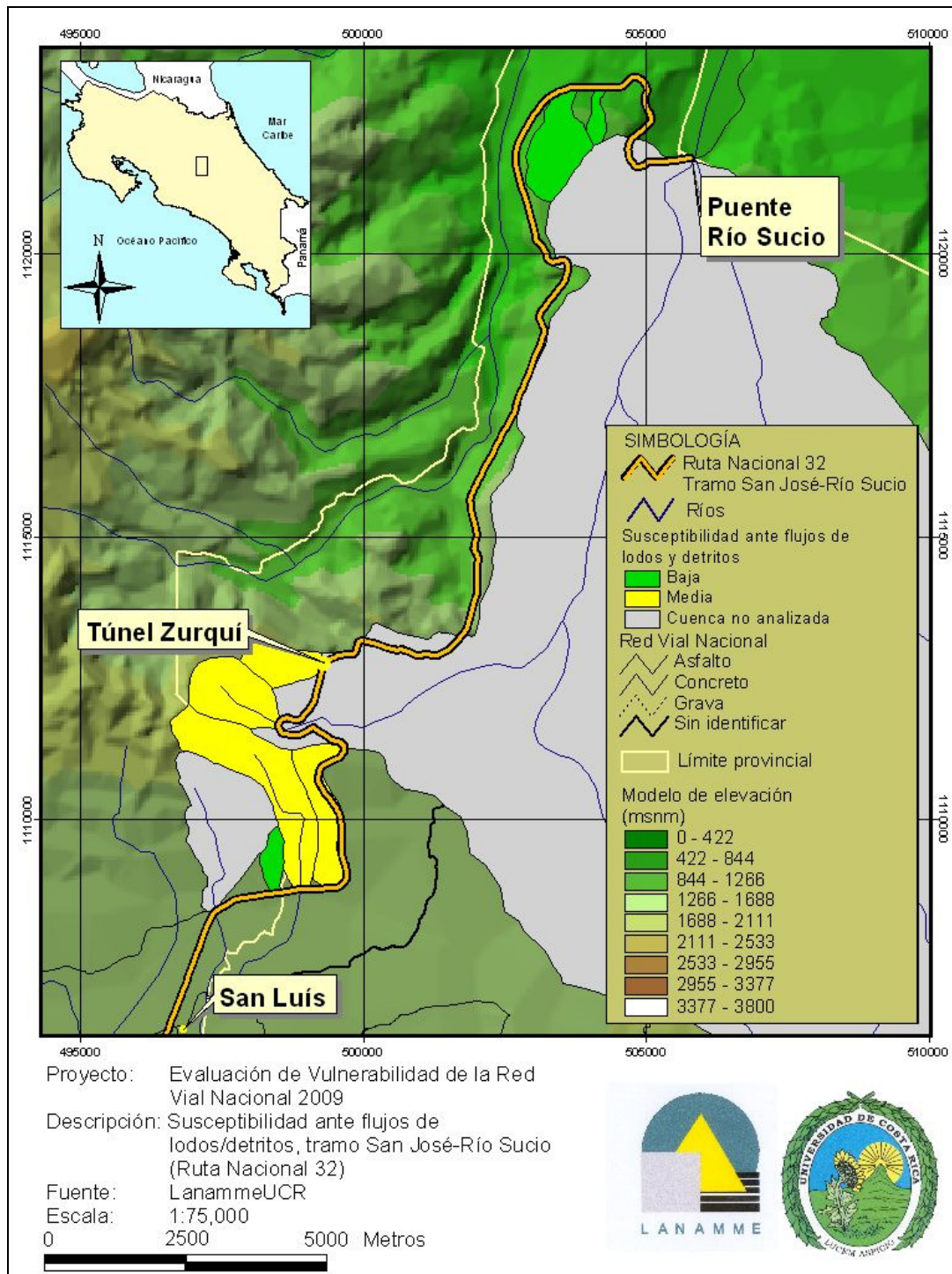
Cuenca	Altura de la ladera (m)	Grado parcial	% del área deforestada	Grado parcial	Geología	Grado parcial	Grado final	Vulnerabilidad
2	90,0	0	<30	0	G1	10	36,00	Baja
3	680,0	6,6	<30	0	G1	10	45,24	Media
4	260,0	3,3	<30	0	G1	10	40,62	Media
5	560,0	6,6	<30	0	G1	10	57,12	Media
6	530,0	6,6	<30	0	G1	10	58,35	Media
7	260,0	3,3	<30	0	G1	10	38,31	Baja
8	200,0	0	<30	0	G1	10	36,00	Baja

El resultado de aplicar la metodología se muestra en la Figura 14. En este caso, de las 7 cuencas analizadas, a las correspondientes a los ríos Para Blanca, Zurquí y Hondura y a la Quebrada Hierbabuena se les asignó una vulnerabilidad media y al resto una vulnerabilidad baja.



**Figura 12.** Intensidad de lluvia de 15 minutos de duración con periodo de retorno de 10 años (Adaptado de Vahrson, 1991). (LanammeUCR, 2009).





**Figura 14.** Susceptibilidad ante flujos de lodos/detritos sin considerar el factor lluvia. (LanammeUCR, 2009).

#### 10.4. Susceptibilidad a deslizamientos

Para realizar la zonificación de susceptibilidad a deslizamientos se aplicó la metodología del ángulo crítico descrita en la sección 4.3.2. 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.

La Figura 15 muestra el catálogo de deslizamientos, ubicándose todos en una zona geológica donde predominan materiales volcánicos recientes (i.e., lavas basálticas-andesíticas, aglomerados) producto de erupciones de los volcanes pertenecientes a la Cordillera Volcánica Central (Madrigal, 1997). Las Fotografías 1 a 10 muestran los deslizamientos en el tramo analizado registrados por ingenieros del LanammeUCR el 9 de junio de 2009.



