

6 Elementos estructurales de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1

Este capítulo analiza y discute los elementos estructurales de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1, el cual incluye estructuras civiles (puentes, viaductos y túneles), movimientos de tierra (terraplenes, cortes y rellenos), y elementos de construcción viales (secciones transversales, drenajes, etc.). Resalta también las condiciones geológicas a lo largo del trazado, las cuales tienen un impacto crítico en el diseño.

La mayoría de los elementos estructurales de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 están expuestos a los efectos climatológicos extremos incluyendo altas precipitaciones, inundaciones y erosión. Estos eventos tienen el potencial de impactar negativamente las propiedades geotécnicas. Los parámetros y condiciones geotécnicas, sensibles a eventos climáticos extremos y por tanto gobernantes del diseño, son investigados.

El trazado de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 comienza en el K0+000 y termina en el K21+600, con una longitud total de 21.6 Km. El diseño geométrico es altamente influenciado por el terreno montañoso y cuenta con curvas horizontales cerradas y pendientes máximas para mantener el trazado principalmente sobre superficie, por medio de terraplenes, cortes, puentes y viaductos.

El Diseño Fase 1 preparado por ANI previo a la etapa de licitación fue diseñado por Euroestudios (EE) para International Finance Corporation (IFC). Las obligaciones contractuales de HELIOS incluyen diseño estructural de los elementos de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1.

El Diseño Fase 2 adaptó el trazado del Diseño Fase 1, donde solo es permitida la modificación dentro de un corredor de 1 Km, 500 m a cada lado del eje central del trazado. El desplazamiento máximo encontrado entre el trazado del Diseño Fase 2 y el trazado del Diseño Fase 1 es de 250 m. El Diseño Fase 2 (actual) ha sido propuesto por HELIOS y aprobado por ANI.

Parámetros de diseño claves para el Tramo 1 incluyen:

- Velocidad de diseño: 80 km/h,
- Pendiente máxima: 7%, y
- Radio mínimo de curvas horizontales: 235 m.

Con los parámetros establecidos de diseño, y la topografía de la región, la posibilidad de realizar cambios al trazado dentro del corredor dado es bastante limitada. El Diseño Fase 2 mejoró el Diseño Fase 1 en algunos lugares evitando pasar por terrenos difíciles y condiciones geológicas desfavorables. En este proceso, El Diseño Fase 2 introdujo 9 puentes y viaductos adicionales, incrementó

ligeramente la longitud de los túneles, y reduce el espesor de rellenos y cortes tanto como fuera posible.

El Diseño Fase 2 adicionalmente se ha enfocado en estandarizar el tipo de estructuras, elementos de infraestructura (Estribos y pilares) y elementos de cimentación.

El cruce de quebradas y valles en este diseño se consigue mediante el uso de tres tipos estándar de puentes y viaductos:

- Puentes y viaductos de una sola luz con vigas tipo I postensadas, hasta de 40 m de luz máxima, con tablero de concreto reforzado.
- Estructuras metálicas en arcos de reticulado de una sola luz, con cables a tensión que soportan vigas transversales a través de colgantes con vigas que forman la parrilla de soporte, con tablero de concreto reforzado.
- Superestructuras de múltiples luces continuas mediante de voladizos sucesivos de cajón simple. Las luces sucesivas han sido diseñadas con cajones anchos, fundidos in situ utilizando el sistema postensado de voladizos sucesivos. Se encuentran vigas de profundidad variable por estructura, con voladizo en ambos lados para soporte del tráfico. La sección más profunda sobre las pilas centrales se integra con la pila/columna para resistir los momentos máximos negativos y transferir las fuerzas horizontales a la columna y la fundación.

Todas las fundaciones son caissons perforados involucrando diferentes diámetros como: 1.3m Ø, 1.4m Ø, 1.5m Ø, 1.8m Ø, 2.0m Ø, 2.25m Ø, 2.5m Ø, y 3.5m Ø y embebidos en la roca, la cual es Lutita en el caso de la parte 1 del trazado, y arcillolita/litita en las partes 2 y 3 del trazado.

Una comparación del Diseño Fase 2 y el Diseño Fase 1 del trazado muestra que no hay mayores desviaciones y ambas parecen bastante similares. Los ajustes al diseño de la Fase 2 en pocas zonas geológicamente difíciles del trazado, con observados comportamientos críticos, como deslizamientos y movimientos en masa. Sin embargo, los ajustes y cambios en general no logran eliminar potenciales problemas con deslizamientos, movimientos en masa y otras condiciones desafiantes que pueden aún afectar negativamente los puentes, muros, cortes, portales de túneles y rellenos.

Para este análisis, Ruta de Sol, Sector 1, Tramo 1, se subdivide en tres partes basándose en las características estructurales a lo largo del trazado. Estas partes son:

Parte 1: Ascenso desde Villeta hasta el Túnel El Trigo (K0+000 a K12+382)

Parte 2: Secciones de los Túneles El Trigo y La Cumbre (K12+382 a K16+160)

Parte 3: Descenso desde el Túnel La Cumbre a Guaduas (K16+160 a K21+600)

Las abscisas y los elementos estructurales dentro de éstos párrafos hacen referencia al Diseño Fase 2. De no especificarse lo contrario, los números de las abscisas y los parámetros de diseño del trazado se refieren a la calzada derecha.

La pendiente de los cortes y rellenos se muestra generalmente como una relación entre el ancho horizontal versus la altura del corte (H:V), mientras que la altura vertical es unificada y mostrada como “1”. Por ejemplo, una pendiente 0.5:1 (H:V) es más empinada que una pendiente de 2:1 (H:V). Debido a que en este contexto una ladera más empinada es más crítico, una nomenclatura inversa es también utilizada: vertical versus horizontal (V:H), con el objetivo de resaltar las laderas más empinada con un valor numérico más alto, especialmente en las gráficas. En esta nomenclatura inversa, los números del ejemplo anterior serían 2:1 (V:H) para la ladera más empinada, y para la ladera más llana sería 0.5:1 (V:H). Para evitar confusiones, la definición se da entre paréntesis posterior a cada valor.

Para un mayor detalle en relación con los elementos estructurales, referirse al Apéndice 3, el cual incluye el tipo de estructura, la ubicación, información geométrica y el tipo de cimentación, en forma de cuadro resumen.

Para este capítulo, como referencia para la documentación de deslizamientos y avalanchas se ha utilizado el “Informe Final de Geología para Ingeniería y Geotecnia” del Informe del Diseño Fase 2, (Informe 2361-00GG-RP-001, fechado en Mayo 2011 [118]).

6.1 Parte 1 – Ascenso desde Villeta hacia el Túnel El Trigo – Portal oriental

La parte 1 del trazado cubre el ascenso desde Villeta (K0+000) hacia el portal oriental del Túnel El Trigo (K12+382) y tiene una longitud de 12,382 m.

Esta sección tiene curvas horizontales fuertes con profundos cortes y rellenos, numerosos puentes y viaductos con trazados curvos y rectos. A lo largo del trazado hay varios sitios identificados como desafiantes geotécnicamente,

movimientos en masa y fallas geológicas. Se han documentado movimientos en masa y deslizamientos pasados, especialmente en las laderas altas y empinadas donde se tienen planeados cortes y rellenos a lo largo del trazado. Entre el K0+000 y el K5+400, el trazado discurre a lo largo del perímetro del sistema de Falla Quebrada Negra. Entre el K5+540 y el K7+500, el trazado invade o se encuentra en gran proximidad a éste sistema de fallas.