**Fotografías 1 y 2.** Deslizamientos registrados entre estacionamientos 18+400 y 18+700.



**Fotografías 3 y 4.** Deslizamientos registrados entre estacionamientos 21+250 y 21+600.



**Fotografías 5 y 6.** Deslizamiento registrado entre estacionamientos 22+350 y 22+600.



**Fotografías 7 y 8.** Deslizamiento registrado entre estacionamientos 24+600 y 24+700.



**Fotografías 9 y 10.** Deslizamiento registrados entre estacionamientos 25+700 y 25+850.

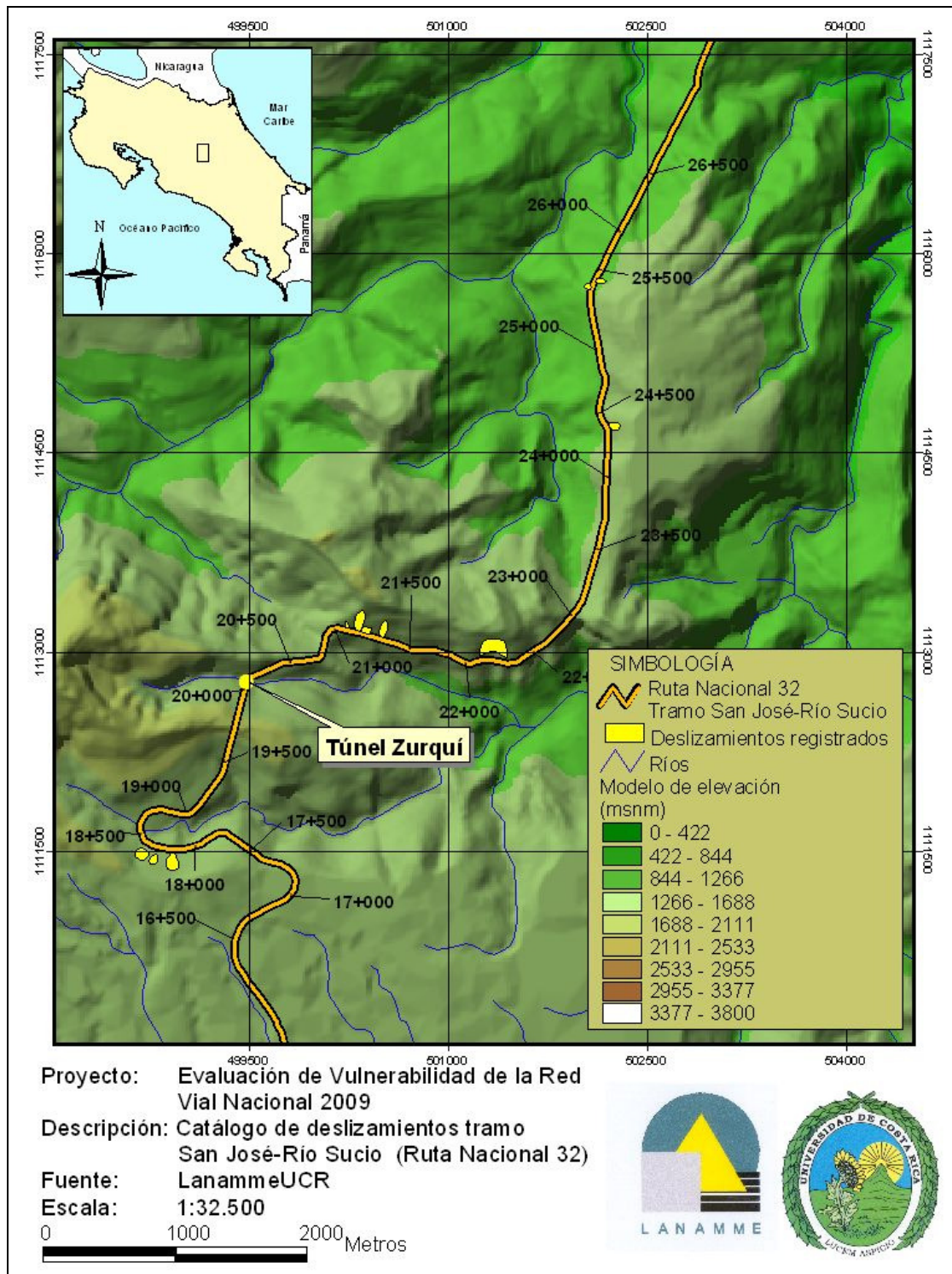


Figura 15. Catálogo de deslizamientos. (LanammeUCR, 2009).



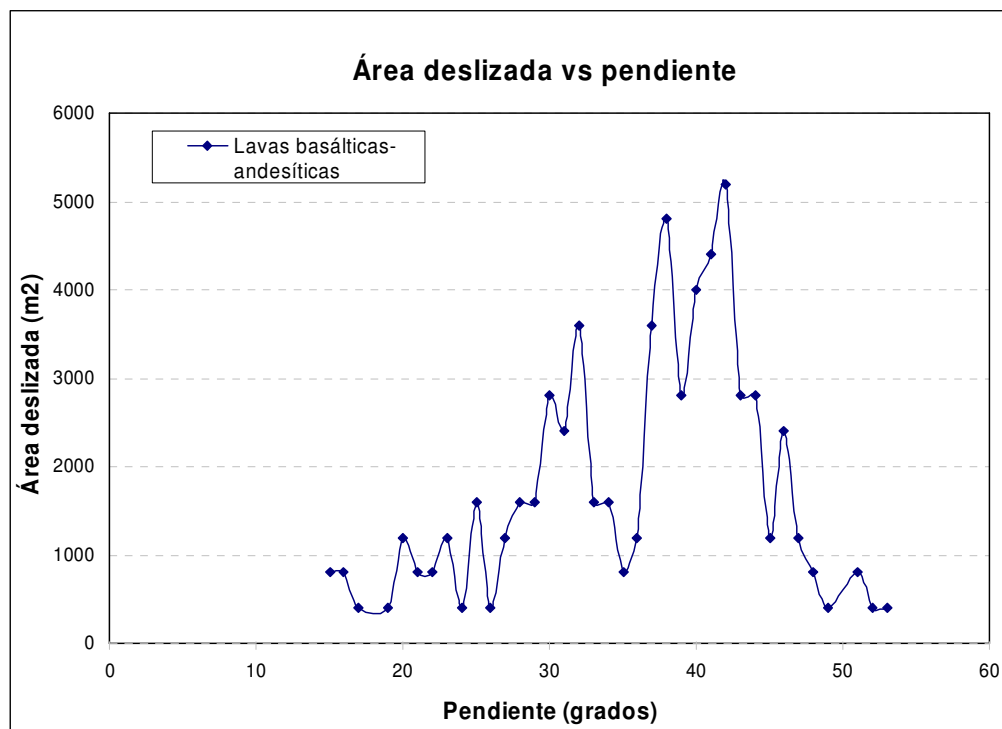


La Tabla 21 muestra los rangos de susceptibilidad de deslizamientos para la geología de la zona donde se ubica el tramo analizado, compuesta predominantemente por materiales volcánicos recientes (i.e., lavas basálticas-andesíticas, aglomerados) producto de las erupciones de los volcanes pertenecientes a la Cordillera Volcánica Central (Madrigal, 1997). La Figura 16 muestra el comportamiento del área deslizada con respecto a la pendiente de la geología de la zona.

La Figura 17 muestra el mapa de pendientes de la zona en estudio y la Figura 18 el mapa de susceptibilidad de deslizamientos, obtenido a partir de la aplicación de la metodología del ángulo crítico.

**Tabla 21.** Rangos de susceptibilidad de deslizamiento para la geología del tramo analizado.

Geología	Rangos	Susceptibilidad	Ángulo promedio	Desviación estándar
Lavas basálticas-andesíticas/aglomerados	0,00 – 24,0	Muy bajo	36,2°	8,1°
	24,0 – 32,1	Bajo		
	32,1 – 40,2	Medio		
	40,2 – 48,3	Alto		
	> 48,3	Muy alto		



**Figura 16.** Área deslizada contra pendiente para la geología analizada.

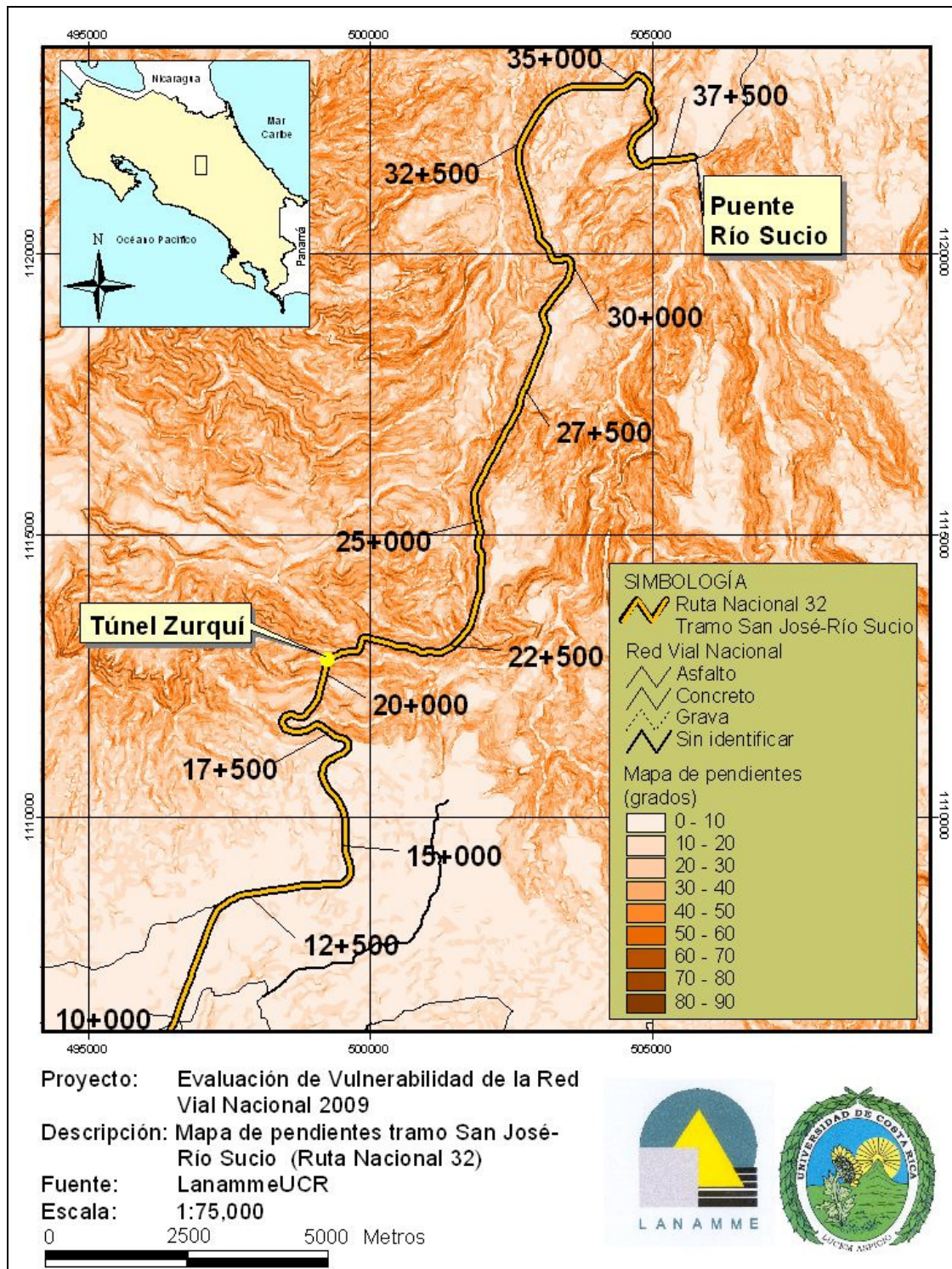


Figura 17. Mapa de pendientes. (LanammeUCR, 2009).

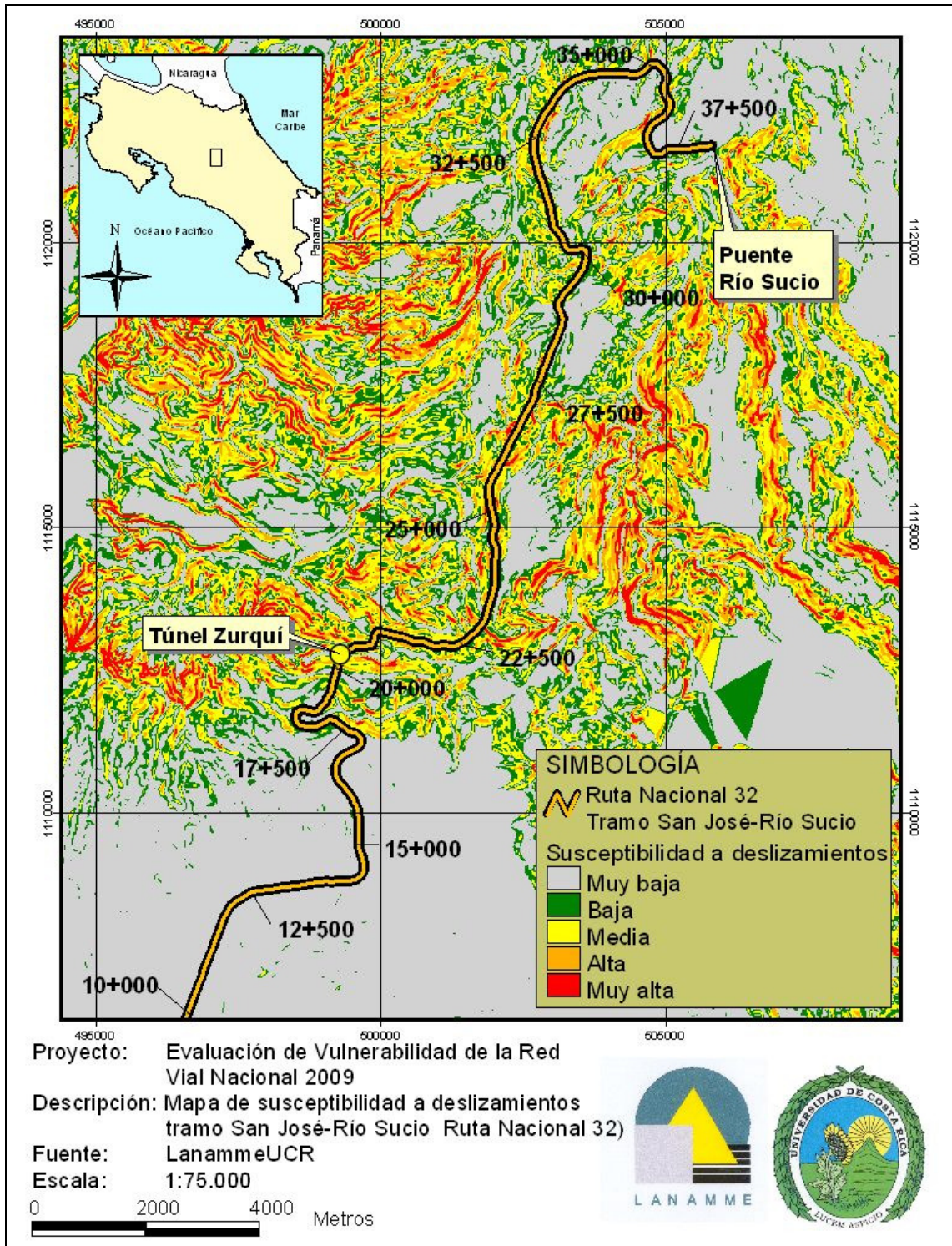
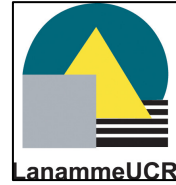


Figura 18. Mapa de susceptibilidad a deslizamientos. (LanammeUCR, 2009).