En el Diseño Fase 2 el tipo de estructuras, infraestructuras (estribos y pilares), y los elementos de cimentaciones fueron estandarizados para esta sección. Por ejemplo, de las treinta y tres estructuras incluidas en la sección, seis son puentes de vigas tipo I postensadas, seis son de cajón postensado fundido en sitio, y sólo una estructura de acero tipo arco ha sido utilizada. La mayoría de los estribos son vigas cabezales simplemente apoyadas sobre caissons, y los pilares/columnas son también integrados con los elementos de cimentación. Las fundaciones son todas caissons excavados variando entre 1.2 y 3.5m de diámetro, típicamente embebidas en Lutita, arenisca o arcillolita.

6.1.1 Puentes

Los Diseños Fase 2 especifican treinta diferentes puentes y viaductos entre el K0+000 y el K12+382 como se lista a continuación.

Tabla 6-1. Puentes y Viaductos en Parte 1 – K0+000 – K12+382

Puente/Viad. Número	Nombre de la Estructura	Inicio Aprox.	Fin Aprox.	Longitud Aprox. (m)	
1	1	Puente Intersección Villeta (sobre)	1+655	1+655	39
2	2	Puente Quebrada El Cune	1+915	2+154	239
3	3	Puente La Marcelina	2+578	2+897	319
4	4	Puente El Pencil	4+120	4+259	139
5	5	Puente Quebrada Corazón	5+200	5+299	99
6	6	Puente Quebrada Los Cristales	6+610	6+869	259
7	7	Viaducto K8 (Sobre, Giro en U)	8+000	8+000	N/A
8	8	Viaducto El Diamante	8+215	8+315	100
9	9	Viaducto Palermo	8+503	9+287	784
10	10	Viaducto La Esperanza	9+834	10+132	298

11	11-d	Viaducto San Isidro (derecho)			10+780	11+069	289
12	11-i	Viaducto San Isidro (izquierdo)			10+780	11+100	320
13	12-d	Viaducto (derecho)	Quebrada	Honda	11+676	11+942	266
14	12-i	Viaducto (derecho)	Quebrada	Honda	11+676	11+978	302
15	13-d	Viaducto El Trigo (derecho)			12+150	12+319	169
16	13-i	Viaducto El Trigo (izquierdo)			12+025	12+399	374

6.1.2 Diseño del Trazado y de la Vía

Entre aproximadamente el K0+000 y el K1+600, Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 se adopta el trazado de la existente ruta 50 y se desvía de los parámetros generales de diseño dados para el nuevo trazado para seguir la muy cerrada y empinada curva de la ruta existente, entre el K0+000 y el K0+200.

A lo largo del trazado entre el K3+000 y el K4+200 (1,200m) el trazado cambió en el Diseño Fase 2 comparado con el Diseño Fase 1. El máximo desplazamiento horizontal hacia la derecha con respecto al trazado del Diseño Fase 1 es aproximadamente 150m en la abscisa K3+200 y alrededor de 200m en la abscisa K4+000.

Entre las abscisas aproximadas K5+400 y K7+800 (2,400m), el trazado ha cambiado en el Diseño Fase 2 para obtener un máximo desplazamiento horizontal hacia la derecha del trazado original de aproximadamente 250m en la abscisa K6+150 y 150m en la abscisa K7+080.

Entre las abscisas aproximadas K8+500 y K9+285 (785m), el trazado ha cambiado en el Diseño Fase 2 para obtener un máximo desplazamiento horizontal hacia la izquierda del trazado original de aproximadamente 150m en la abscisa K8+900.

Entre las abscisas aproximadas K9+600 y K10+140 (540m), el trazado ha cambiado en el Diseño Fase 2 para obtener un máximo desplazamiento horizontal hacia la izquierda del trazado original de aproximadamente 100m en la abscisa K9+900.

Entre las abscisas aproximadas K12+000 y K13+600 (1,600m), el trazado ha cambiado en el Diseño Fase 2 para obtener un máximo desplazamiento horizontal hacia la izquierda del trazado original de aproximadamente 50m en la abscisa K12+320

Geometría Horizontal:

El proyecto inicia con una curva compuesta completamente hacia la derecha en peralte máximo ($E_{\text{máx}} = 8\%$) usando una velocidad de diseño reducida de 30 Km/h para mantener una proximidad a la ladera de la montaña, terminando alrededor del K0+476. La vía continua con un par de curvas hacia la izquierda, con una sección tangencial corta a ellas de aproximadamente 75m, donde al parecer la velocidad de diseño hacia la velocidad aceptada por el proyecto de 80 Km/h dentro del intercambiador tipo trébol que sirve a Villeta hacia el este (aproximadamente en el K1+650).

Otra serie de curvas a la izquierda, derecha e izquierda, cercanas al peralte máximo de 8.0% tienen lugar a lo largo del trazado para mantener proximidad a la ladera en el K1+910. Comenzando en el K2+190, una curva de 410 m de longitud hacia la derecha, con un radio de 993.35 m, pasando a un peralte de 3.4%, lleva al trazado a un corte profundo y un largo cruce del cañón en La Marcelina. El trazado continúa con una serie de curvas alternantes (derecha, izquierda, derecha, derecha, izquierda), algunas con tangentes cortas entre sí (aproximadamente 20 a 30 m), cercanas a una pendiente muy alta (7.1% a 8.0%) en el K4+284.

Entrando al área del Peaje El Cune cerca al K4+300, el trazado deja de ser curvilíneo con varias curvas de gran longitud y menos cerradas, principalmente hacia la izquierda. La máxima pendiente en estas curvas alcanza 6.9%, para las curvas posteriores es de alrededor de 6.2%. Esto se extiende hasta el K8+482.

En el K9+367, hay otra serie de curvas alternantes (derecha, derecha, izquierda, derecha, izquierda, derecha, izquierda, derecha) que se encuentran cerca al peralte máximo (entre 7.9% y 8.0%). Las primeras dos curvas de este grupo son relativamente cortas, pero con distancias tangenciales suficientemente largas entre ellas para cruzar la Quebrada Palermo y la Quebrada La Esperanza. Debido a que la vía cruza las quebradas San Isidro y Honda y las zonas cercanas de deslizamientos y avalanchas, las curvas bien son, compuestas o tienen secciones transversales cortas (18 m a 169 m) entre ellas, en el camino hacia el portal del túnel.

Geometría Vertical:

El proyecto inicia con una curva vertical empanada cuya máxima pendiente es de +8.32% para la calzada izquierda y de +11.14% para la calzada derecha. Con un mejoramiento continuo del trazado, la pendiente disminuye hasta +2.30% hasta el intercambiador tipo trébol que sirve a Villeta (aproximadamente en el K1+650). Poco después, el pendienteado vertical aumenta hasta variar entre +3.63% y 3.99% entre el K1+650 y el K3+019, hasta una pendiente máxima de +6.33% hasta el K3+710.