#### **10.4.1. Deslizamientos históricos**

Para efectos del presente trabajo y como parte de la información bibliográfica utilizada para desarrollar el análisis de susceptibilidad a deslizamientos, se consultó el documento “Informe Técnico Deslizamientos, aspectos hidrológicos trayecto Túnel Zurquí - Río Sucio “Carretera Braulio Carillo” DPM-INF-176-97” preparado por el geólogo Julio Madrigal (Madrigal, 1997).

En dicho documento se presenta información histórica de deslizamientos ocurridos en la Ruta 32 entre los años 1987 y 1997. Dichos datos fueron usados para calibrar el modelo de susceptibilidad a deslizamientos en el tramo analizado.

Se pudo identificar, a partir de la información recopilada por Madrigal (1997), que prácticamente desde la fecha de inauguración de la carretera esta ha presentado problemas de deslizamientos (la carretera se inauguró el 28 de marzo de 1987 y para el 01 de abril de 1987 ya se reportaron deslizamientos de rocas y lodos (Madrigal, 1997)).

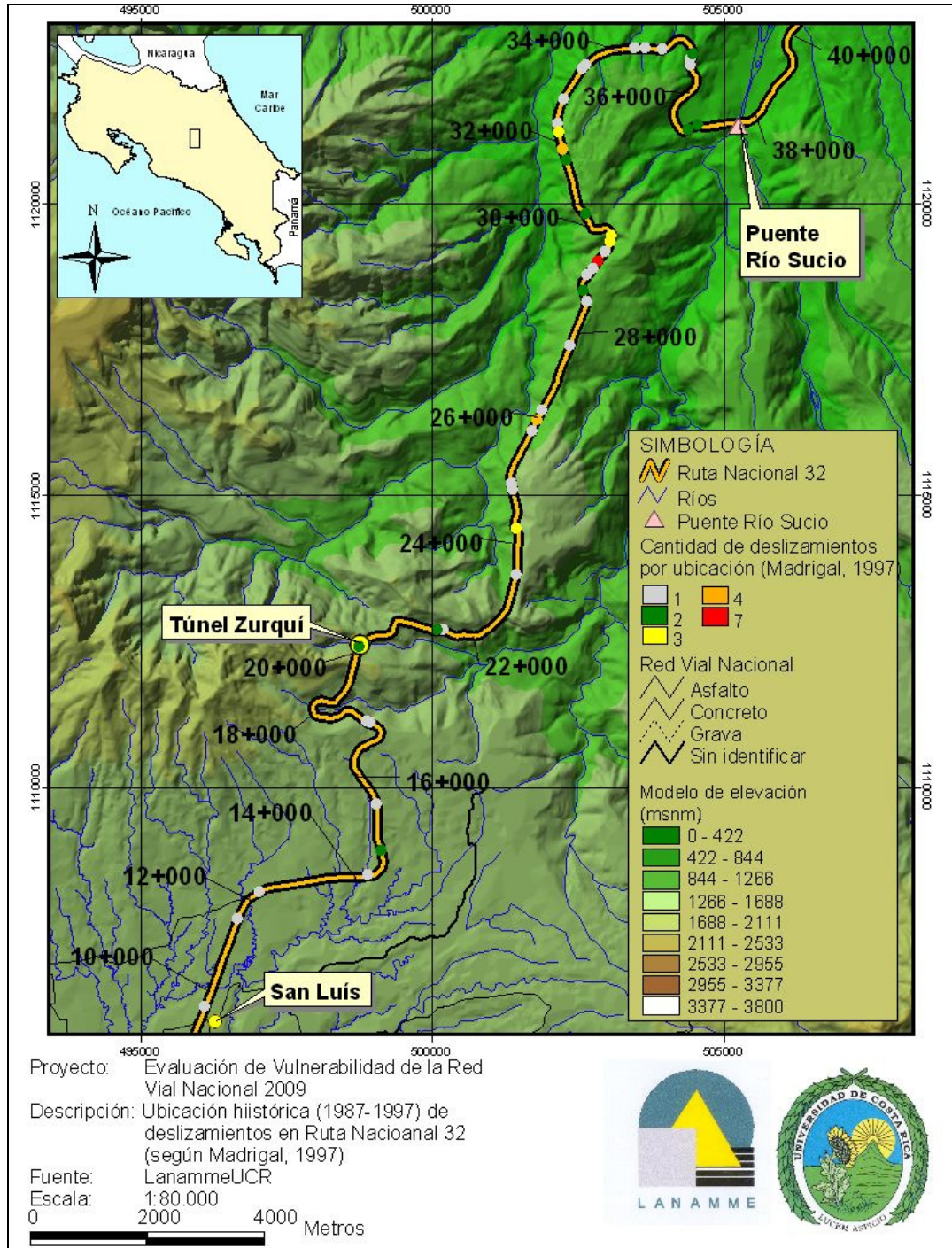
Las Figura 18 muestra la ubicación geográfica de los deslizamientos según la información suministrada por Madrigal (1997). Para el detalle de las características y ubicación de los deslizamientos se sugiere referirse a Madrigal, 1997.

#### **10.5. Vulnerabilidad de puentes**

En el trazado del tramo evaluado se evaluó el puente sobre el Río Sucio mediante la metodología descrita en el apartado 5.4. Se presenta a continuación los resultados obtenidos.

##### **10.5.1. Puente sobre el Río Sucio**

El puente sobre el Río Sucio fue evaluado 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 la última versión del Código Sísmico de Costa Rica (2002). (Ver Figuras 19 y 20).



En la Tabla 22 se muestran las características utilizadas para evaluar el puente.

**Tabla 22.** Características del puente sobre el Río Sucio.

Característica	Puente Río Sucio
Ruta	32
Fecha de construcción	1987 <sup>15</sup>
T.P.D.	6990 <sup>16</sup>
Longitud	167 m
Material	Concreto
Tipo de estructura	Vigas cajón de sección variable
Tipo	Puente con luces menores a 150 m, continuo
Diseño	Sismorresistente
Riesgo	Bajo
Clasificación	HBR3



**Fotografía 11.** Puente sobre el Río Sucio. (LanammeUCR, 2009)

<sup>15, 16</sup> Fuente: Base de datos del MOPT.



**Fotografía 12.** Puente sobre el Río Sucio. (LanammeUCR, 2009)

La Tabla 22 presenta los resultados obtenidos.

**Tabla 22.** Daño asignado al puente sobre el Río Sucio.

Puente	Clasificación	Daño asignado (T = 100 años)	Daño asignado (T = 500 años)
Río Sucio	HBR3	menor	moderado

Según los criterios de la Tabla 23 y de los resultados del análisis de amenaza sísmica, al puente sobre el Río Sucio se le asignó una vulnerabilidad media.