Continuando con el ascenso, la pendiente baja a +5.33% y posteriormente disminuye a +3.40% hasta el Peaje El Cune aproximadamente en el K4+783, y rápidamente retoma su empinado ascenso hasta en +7.00%, pendiente máxima en el K6+236. La pendiente cae a un +5.40% hasta el K7+457, e incrementa ligeramente a +6.00% y cae de Nuevo a 4.58% mientras la vía se acerca al Viaducto Palermo en el K8+460, incrementa de nuevo a +5.54% sobre el viaducto aproximadamente en el K9+357. Cerca al K9+357, la pendiente vertical se mantiene entre +6.43% y +6.82% hasta el portal de entrada al Túnel El Trigo en el K12+382.

Terraplenes:

Los terraplenes incluyen los elementos estructurales estándar y las dimensiones que definen las secciones transversales de la vía. Los terraplenes que a continuación se describen son típicos a lo largo del trazado.

La sección transversal típica de terraplenes entre el K0+000 y el K12+382 tienen dos carriles de 3.65 m en cada dirección, bermas internas de 1.0 m, y bermas externas de 2.5 m, con un bombeo del 2% hacia el costado externo. Se encuentra entre ambas calzadas un separador de 4.0 m. Dependiendo de la geometría horizontal y vertical, cada calzada puede ser controlada por perfiles independientes (por ejemplo el perfil en sentido norte puede diferir del perfil sentido sur), en las cuáles la diferencia de elevación entre las vías es acomodada mediante el uso de dicho regulador. En el extremo exterior de cada calzada, se encuentra un tope de servicio con pendiente de 4.0%, y un canal de 1.75 m para llevar el drenaje y puede servir como área de almacenamiento temporal para escombros de deslizamientos menores. No parece haber uso de un área despejada, barreras o barandas para protección más allá de un bordillo en la base de las excavaciones.

Cortes y rellenos para la banca:

Por fuera de la sección central de los terraplenes, las pendientes de cortes y rellenos varían entre 0.5:1 y 2.5:1(H:V), con la mayoría de pendientes entre 0.5:1 y 1:1 (H:V) a lo largo del trazado entre el K0+000 y el K12+382.

Mayores detalles se presentan en las siguientes secciones.

6.1.3 Elementos estructurales del segmento 1-1

Este segmento comienza en el K0+000 en Villeta y termina en el K1+915 en el Puente Quebrada El Cune, tiene una longitud total de 1,915 m.

Entre la abscisa K0+000 y la K1+655 (antes del intercambiador de Villeta), 3 deslizamientos (MF-1 a MF-3) han sido reportados, tabulados y presentados en mapas, como áreas críticas en los documentos de Diseño Fase 2. Estos adicionalmente recomiendan medidas de mitigación para esta área.

Otros tres deslizamientos fueron identificados en el mismo reporte, entre el intercambiador de Villeta y la abscisa K2+155.

6.1.3.1 Movimientos de tierra entre la abscisa K0+000 y la K1+450

Esta sección se caracteriza por curvas cerradas y pendientes empinadas en la primera mitad de la sección, como se detalló anteriormente. Está acompañada por cortes profundos y rellenos en el área de rocas sedimentarias de grano fino (lutitas y lodolitas). Este tipo de rocas presenta fácil fractura, posiblemente a lo largo de planos de estratificación, cuando se encuentran con excesivos flujos de agua. Las áreas más críticas serán aquellas con planos de estratificación meteorizados con ángulos empinados, excediendo los 45 grados sobre la excavación o corte. Algunos movimientos del suelo y deslizamientos pueden ocurrir en las partes altas sobre la vía, especialmente en las áreas de cortes profundos entre los puentes y el área de la vía antes del intercambiador. El Puente Intercambiador Villeta, así como los rellenos y cortes requeridos, pueden complicar aún más la estabilidad de la vía y las estructuras.

Las laderas en corte previstas para este segmento tienen cortes máximos entre 13 m y 62 m, mientras que los rellenos tienen un espesor máximo de 31 m. El gradiente de las pendientes varía entre 2:5 y 0.4:1 (H:V), inversamente: 0.4:1 a 2.3:1 (V:H).

La altura más crítica de laderas empinadas en esta sección se encuentra en los cortes de la abscisa K0+000 (altura: 54m; pendiente: 2.3:1 (V:H)) y en la abscisa K0+120 (altura: 41m; pendiente: 1.3:1 (V:H)), así como los grandes rellenos en las abscisas K0+250 (altura: 20m) y K0+610 (altura: 31m), y, combinado con una pendiente de 1:1 (V:H) en la K0+265 (altura: 22m).

6.1.3.2 Intercambiador de Villeta desde la Abscisa K0+450 a K1+915

EL intercambiador de Villeta en el K1+655 incluye varios terraplenes con pendientes de ladera típicamente hasta de 12 m de espesor, y con gradientes de rellenos variando entre 3:1 y 6:1 (H:V), inversamente: 0.33:1 a 0.67:1 (V:H).

6.1.3.3 Puente Intercambiador Villeta

El Puente Intercambiador Villeta tiene una longitud de 39 m, de una sola luz, perpendicular al trazado y actúa como sobrepaso a la Ruta del Sol en el intercambiador. La superestructura del puente se ubica en la abscisa K1+655 y está compuesto por 4 vigas tipo I postensadas con paca de concreto reforzado soportado por estribos con viga cabezal sobre caissons de Ø 2-1.8m, de 33 m de longitud. Los pilares son dos caissons, los cuales no están diseñados para soportar la presión del suelo desde atrás. Los muros de contrafuerte son anclados con rellenos en tierra reforzados. Los rellenos son de entre 5 y 7 m de altos y son reforzados con geotextil para proteger los soportes del puente.

Basados en la experiencia general los cobertura de los geotextiles parece ser poca para la altura del relleno. Por ejemplo, es beneficioso si se rellena con material granular seleccionado o roca partida con anclajes más largos, con el objetivo de proveer factores de seguridad suficientes para fallas profundas, y para proteger los dos caissons y pilares.

Los caissons se han diseñado para penetrar los depósitos de coluvión bajo el relleno reforzado, y son anclados en un estrato de Lutitas, las cuales son sensibles a la humedad y los cambios de presión.

6.1.4 Elementos Estructurales del Segmento 1-2

Este segmento inicia en el Puente Quebrada El Cune (K1+915) y termina en el Puente Los Cristales (K6+610), con una longitud total de 4,695 m.

Esta sección cubre los siguientes cuatro puentes: Puente Quebrada El Cune, Puente La Marcelina, Puente El Pencil y Puente Quebrada Corazón, así como profundos cortes y rellenos a lo largo del trazado. Cada puente tiene una superestructura independiente para cada sentido. Las superestructuras de todos los puentes en el costado izquierdo tienen tres vigas postensadas en I y, en el costado derecho tienen un máximo de cuatro vigas postensadas en I. La longitud típica de las vigas I es de 40 m, excepto una de 45 m en el Viaducto Palermo. Todos los puentes cuentan con losas de concreto reforzado, similares a otros puentes del proyecto.

Las superestructuras se soportan por pilares tipo “cabeza de martillo” de una sola columna rectangular sobre bases cuadradas soportadas por cuatro caissons cada una, exceptuando el Puente el Pencil. Cada puente con dobles superestructuras tiene 3 y 4 vigas postensadas sobre vigas cabezal en concreto (vigas sobre pilares), soportado por dos extensiones de los caissons como columnas circulares.

De manera similar al Puente Intercambiador Villeta, los cuatro puentes son diseñados con estribos con vigas cabezal soportados sobre dos caissons. Estos

estribos no son diseñados para soportar la presión del suelo en la parte posterior. Los muros posteriores son anclados con rellenos reforzados. El relleno en suelo granular seleccionado en la parte posterior varía entre 3 y 8 m de altura, reforzado con geotextil de alta resistencia con el propósito de proteger los soportes del puente. Para conseguir esto, el relleno debe consistir de material granular seleccionado y debe tener suficientes factores de seguridad para fallas profundas con el objetivo de proteger los dos caissons.

Todos los estribos tienen la misma disposición para puentes y viaductos en el proyecto con dos caissons soportando principalmente cargas verticales, y rellenos reforzados autoportantes con geotextiles de cobertura limitada (la longitud es considerablemente menor a la altura de los rellenos). Bajo los rellenos reforzados, los caissons usualmente penetran las capas superiores de suelo y/o los depósitos de coluvión de espesor variable, y se encuentran embebidos en los depósitos de lutitas, los cuales son sensibles a la humedad y cambios de presión. Esta disposición de cimentación para estribos puede ser más susceptible a pérdida de estabilidad debido a deslizamientos causados por meteorización e inundaciones debidas a las fuertes lluvias que se presentan durante eventos climáticos extremos.

6.1.4.1 Puente Quebrada El Cune

El Puente Quebrada el Cune está localizado entre el K1+915 y el K2+154. Es un puente doble que consta de seis luces de 40 m, simplemente apoyadas para una longitud total de 239 m. Los espaciamientos paralelos de las superestructuras presentan cuatro vigas rectas postensadas en I en el lado izquierdo y tres en el lado derecho. La longitud máxima de las vigas es de 40 m. Todas las vigas postensadas en I son rectas y actúan de manera compuesta con losa en concreto.

Los estribos de cada superestructura se soportan por vigas cabezal sobre caissons de diámetro \varnothing 2-1.8m y de longitud de 32 m. Los rellenos detrás de los estribos son de aproximadamente 11 m de altura y son reforzados con geotextil para proteger los soportes. Los refuerzos de todos los rellenos parecen ser cortos para sus alturas. Los muros bajo estribos, con tierra anclada reforzada, parecen también cortos.

Evidencia de movimientos en el suelo puede ser encontrada en cada estribo propuesto, y debe ser un asunto de cuidado y ser de especial consideración en el diseño.

Los cinco pilares tipo “cabeza de martillo” del Puente Quebrada El Cune son de 10 a 12 m de altura. Cada una de las cinco columnas rectangulares está fundada

sobre una cimentación de cuatro caissons de diámetro \varnothing 1.5m de 25 m de longitud.

Los caissons penetran alrededor de 5 m en los depósitos de coluvión y son anclados en los depósitos de lutita, la cual es sensible a la humedad y los cambios de presión. Debe hacerse notar que en la parte delantera de los estribos hay evidencia de movimientos del suelo, lo cual debe ser un tema de consideración.

6.1.4.2 Movimientos de tierra de la abscisa K2+154 a la K2+578

El movimiento de tierra de la abscisa K2+155 a la K2+540 se localiza principalmente al costado derecho de la vía propuesta. Este segmento de 424 m de longitud incluye áreas de relleno con un máximo espesor de relleno de aproximadamente 13 m y, en promedio, gradientes de pendiente moderada variando de 0.4:1 a 0.6:1 (H:V). Las áreas de cortes más profundos están mayoritariamente en el costado derecho de la vía propuesta con alturas de corte variando aproximadamente de 19 m a 31 m, y, en promedio, gradientes de pendiente moderada de 1.7:1 (H:V), inversamente 0.6:1 (V:H).

Entre estas abscisas, 3 deslizamientos (MF-4 a MF-6) han sido reportados.

6.1.4.3 Puente La Marcelina

El Puente La Marcelina se localiza entre el K2+578 y el K2+897 y cuenta con 8 luces simples de 40 m cada una, para una longitud total de 319 m. Las dos superestructuras cuentan con 3 vigas postensadas en I en el costado derecho y 4 en el costado izquierdo, todas actuando de manera compuesta con el tablero en concreto reforzado. La calzada izquierda del puente es 40 m más larga que la derecha, para un total aproximado de 360 m.

Los 8 pilares tipo "cabeza de martillo" del Puente La Marcelina se cimentan en infraestructuras similares a las previamente discutidas, con columnas simples rectangulares entre 10 y 20 m de altas que se cimentan sobre zapatas soportadas por 4 caissons de diámetro \varnothing 1.5 m, cada uno de 22 m de longitud.

Los estribos de cada superestructura se soportan en vigas cabezal sobre 2 caissons de diámetro \varnothing 1.5 m, de 25 m de longitud.

Todos los caissons del Puente La Marcelina penetran 10 a 12 m en los depósitos coluviales y quedan embebidos en depósitos de lutita, la cual es sensible a la humedad y los cambios de presión. A lo largo de la ubicación de este puente se encuentra evidencia de movimientos del suelo.

6.1.4.4 Movimientos de tierra de la abscisa K2+897 a la K3+400

Este segmento de 503 m de longitud incluye áreas de rellenos con un espesor máximo de 9 m y una pendiente en promedio de 0.5:1 (V:H), y áreas de corte en ambos lados de la vía (principalmente en el lado derecho) con alturas máximas variando entre 10 y 25 m y pendientes en las laderas medianamente moderadas variando entre 0.25:1 y 0.4:1 (V:H). Sin embargo, un corte entre el K3+320 y el K3+350 tiene una pendiente en el corte más crítica de 1.1:1 (V:H) y una altura de alrededor de 20m.

Entre estas abscisas, dos deslizamientos han sido reportados, incluidos los identificados como MF-7 y MF-8.

6.1.4.5 Movimientos de tierra entre las abscisas K3+400 y K4+120

Este segmento de 720 m de longitud incluye áreas de relleno con un espesor máximo variando entre aproximadamente 11 a 28 m y con pendientes variando de 0.4:1 a 1:1 (V:H). El punto más crítico, con una altura de relleno de 28 m y una pendiente de 1:1 (V:H), se localiza en la abscisa K3+850.

Áreas de corte del segmento tienen alturas variando entre 15 y 35 m y pendientes de ladera variando entre 0.8:1 y 1.25:1 (V:H). cortes empinados se han diseñado entre el K3+930 (1.2:1 (V:H) y K4+070 (1.25:1 (V:H)), mientras que la altura de dichos cortes es moderada, entre 20m y 25 m.

Entre estas abscisas, 6 deslizamientos han sido reportados, incluyendo los identificados como MF-9 y MF-12.

6.1.4.6 Puente El Pencil

El Puente El Pencil se localiza entre las abscisas K4+120 y K4+259, y cuenta con una longitud total de 139 m. El puente simplemente apoyado cuenta con 4 luces dobles (29, 40, 40, 29.5 m) y es diseñado en un radio de curvatura de 253 m. El puente tiene superestructuras separadas, la superestructura izquierda cuenta con 4 vigas rectas tipo I postensadas y el derecho cuenta con 3 vigas I, con una longitud máxima de 40 m y actúan en forma compuesta con el tablero de concreto reforzado. Las superestructuras se soportan en estribos y cabezales, cada uno con 2 columnas circulares, las cuales son una extensión de los caissons de diámetro Ø 1.5 m. La longitud total de los caissons es de 42 m para las pilas y de 35 m para los estribos. Los caissons de diámetro Ø 1.5 m en el Puente El Pencil penetran alrededor de 15 m de suelo en los pilares y 15 m en los depósitos coluviales en el estribo de entrada antes de alcanzar el estrato de Lutita, el cual es sensible a la humedad y los cambios en las cargas.