**Tabla 23.** Criterios de vulnerabilidad para puentes.  
(Vargas, 2005; Castro, 2005).

	Daño asignado (T = 100 años)	Daño asignado (T = 500 años)	Vulnerabilidad
<b>Tipo de daño según RMS</b>	Generalizado	Generalizado	Muy alta
	Moderado	Generalizado	Alta
	Moderado	Moderado	Media
	Moderado	Menor	Baja
	Menor	Menor	Muy baja

En la Figura 21 se muestra la ubicación del puente sobre el Río Sucio en el tramo analizado así como la vulnerabilidad asignada según la Tabla 23.



### **10.5.2. Evaluación de la estabilidad del cauce del Río Sucio**

El Río Sucio se caracteriza por ser un cauce de tipo aluvial. Estos tipos de cauce están constituidos generalmente por materiales que han sido o pueden ser transportados por el propio río. Su patrón de drenaje es dendrítico, siendo este tipo de patrón la forma más simple entre los sistemas de drenaje, resultado de un proceso fluvial en áreas de terreno homogéneo.

Su alineamiento en planta aguas arriba del puente es sinuoso, pasando a un alineamiento trezado aguas abajo, para posteriormente recuperar su alineamiento sinuoso más adelante.

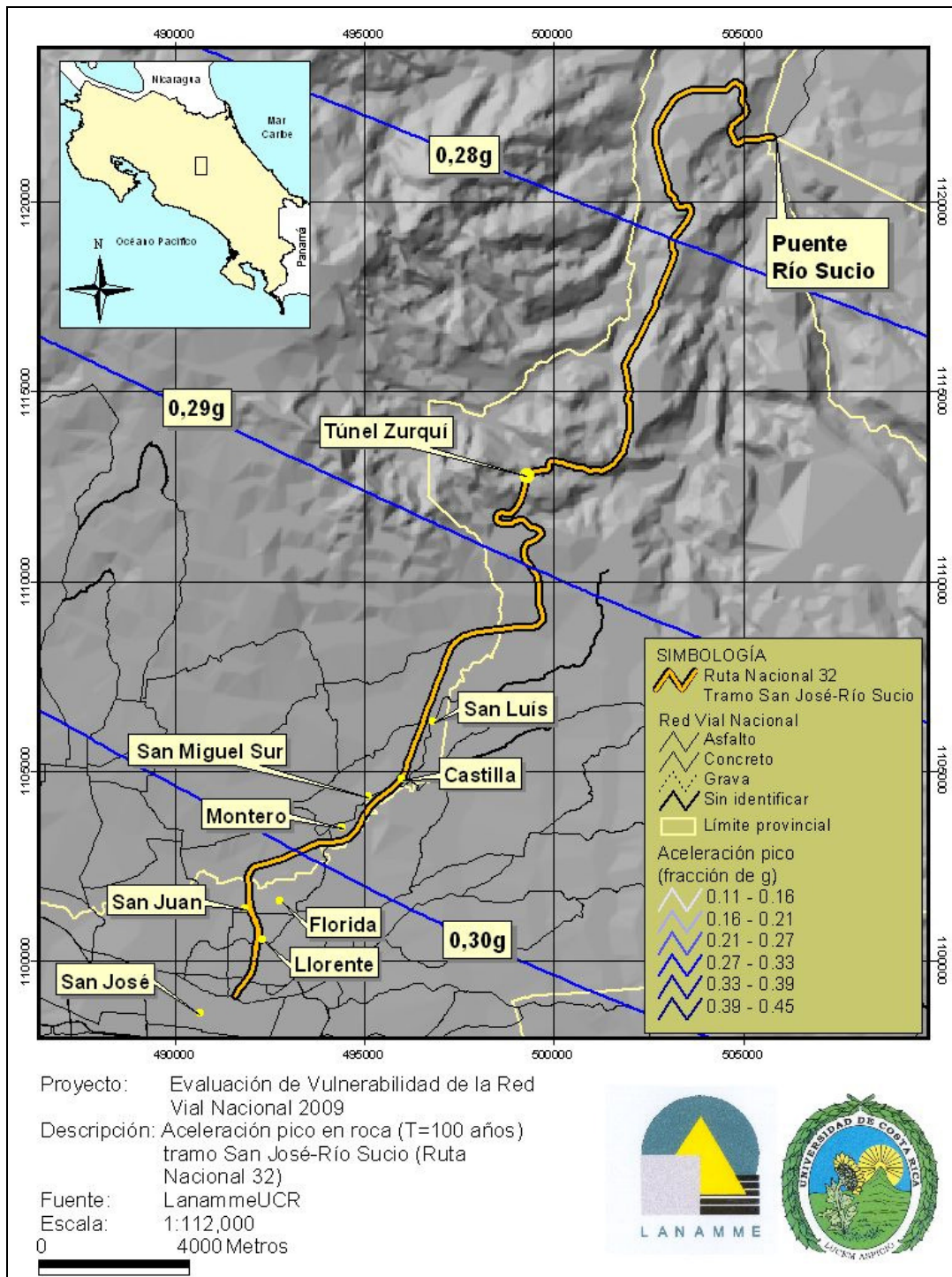
Se ofrece a continuación una valoración general de las condiciones de estabilidad para el cauce del Río Sucio utilizando el Nivel I de la Metodología HEC-20.

#### **10.5.2.1. Evaluación de la estabilidad general**

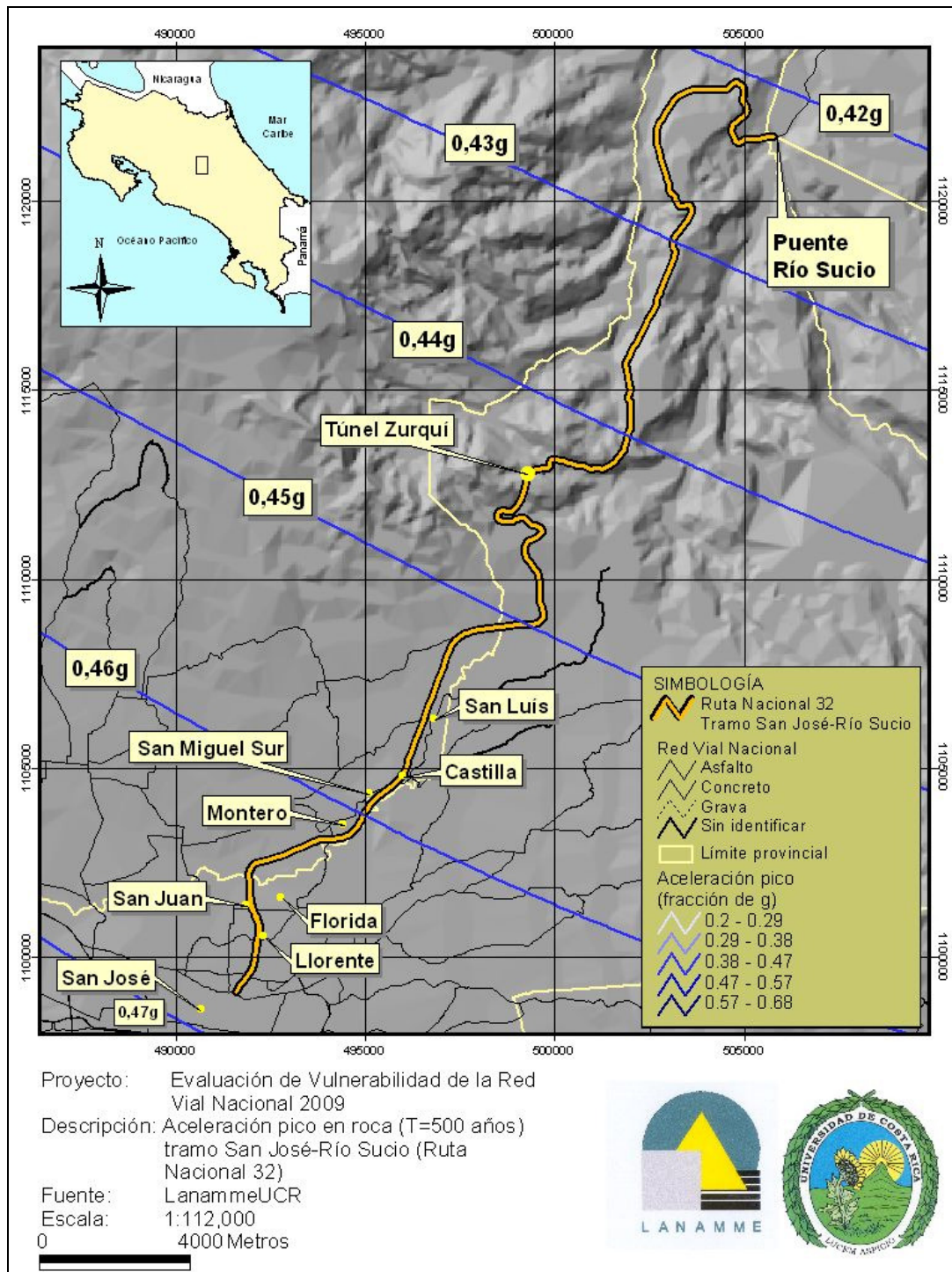
Al aplicar la Figura 8 al análisis del cauce del Río Sucio a la altura del sitio del puente, se determina un alineamiento en planta sinuoso, una estabilidad relativa media, con bancos de arena alternos.