No se encuentran deslizamientos y fallas geológicas han sido documentadas en la ubicación de este puente.

6.1.4.7 Movimientos de tierra desde la abscisa K4+259 a la K4+570

Esta sección incluye el peaje El Cune (K4+400 a K4+580). Esta sección de 310 m de longitud incluye áreas de relleno con un espesor máximo que varía entre 13 m y 18 m, con pendientes entre 0.5:1 y 1.1:1 (V:H). Las áreas de corte son mayoritariamente en el costado izquierdo de la vía, con una altura máxima de corte de 25 m y una pendiente promedio de 1.25:1 (V:H).

Entre estas abscisas, 1 deslizamiento ha sido reportado, denominado MF-13.

6.1.4.8 Movimientos de tierra entre las abscisas K4+570 y K5+200

Este segmento de 630 m de longitud incluye cortes en ambos lados de la vía con pendientes entre 12 m y 17 m y pendientes entre 1.1:1 y 1.2:1 (V:H). Las áreas de lleno al final del segmento tienen un espesor máximo de 11 m y una pendiente promedio de 0.5:1 (V:H).

Entre estas abscisas, 2 deslizamientos han sido reportados incluyendo los identificadas MF-14 y MF-15.

6.1.4.9 Puente Quebrada Corazón

El Puente Quebrada Corazón tiene un total de 99 m y se ubica entre las abscisas K5+200 y K5+299. Este puente es una estructura doble de tres luces simplemente apoyadas (29.5-40-29.5m). La superestructura del costado izquierdo cuenta con cuatro vigas rectas postensadas en I, la superestructura del costado derecho tiene 3 vigas en I, de máxima longitud 40 m, actuando de manera compuesta con la losa de concreto reforzado.

Dos pilares tipo “Cabeza de martillo”, con Alturas de entre 7 y 9 m cada uno, se cimentan en cuatro caissons de diámetro Ø 1.5 m, de 15 m de longitud.

Los estribos de cada superestructura se soportan en vigas cabezal sobre 2 caissons de diámetro Ø 1.5 m, de 15 m de longitud, de los cuales solo 11 metros están empotrados en suelo. La longitud empotrada parece ser mucho más corta considerando que la toda la longitud se encuentra en suelo débil.

Todos los caissons del Puente Quebrada Corazón penetran alrededor de 10 m de depósito de la capa superficial del suelo y se fundan en depósitos de lutita, la cual es sensible a la humedad y a los cambios de presión.

6.1.4.10 Movimientos de tierra de la abscisa K5+299 a la K6+610

Este segmento de 1,311 m incluye en su mayoría cortes con una altura máxima variando entre 15 y 150 m (predominantemente en el costado derecho) y una pendiente de ladera variando entre 0.9:1 y 1.4:1 (V:H), y una relativamente corta área de relleno con un espesor máximo de 22 m y un promedio de pendiente de 0.4:1 (V:H). El corte más alto de esta área tiene una altura de 50 m y una ladera empinada de 1.3:1 alrededor de la abscisa KK5+800.

Una falla sin nombre, localizada en el costado más occidental del Sistema de Fallas Quebrada Negra cruza aproximadamente en el K5+400.

Entre estas abscisas no se han reportado deslizamientos.

6.1.5 Elementos estructurales del segmento 1-3

Este segmento comienza en el Puente Quebrada Los Cristales (K6+610) y termina en el Viaducto Palermo (K9+287) con una longitud total de 2,677 m.

Esta sección cubre 1 puente y 3 viaductos: el Puente Quebrada Los Cristales, el Viaducto K8, el Viaducto El Diamante, y el Viaducto Palermo.

Esta sección incluye también cortes profundos y rellenos a lo largo de la vía, los cuales se ubican en áreas potencialmente inestables entre el Puente Quebrada Los Cristales y el Viaducto El Diamante. Cerca de 800 m después del estribo del Puente Quebrada Los Cristales, una falla geológica coincide con un importante deslizamiento. Tres fallas cruzan aproximadamente en las abscisas K7+000, K7+030 y K7+500. Las tres fallas tienen ligeramente diferentes direcciones y se ubican en la parte más occidental del sistema de Fallas Quebrada Negra. Las tres líneas de falla se encuentran entre sí aproximadamente 250m al sur de la abscisa K7+000.

Cada viaducto y puente tiene un a separada superestructura doble para el tráfico en cada dirección. Los puentes de luces simples tienen superestructuras con tres vigas postensadas en I en el costado derecho y cuatro en el costado izquierdo, con vigas rectas de longitud máxima 40 m actuando de forma compuesta con la losa de concreto reforzada, similar a otros puentes.

Los dos viaductos son más complejos. El Viaducto K8 cuenta con 3 luces continuas en medio de una curva cerrada, sirviendo como giro en U, I viaducto es una luz simple tipo arco.

6.1.5.1 Puente Quebrada Los Cristales

El Puente Quebrada Los Cristales tiene 259 m de longitud, ubicado entre las abscisas K6+610 y K6+869 con siete luces dobles (29.5, 40, 40, 40, 40, 40 y 29.5m) La estructura se soporta en todas las luces en una curva horizontal. La superestructura del costado izquierdo cuenta con cuatro vigas postensadas tipo I y tres en el costado derecho, de máximo 40m de longitud, actuando de manera compuesta con la losa de concreto reforzada.

Los 6 pilares del Puente Quebrada Los Cristales se componen de infraestructuras similares a las del Puente El Cune, con pilares tipo “Cabeza de martillo” con una altura que varía entre 7m y 21m. Las zapatas del puente se soportan sobre cuatro caissons de \varnothing 1.5m de diámetro.

Los caissons para cuatro luces intermedias tienen 31m de longitud y los caissons para las dos luces externas son de 15m y 10m de longitud.

Las vigas cabezales de los estribos se soportan también sobre 2 caissons de diámetro \varnothing 1.5m de 15m y 10m de longitud. Los caissons penetran cerca de 10m en los depósitos de suelo y se incrustan en depósitos de coluvión.

6.1.5.2 Movimientos de tierra entre abscisas K6+869 y K8+000

Este segmento de 1,131 m incluye áreas de relleno con espesores máximos variando entre 14 y 21 m, con una pendiente de 0.5:1 (V:H). Los cortes tienen una altura variando entre 14 y 22 m, y una pendiente empinada de 1.4:1 (V:H).

Entre estas abscisas, 7 deslizamientos han sido reportados, incluyendo los denominados MF-17 a MF-22.

6.1.5.3 Viaducto K8

El Viaducto K8 tiene una longitud de 80m construidos sobre líneas de tráfico de la abscisa K8+000, y sirve como giro en U entre las dos calzadas. Tiene una única superestructura y construida en una curva horizontal de radio 25m. El viaducto es diseñado como viga cajón en concreto reforzado con tres luces (20, 28.5, 31.5m). La losa ha sido construida como parte integral de la viga cajón. En cada estribo, la superestructura está soportada por cabezales en dos columnas circulares de diámetro 2.0m, las cuáles son una extensión de los caissons. La longitud total de los caissons es de 30m. Cada uno de los dos pilares tienen zapatas sobre cuatro caissons de diámetro \varnothing 1.3m.

Al parecer los caissons son bastante cortos para esta estructura, basándose en los sondeos en las proximidades. Se deben hacer sondeos especiales cercanos a estas cimentaciones.

Debe hacerse notar que alrededor del viaducto hay indicaciones de movimientos en masa, los cuales deben ser tenidos en consideración para el diseño del viaducto.

Un evento fuerte de lluvia de larga duración tiene el potencial de derivar en importantes movimientos en masa, y tendrá efectos degenerativos en el viaducto y en el trazado. Debe hacerse notar que un puente de vigas continuas es sensible a movimientos diferenciales de soporte.

6.1.5.4 Movimientos de tierra entre las abscisas K8+000 y K8+215

Este segmento de 215 m de longitud incluye áreas de relleno con espesor máximo de 14 m, y una pendiente promedio de 1.4:1 (V:H), y áreas de corte con alturas máximas de aproximadamente 21 m, y una pendiente de 1.5:1 (V:H).

En este segmento, un deslizamiento ha sido reportado, identificado como MF-23.

6.1.5.5 Viaducto El Diamante

El Viaducto El Diamante es una estructura en acero en arco de 100 m de longitud, con un arco independiente de 18 m para un par de superestructuras localizadas entre las abscisas K8+215 y K8+315.

Los estribos de cada arco están soportados por dos zapatas conectadas con una viga transversal pesada tipo cajón. Cada zapata se soporta en un par de caissons de \varnothing 1.8 m, de 17 m de longitud cada uno. Estos caissons deben ser verificados después de que sondeos en los estribos sean realizados. Es necesario hacer notar que hay posibles deslizamientos en el área.

El arco superior se conecta con cables que soportan las vigas inferiores a tensión. Las vigas inferiores de 1.8m de altura, las cuales son vigas cajón en acero, soportan vigas transversales de 1.5 m de altura, también vigas cajón en acero. Un grupo de siete vigas de acero en I sobre vigas transversales crean la parrilla de soporte para una placa de concreto reforzado.

Posibles deslizamientos se pueden observar en los planos de esta área.

6.1.5.6 Movimientos de tierra entre la abscisa K8+315 y la K8+503

Este segmento de 188 m de longitud incluye áreas de relleno con un espesor máximo de 18 m y pendiente de 0.6:1 (V:H). Las pendientes de los cortes en esta sección tienen un máximo de 17 m y una pendiente promedio de 0.4:1 (V:H).

Entre estas abscisas se ha reportado 1 deslizamiento.

6.1.5.7 Viaducto Palermo

El Viaducto Palermo se localiza entre las abscisas K8+500 y K9+287, con una longitud total de 784 m. El Viaducto Palermo es el puente más largo del Tramo 1. El viaducto es diseñado como una estructura doble con un grupo de 2-3 luces continuas y una luz simple en el estribo de entrada. Las luces continuas serán construidas por vigas cajón en voladizos sucesivos fundidos en sitio. Las vigas cajón son de espesor variable en cada superestructura de voladizo, con la sección más profunda en las pilas centrales para resistir el máximo momento negativo. Las vigas cajón en las pilas centrales se integran con las pilas. Sin embargo, una pila localizada entre los luces continuas no está integrada y soporta voladizos balanceados hacia ambos costados. La viga cajón sobre esta pila está soportada en Neoprenos de deslizamiento, pero para resistencias sísmicas se encuentran atadas a los pilares y los tendones pre-esforzados.

En el grupo de 3 luces continuas, la que se encuentra junto al estribo de salida es la más grande con una longitud de 220 m. Los dos voladizos son más cortos con una longitud de 110 m.

Las columnas de los dos pilares principales son de 84 y 78 m de altura, de forma rectangular con espesores variables, con un máximo de 8 x 12 m en el nivel inferior. Ambas columnas se encuentran integradas a las vigas cajón. Los dos pilares principales de las 3 luces continuas se encuentran sobre grandes zapatas con 6 caissons de diámetro Ø 3.5 m. La longitud de estos caissons es de 43 y 63m, respectivamente, en cada pilar de la luz principal conjunta a los estribos.

Los soportes finales de las tres luces continuas en la salida de los estribos son apoyos de expansión con anclajes de diámetro 50 mm (2"), para enfrentar las limitaciones sísmicas.

Las columnas del grupo más corto de 3 vigas continuas en la abscisa baja, con una luz principal de 150 m y dos voladizos de 74 m son de 54 y 30 m de altura. Las columnas son también de forma rectangular de 6x3m, con zapatas soportadas en cuatro caissons de diámetro Ø 1.8 m y 2.25 m.

Los pilares restantes tienen cuatro caissons de 2.25 m y 2.5 m de diámetro. Los soportes al final de los voladizos son soportes de expansión y se soportan por

pilas más ligeras y flexibles, sobre cuatro caissons de 1.8 m de diámetro. Adicionalmente, están ancladas con cables pos-tensados, con perforaciones deslizadas de 0.5 m de longitud para permitir movimientos de 0.25 m en cada dirección.

A la entrada del estribo, la superestructura del costado izquierdo cuenta con cuatro vigas en I postensadas, de longitud máxima 45 m, mientras que la superestructura del costado derecho tiene tres vigas postensadas en I. Estas vigas están compuestas con la loza de concreto reforzado, de manera similar a los otros puentes del corredor. Los apoyos fijos de las vigas I se encuentran atados por anclajes de 50 mm (2"). Los anclajes expansivos en el estribo muestran también varillas de tensión (tie-rods).

Al parecer, el asiento de los estribos con los anclajes es muy estrecho teniendo en consideración que aproximadamente en la abscisa K8+490 una falla geológica pasa perpendicularmente a la estructura. Los dos caissons que soportan la viga cabezal son incrustados únicamente 30 m de profundidad en la lutita, la cual es probablemente de gran presencia en la falla.

Existe un potencial de que las luces principales se puedan separar debido a la importante falla ubicada en la abscisa K8+930, exponiendo esta luz y el pilar adyacente a mayores cambios. Por tanto, es recomendable que el puente tenga mayores provisiones para acumular dichos movimientos. Como mínimo deben ser considerablemente incrementados los espesores de asiento de los estribos y los pilares y otras provisiones se deben tomar para proteger los pilares.

Adicionalmente a las provisiones sísmicas, teniendo en cuenta las fallas que se encuentran en la zona, grandes deslizamientos e inundaciones pueden tener serios impactos sobre el puente.

6.1.5.8 Movimiento de tierra entre las abscisas K9+287 y K9+834

Este segmento de 547 m de longitud. El segmento incluye áreas de relleno con espesores máximos de 23 m y pendientes promedio de 1:1 (V:H).

Las laderas en corte, las cuales están localizados principalmente en el costado izquierdo de la vía, con una altura máxima entre 35 m y 62 m y con una pendiente de 2:1 (V:H). El corte más alto se localiza en el K9+340 (62 m de altura), K9+380 (54 m de altura), y K9+750 (42 m de altura).

En esta sección, 3 deslizamientos han sido reportados, identificados como MF-25 a MF-27.

6.1.6 Elementos Estructurales del Segmento 1 - 4

Este segmento comienza en el Viaducto La Esperanza (K9+834) y termina en el portal oriental del Túnel El Trigo (K12+382), con una longitud total de 2,548 m.