A partir de las visitas de campo realizadas por ingenieros del LanammeUCR y haciendo uso de la Tabla 9 se puede realizar una primera valoración de las condiciones para el cauce del Río Sucio en el sitio del puente.

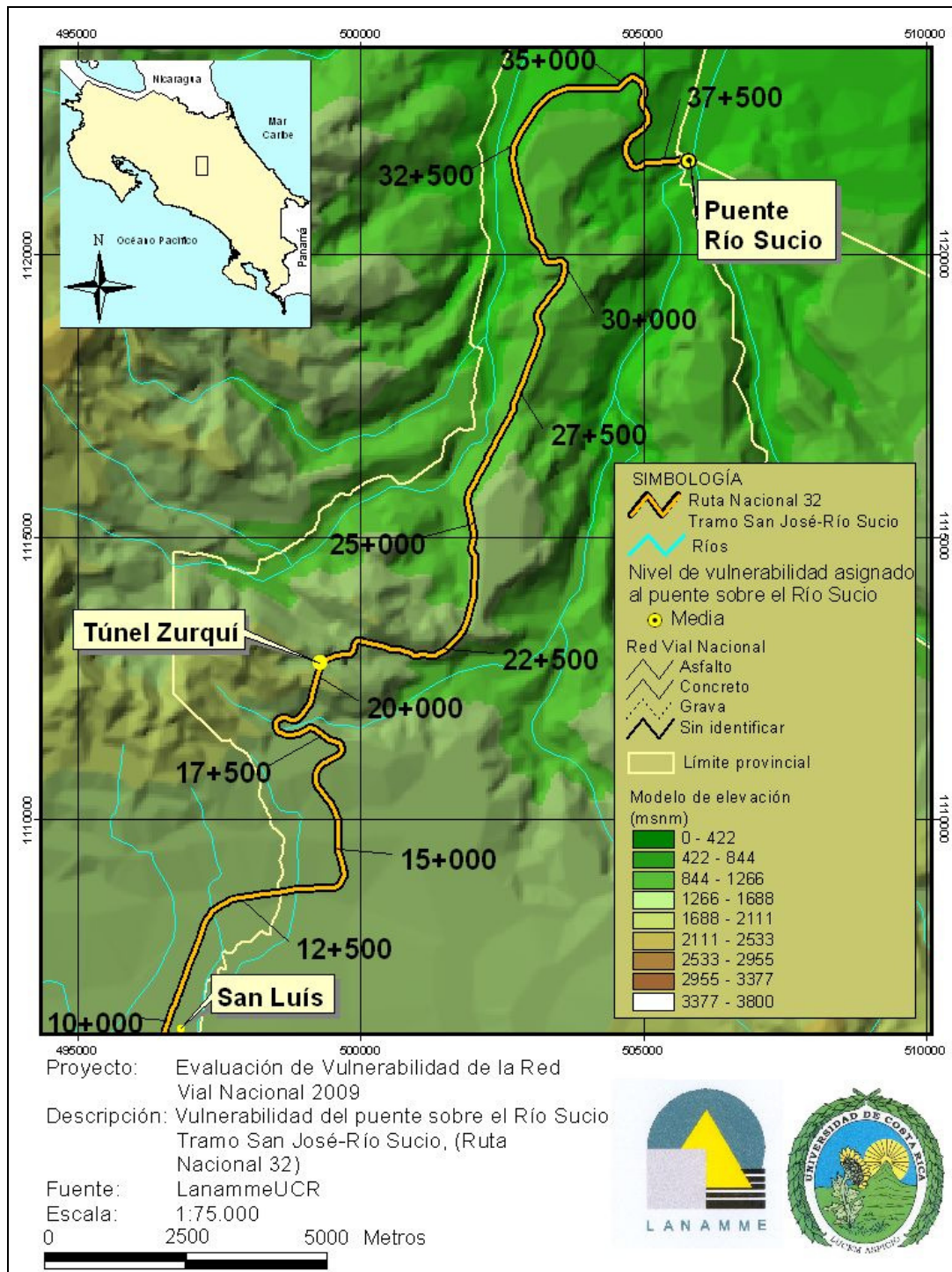




**Figura 19.** Mapa de aceleración pico en roca para un periodo de retorno de 100 años. (Lanamme, 2009).



**Figura 20.** Mapa de aceleración pico en roca para un periodo de retorno de 500 años. (LanammeUCR, 2009).



**Figura 21.** Vulnerabilidad del puente sobre el Río Sucio. (LanammeUCR, 2009).



**Tabla 24.** Evaluación cualitativa de la estabilidad general del cauce del Río Sucio en el sitio de puente, según Nivel I de la metodología HEC-20.

Condición observada	Respuesta del cauce			
	Estable	Inestable	Degradación	Acumulación
Forma del río: sitio de puente				
Recto-sinuoso		X	Desconocida	Desconocida
Trenzado		X	Desconocida	Desconocida
Forma del río: aguas arriba sitio de puente				
Recto-sinuoso		X	Desconocida	Desconocida
Erosión de los bancos		X	Desconocida	Desconocida
Bancos con vegetación	X		Desconocida	Desconocida
Desviación del río				
De agua clara				
Sobrecarga de sedimentos		X	X	

De esta primera evaluación de carácter cualitativo se desprende que el cauce es inestable, con una alta carga de sedimentos con alto potencial de erosión en los bancos, situación que es mitigada por la cobertura vegetal de los mismos.