Este segmento incluye los siguientes cuatro viaductos: Viaducto La Esperanza, Viaducto San Isidro, Viaducto Quebrada Honda, y Viaducto El Trigo. Este segmento además incluye cortes bastante profundos, entre ellos el más profundo del Tramo 1, de 85 m de altura, así como rellenos entre los viaductos.

Los cuatro viaductos se han diseñado como voladizos sucesivos. El Viaducto La Esperanza cuenta con 3 luces continuas, mientras que los otros 3 puentes cuentan con 4 luces. Las luces continuas se construirán con vigas de cajón fundidas en sitio, con el método de voladizos sucesivos. Típicamente, el lado superior de la viga cajón, con los voladizos hacia ambos lados, soporta las líneas de tráfico y sirve de losa del puente. Los viaductos en esta sección cuentan con vigas cajón de tamaño variable en cada superestructura. La sección más profunda se encuentra en las pilas centrales, las cuales se integran con las vigas cajón, con el objetivo de resistir los momentos máximos negativos y transferir todas las fuerzas horizontales a las columnas y las cimentaciones.

El trazado entre el Viaducto Palermo y el Viaducto La Esperanza muestra un corte profundo en el cual deslizamientos aparecen presentes entre las abscisas 9+400 y 9+600.

En el área del Viaducto La Esperanza, 2 deslizamientos adicionales han sido reportados incluyendo los identificados como MF-28 y MF-29, específicamente entre las abscisas K9+840 a K9+400, y K10+100 a K10+140, respectivamente.

Los estribos del Viaducto La Esperanza y algunos pilares se encuentran también en áreas de deslizamientos. Entre el Viaducto La Esperanza y el Viaducto San Isidro hay fuertes indicaciones de deslizamientos y áreas de importantes fallas geológicas (Falla de Bituima), cruzando entre las abscisas K10+400 y K11+780. La falla en la abscisa K10+720 está cercana al estribo de entrada del Viaducto San Isidro.

La principal Falla Bituima cruza el trazado del Viaducto Quebrada Honda en la abscisa K11+730. Adicionalmente, existen potenciales deslizamientos en el estribo de entrada del Viaducto Quebrada Honda y en el área entre los Viaductos Quebrada Honda y El Trigo.

6.1.6.1 Viaducto La Esperanza

El Viaducto La Esperanza se localiza entre las abscisas K9+834 y K10+132 y tiene una longitud total de 298 m. El viaducto ha sido diseñado con 3 luces, es una estructura doble continua con luz central de 150 m y dos luces de 74 m. La superestructura es una viga cajón que se integra a los pilares con soportes

expansivos en los estribos. En cada estribo, la superestructura se soporta por vigas cabezal sobre dos columnas circulares de diámetro 1.3 m, las cuales son una extensión de los caissons. La longitud total de los caissons es de 12 y 18 m.

Los pilares son columnas rectangulares de corta longitud, un pilar es de 5 m y el otro de 20 m. Se cimentan sobre cuatro caissons de diámetro 1.8 m, los cuales tienen 30 y 20 m, y se empotran en Lutita.

Ambos estribos del viaducto parecen ubicarse en zonas de posibles deslizamientos, especialmente en la parte posterior del estribo de salida, el cual puede afectar la estabilidad del estribo durante los periodos de alta saturación de agua del suelo envolvente.

6.1.6.2 Movimientos de tierra entre las abscisas K10+132 y K10+780

Este segmento de longitud 648 m incluye áreas de corte, con alturas máximas entre 22 m y 85 m, con una pendiente promedio que varía entre 1.5:1 y 2.4:1 (V:H). Secciones críticas con cortes muy altos, combinados con ángulos de laderas muy empinadas se encuentran en las abscisas: K10+200 (altura: 49m; pendiente: 2:1 (V:H)), K10+330 (altura: 63m; pendiente: 2:1 (V:H)), K10+530 (altura: 45m; pendiente: 1.5:1 (V:H)),), K10+300 (altura: 66m; pendiente: 2:1 (V:H)). El corte más alto del proyecto (85 m de altura con pendiente de 2:1 (V:H)) se localiza entre el K10+250 y el K10+270. Una de las pendientes de ladera más empinadas de 2.4:1 (V:H) se usa para un corte de 22 m de altura en el K10+270.

En este segmento, 2 deslizamientos han sido reportados, incluyendo los denominados MF-30 y MF-31.

6.1.6.3 Viaducto San Isidro

El Viaducto San Isidro se localiza entre las abscisas K10+780 y K11+069. La superestructura del costado izquierdo es más larga que la correspondiente del costado derecho por 35m. El viaducto izquierdo se ha diseñado como una estructura doble con 4 vigas continuas, con dos luces centrales de 107 m y dos luces de 52.6 m, para una longitud total de 320 m, se encuentra localizado en una curva horizontal. EL viaducto derecho tiene luces de 47.6, 97, 97, 47.6m para una longitud total de 289 m. la superestructura es una viga cajón continua, vaciada in situ, soportada en pilares integrados y soportes expansivos en los estribos.

En cada estribo, la superestructura se soporta por vigas cabezal sobre 2 columnas circulares de diámetro 1.5 m, las cuales son una extensión de los caissons de 15 m de longitud. Los pilares son columnas rectangulares, de 35, 38 y 16 m de longitud, fundadas sobre zapatas, cada una soportada en cuatro caissons de 1.8

m de diámetro, cada uno de 20 m de longitud. Los caissons se empotran en estratos de Lutita.

La Falla de Bituima, cruzando el trazado en el K10+900, tiene una interferencia potencial con las cuatro luces.

En adición a las provisiones sísmicas, una activación de la falla y resultantes deslizamientos pueden tener un impacto en los soportes del viaducto.

Ambos estribos del viaducto se localizan en zonas con un potencial de deslizamientos, especialmente detrás del estribo de salida donde, en el K11+500, la falla de Bituima coincide con deslizamientos. Esto puede afectar la estabilidad del estribo con la alta saturación del suelo envolvente. Adicionalmente, debe hacerse notar que las laderas naturales tienen ángulos bastante empinados, los cuales promueven movimientos del suelo.

6.1.6.4 Movimientos de tierra entre la abscisa K11+069 y la K11+676

Este segmento de longitud 607 m incluye áreas de relleno con espesores máximos entre 26 y 29 m, y pendientes de la ladera del relleno entre 0.7:1 y 1:1 (V:H). La combinación de rellenos bastante altos con laderas muy empinadas es crítica.

Los cortes de esta sección tienen una altura máxima variando entre 43m y 50m, con un promedio de pendiente en las laderas de corte de 1.8:1 a 2.1:1 (V:H). La combinación de cortes bastante altos con laderas muy empinadas es crítica.

En este segmento, se han reportado 4 deslizamientos identificados como MF-32 a MF-35.

6.1.6.5 Viaducto Quebrada Honda

El Viaducto Quebrada Honda se localiza entre las abscisas K11+676 y K11+942 en el costado derecho y en el K11+978 en el costado izquierdo. Por tanto, la superestructura del lado derecho es más corta en por 36 m. El viaducto izquierdo se ha diseñado como una estructura doble de cuatro luces continuas, las dos luces del centro tienen 107 m de longitud y las otras dos tienen 52 m de longitud, para longitud total aproximada de 302 m. El viaducto del costado derecho tiene luces de 47.6, 97, 97 y 47.6m y para una longitud total de 266 m. La superestructura es una estructura de viga cajón soportada en pilares integrales y neporenos expansivos en los estribos.