#### 10.5.2.2. Evaluación de la estabilidad lateral del cauce

Durante las visitas de campo se observó una fuerte erosión en los bancos laterales. No obstante, por el tipo de valle en el sitio del puente y la ubicación de los bastiones no se prevé que pueda haber socavación de los mismos.

#### 10.5.2.3. Evaluación de la estabilidad vertical del cauce

Los cambios en la elevación vertical pueden llevar a procesos de agradación o degradación del material en las orillas del cauce. La agradación induce a una reducción en la sección transversal del cauce generando aumentos en los niveles de la superficie del agua, exponiendo a las estructuras a condiciones hidráulicas para las cuales no fueron diseñadas. La degradación por su parte da lugar a la exposición y socavación de las fundaciones en pilas y bastiones.

Para evaluar la estabilidad vertical del cauce del Río Sucio se carece de datos históricos sobre perfiles y elevaciones del lecho para el Río Sucio, requeridos para realizar esta evaluación, lo cual no permite definir la tendencia actual en el cauce. No obstante, durante las visitas realizadas al sitio se observó depositación de material en el fondo, lo que permite estimar que en la actualidad el cauce experimenta una tendencia al proceso de agradación.



**Fotografía 13.** Erosión en cauce Río Sucio, aguas abajo del puente.  
(LanammeUCR, 2009).



**Fotografía 14.** Depositación de material en fondo del cauce del Río Sucio.  
(LanammeUCR, 2009).



**Fotografía 15.** Depositación de material en fondo del cauce del Río Sucio.  
(LanammeUCR, 2009).

#### 10.5.2.4. Susceptibilidad del cauce al cambio: relación de Lane

La relación de Lane permite evaluar la susceptibilidad al cambio del cauce ante la influencia de disturbios o cambios externos en el curso fluvial.

No se tienen registros que sobre el Río Sucio exista alguna actividad humana que afecte el lecho del río (e.g., explotaciones mineras), por lo que el análisis se debe hacer ante los cambios que factores naturales podrían causar sobre el lecho.

Aplicando la ecuación de la relación de Lane para describir la posible respuesta por parte del cauce ante la influencia de un evento natural (e.g., aumento del caudal del río), se parte del supuesto que la pendiente y el diámetro promedio del material del lecho se mantiene constante. De acuerdo a la ecuación de Lane:

$$Q \cdot S = Q_s \cdot D_{50} \quad (\text{Ec. 6})$$

para mantener el equilibrio en la relación anterior, ante un aumento en el caudal del río se debería dar un aumento en la descarga de sedimentos (caudal sólido), lo cual podría repercutir en un aumento en la depositación de sedimentos en el lecho del río y una variación en el alineamiento del río en el sitio del puente. Esta situación podría implicar

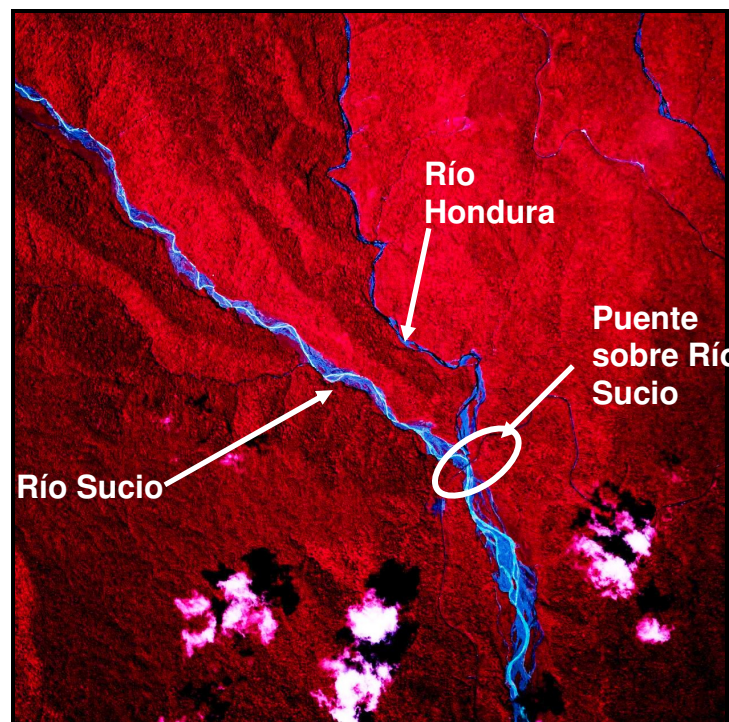
cambios en la estabilidad lateral y vertical del cauce, alterando los patrones de erosión y afectando los procesos de agradación o degradación del lecho del río.

### 10.5.3. Alineación y emplazamiento del puente sobre el Río Sucio

Una meta primordial a la hora de emplazar un puente es la búsqueda de la estabilidad del curso fluvial. La Fotografía 16 muestra el alineamiento en planta del Río Sucio para el año 1998 (Comisión Terra, 1998).

Se observa que el puente se localiza en una sección recta del río, lo que representa una condición de bajo riesgo, pues la susceptibilidad a sufrir problemas de estabilidad es relativamente menor a que si estuviera ubicado en una zona de inflexión de recodos o propiamente en un recodo.

Por otro lado, el puente sobre el Río Sucio se encuentra casi exactamente en el punto de confluencia de los ríos Sucio y Hondura, punto a partir del cual el río continúa con el nombre Río Sucio. La Fotografía 17 muestra los cauces del Río Sucio a la izquierda y del Río Hondura a la derecha. La confluencia de estos ríos muy cerca del punto donde se ubica el puente genera depositación al variar las condiciones de flujo con incrementos de carga de sedimentos y caudal (Ver Fotografía 18).



**Fotografía 16.** Ubicación del puente sobre el Río Sucio.  
(Comisión Terra, 1998).

Diciembre, 2009



LM-PI-PV-ERV-05-09



**Fotografía 17.** Cauces de los ríos Sucio (izq.) y Hondura (der.)  
(LanammeUCR, 2009).



**Fotografía 18.** Depositación en punto de confluencia de ríos  
Sucio y Hondura. (LanammeUCR, 2009).

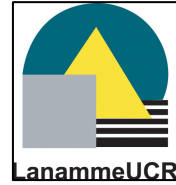




## 11. Conclusiones

1. El tramo en estudio está expuesto a varias amenazas naturales. Por medio de información histórica e información levantada por los autores, se constató que la principal amenaza que afecta el corredor es la amenaza sísmica, agente disparador de deslizamientos de suelo y roca.
2. La vulnerabilidad de las obras de drenaje intermedio fue evaluada en base a su capacidad hidráulica, considerando aspectos como sus secciones transversales y el caudal máximo correspondiente a las cuencas que sirven. Según la metodología usada, de las siete obras de drenaje intermedio evaluadas, una presenta vulnerabilidad alta y cinco presentan muy alta, lo que refleja que las 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. La fórmula de Talbot permite estimar preliminarmente el área requerida para dichas obras de drenaje.
3. La susceptibilidad de las siete cuencas analizadas a la ocurrencia potencial de flujos de lodos y detritos fue evaluada por medio de la Metodología de Kanji (2001), considerando la lluvia como principal agente disparador de flujos y luego sin considerarla, dado que la intensidad de lluvia de la zona estudiada excede los valores considerados por Kanji en la aplicación de su metodología.
4. Las cuencas analizadas que tienen obras de drenaje intermedio que presentan una vulnerabilidad alta y muy alta por falta de capacidad hidráulica, (cuencas 2,3,4,5,7 y 8), presentan una susceptibilidad a flujos de lodos y detritos de media a baja, esto principalmente por la baja inclinación de las laderas y de los canales de drenaje.
5. 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.
6. Según el resultado obtenido para el puente sobre el Río Sucio 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.
7. El Río Sucio se caracteriza por ser un cauce de tipo aluvial. y su patrón de drenaje es dendrítico. Su alineamiento en planta aguas arriba del puente es sinuoso, pasando a un alineamiento trenzado aguas abajo, para posteriormente recuperar su alineamiento sinuoso más adelante.

Diciembre, 2009



**LM-PI-PV-ERV-05-09**

A la altura del sitio del puente, se determina un alineamiento en planta sinuoso, una estabilidad relativa media, con bancos de arena alternos. De esta primera evaluación de carácter cualitativo se desprende que el cauce es inestable, con una alta carga de sedimentos con alto potencial de erosión en los bancos, situación que es mitigada por la cobertura vegetal de los mismos.

8. Los cambios en la elevación vertical pueden llevar a procesos de agradación o degradación del material en las orillas del cauce. Dado que no se tienen datos históricos sobre perfiles y elevaciones del lecho sobre el Río Sucio, no se puede definir la tendencia actual del cauce. No obstante, durante las visitas realizadas al sitio se observó depositación de material en el fondo, lo que permite estimar que en la actualidad el cauce experimenta una tendencia al proceso de agradación.
9. En la actualidad se está presentando un proceso de sedimentación en el sitio de puente, generando una mayor exposición de los elementos de la subestructura del puente, a los efectos de un evento extremo, como consecuencia de la reducción de la sección transversal del cauce por parte de la fuerte depositación de materiales en el lecho del río.
10. Los puntos anteriores permiten concluir que el tramo analizado requiere, por parte de la Administración, de atención en aspectos de estabilidad de taludes en corte y relleno como en la capacidad hidráulica de las alcantarillas y pasos de agua que se ubican a lo largo de ella, aspectos a los que debe ponérsele atención inmediata para disminuir la vulnerabilidad de la infraestructura, en especial por ser una zona con gran influencia del factor lluvia.



## 12. Recomendaciones

En esta sección se presentan recomendaciones generales para la Ruta Nacional 32, así como recomendaciones específicas para mejorar las condiciones de operación del tramo analizado y la reducción de la vulnerabilidad de sus componentes ante las diferentes amenazas consideradas.

Como recomendaciones generales para la Ruta Nacional 32 se plantea:

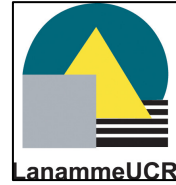
1. Establecer por parte de las diferentes instituciones encargadas de la atención de emergencias (e.g., Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias (CNE), Cruz Rojas, Cuerpo de Bomberos, Fuerza Pública) las medidas preventivas necesarias para la atención de las emergencias que 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.
2. Invertir, por parte de la Administración y otras instituciones encargadas de la atención de emergencias, recursos en la investigación geológica de la zona de impacto de la Ruta Nacional 32, pues a la fecha se cuenta con muy poca información al respecto.
3. Establecer, por parte de la Administración, un nuevo tipo de gestión de la Ruta Nacional 32 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.

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 alto y muy 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.

Diciembre, 2009



**LM-PI-PV-ERV-05-09**

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 taludes, 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 detritos 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 alto y muy 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 detritos, dado que la falta de capacidad hidráulica es una problemática potencial adicional para los conductos, dado 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 el tramo y la ruta en estudio, el cual permita identificar cualquier desplazamiento 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 de la ruta 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

Diciembre, 2009



**LM-PI-PV-ERV-05-09**

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.

4. Estudiar como alternativa para el manejo de material suelto (suelo y rocas), el provocar desprendimientos controlados de material, para lo cual debería coordinarse el cierre provisional de la vía y contar con la participación de un profesional con experiencia en la materia.
5. Analizar para las zonas rocosas inestables la utilización de métodos para la estabilización del macizo, como pueden ser el uso de anclajes para sostener rocas propensas a caer o usar concreto lanzado con malla electrosoldada para proteger el talud y evitar la erosión del mismo.
6. Para zonas donde predominen los taludes con susceptibilidad al deslizamiento de rocas de tamaño considerable se puede usar mallas especiales para retener los bloques y evitar su caída a la carretera, o bien la construcción de muros de contención con el mismo fin. La solución final que se utilice debe ser diseñada por un especialista para determinar el tamaño y resistencia de los elementos que la compongan la solución.

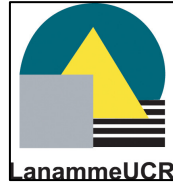
De ser utilizada esta solución, se deberá conformar una cuadrilla para que de limpieza y mantenimiento periódico al sistema (e.g., mallas, trincheras, barreras contra caída de rocas) para asegurar su buen funcionamiento.

Como recomendaciones para disminuir la vulnerabilidad del puente sobre el Río Sucio se plantea la necesidad de que la Administración realice de forma oportuna al menos las siguientes recomendaciones:

1. Como parte de los programas de mantenimiento del puente sobre el Río Sucio, 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.
2. Se debe considerar en los procesos de diseño de puentes, cuando así se requiera según lo indiquen los estudios hidrológicos que se realicen, medidas contra la inestabilidad de cauces y protección de márgenes con el fin de mitigar el daño que la erosión de los bancos laterales y los procesos de agradación y degradación puedan tener sobre la estructura del puente.

Entre las medidas de protección se pueden utilizar diques de control, bancos guía, muro de gaviones, enrocadas de pilas y bastiones, entre otros. La solución que se escoja deberá tener un respaldo técnico que asegure que dicha solución es la óptima, y no ser utilizada como simple receta.

Diciembre, 2009



**LM-PI-PV-ERV-05-09**

3. Se debe analizar la susceptibilidad al cambio del cauce por eventos naturales (e.g., crecidas extraordinarias) e inducidas por el ser humano (e.g., explotación minera del río), pues cambios en los patrones de transporte de sedimentos o en la pendiente del río pueden resultar en fenómenos de erosión o depositación no considerados inicialmente en el diseño de los puentes.

---

Ing, Roy Barrantes Jiménez  
Coordinador Unidad de Evaluación  
de la Red Vial Nacional

---

Ing. Diego A. Cordero Carballo  
Ingeniero Evaluador

---

Lic. Miguel Chacón Alvarado  
Asesor legal externo



### 13. 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., 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.
8. Denyer, P. & Kussmaul, S. (1994). *Atlas Geológico Gran Área Metropolitana*. Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
9. Instituto Meteorológico de Costa Rica. (2009). *Datos climáticos*. Recopilado el 19 de octubre de 2009 de [www.imn.ac.cr](http://www.imn.ac.cr)
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 detritos*. 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).



Diciembre, 2009



**LM-PI-PV-ERV-05-09**

22. Vargas, W. & Garro, J. (sin fecha). *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.