En cada estribo, la superestructura se soporta en vigas cabeza sobre 2 columnas circulares de diámetro 1.5 m, las cuales son una extensión de los caissons de 15 m de longitud. Los pilares son columnas de 26, 228 y 10 m de longitud, fundadas sobre zapatas que se soportan en caissons de 1.8 m de diámetro, todas de 25 m de longitud para el costado derecho y de 20 m en el costado izquierdo.

En el segmento entre el K11+900 y el K11+940, en el área de las cimentaciones Puente Quebrada Honda, 1 deslizamiento ha sido reportado, denominado MF-36.

El estribo de entrada y el primer caisson entran 15 m en el aluvión y son ligeramente embebidos en Lutita. Los caissons de fundaciones remanentes se empotran en limolita.

Las luces continuas son, en general, sensibles a asentamientos diferenciales y movimientos. El comportamiento de la lutita con respecto a los asentamientos es bastante diferente al de la limolita, especialmente bajo la influencia de agua y cargas repetitivas. Si los materiales del suelo cuentan con diferentes propiedades de deformación (como entre la lutita y la limolita), y hacen parte de las cimentación de luces continuas, es recomendable realizar exploraciones adicionales e investigaciones para obtener un claro entendimiento de las condiciones locales y las propiedades geotécnicas.

6.1.6.6 Movimiento de tierras de la abscisa K11+942 a K12+150

Este segmento de 170 m de longitud incluye áreas de corte con una altura máxima que varía entre 10 y 54 m (la mayoría en el costado occidental) y una pendiente promedio entre 1.9:1 y 2.0:1 (V:H). La combinación de cortes altos y laderas bastante empinadas es crítica.

Entre estas abscisas, 1 deslizamiento ha sido reportado como MF-37.

6.1.6.7 Viaducto El Trigo

Las superestructuras del Viaducto El Trigo tienen diferentes longitudes, la superestructura del costado izquierdo es 121 m más larga que la de la derecha. Ambas estructuras se localizan en curvas horizontales.

La superestructura del costado izquierdo se encuentra entre las abscisas K12+035 y K12+399, con una longitud total de 374 m. El viaducto está diseñado como una estructura doble con 4 luces continuas, dos de 12m en el cetro y las otras 2 de 61.5 m de longitud.

La superestructura de la derecha va de la abscisa K12+150 a la K12+319, con una longitud total de 169 m. El viaducto ha sido diseñado como una estructura doble con 3 luces continuas, la del centro de 85 m de largo y las otras dos de 41.75 m de longitud, todas localizadas en una curva horizontal.

La superestructura es una viga cajón continua soportada en pilares integrados y soportes expansivos en los estribos.

En cada estribo, la superestructura está soportada por vigas cabezal sobre dos columnas circulares de diámetro 1.5 m, las cuales son una extensión de los caissons de 15 m.

Los pilares son columnas rectangulares de 6, 20 y 22 m de longitud, fundadas sobre zapatas soportadas por cuatro caissons de 1.8 m, al parecer todos embebidos en lutita.

En la zona del estribo de entrada del viaducto se encuentran evidencias de deslizamientos, lo cuales pueden afectar la estabilidad del estribo. Particularmente con fuertes eventos de lluvia, movimientos en masa pueden tener serias afectaciones sobre el puente.

6.2 Parte 2 – Túneles El Trigo y La Cumbre

La Parte 2 del trazado comienza en el portal oriental del Túnel El Trigo (K12+382) y termina en el portal occidental del Túnel La Cumbre (K16+118), incluye también la sección entre los dos túneles. La longitud total de la Parte 2 es de 3,736 m.

Las estructuras cubiertas en esta sección son los túneles El Trigo y La Cumbre, el puente Río San Francisco Alto.

La Falla Tibayes corre paralela al costado izquierdo del trazado durante toda la Parte 2. Debe ponerse especial atención a la Falla Alto del Trigo, la cual cruza el trazado en el Puente Río San Francisco aproximadamente en la abscisa K14+900. La parte 2 está delimitada en ambos lados por la Falla Don Juaco.

El trazado discurre por la Reserva Natural La Esperanza aproximadamente entre la abscisa K12+600 y K13+100 (0.5 km de longitud). Las tres estructuras (Túnel El Trigo, el Puente Río San Francisco Alto y el Túnel La Cumbre) se encuentran cruzando la Reserva Nacional Natural San Francisco, aproximadamente entre la abscisa K13+550 hacia el final de la Parte 2 (K16+160), para una longitud total de 2.61 km.

6.2.1 Diseño del Trazado y de la Vía

Como se presentó anteriormente en la Parte 1, el trazado del diseño Fase 2 y del diseño Fase 1 se desvían entre aproximadamente las abscisas K12+000 y K13+600 (1,600m). EL cambio del trazado es a lo largo de aproximadamente 1,200 m hacia el Túnel El Trigo, hasta que ambos trazados se encuentran de nuevo. El trazado ha cambiado en el Diseño Fase 2 con una desviación máxima hacia la izquierda del trazado Fase 1 por 50 m en la abscisa K12+320. Este desplazamiento máximo está localizado frente al portal este del Túnel El Trigo.

Geometría Horizontal:

En la medida en que el trazado se acerca al Túnel El Trigo (2,248 m), el separador de la vía se ensancha entre las dos calzadas a través de la curva final de la sección anterior. Entrando al portal del túnel, el trazado continúa casi totalmente por la tangente horizontal, con excepción de dos curvas horizontales de gran radio que no requieren peralte máximo (bombeo normal de 2%). Mientras que el trazado deja el Túnel El Trigo hacia cielo abierto ligeramente antes del Puente San Francisco Alto, el trazado entra al Túnel La Cumbre (978 m) en una tangente horizontal durante la mayor parte de su longitud. El trazado sale del Túnel La Cumbre mediante una curva de radio pequeño (253.35 m) requiriendo un peralte de 7.9% fuera del portal.

Geometría Vertical:

Al inicio de la sección, el perfil vertical del trazado es el punto de más alta elevación (1,598m). Justo antes del portal oriental de entrada al Túnel El Trigo, el trazado tiene un ligero descenso en -1.09% hasta encontrarse con el portal -occidental - de salida aproximadamente en el K14+630. Yendo hacia el tramo en cielo abierto, el perfil de la vía se hace más empinado en una pendiente de -5.58% sobre el Puente Rio San Francisco Alto, y se nivela de nuevo en -0.92% de pendiente constante a través del Túnel La Cumbre.

Túnel:

La sección principal típica del proyecto a través del Túnel El Trigo (entre el K12+382 y K14+630) y el Túnel La Cumbre (entre K15+140 y K16+118) cuenta con túneles independientes en cada dirección, cada uno con capacidad para dos carriles de 4.15 m y andenes de 1.15 m en cada lado. El bombeo se asume que es del 2% hacia el costado externo.

Terraplenes:

La sección transversal típica del proyecto entre las abscisas K14+630 y K15+140 es idéntica a las condiciones discutidas en la parte la cual lleva dos carriles de 3.65 m en cada dirección.

Cortes y rellenos:

Saliéndose de la sección típica de terraplenes, las pendientes de los cortes y rellenos varían entre 2:1 (H:V) y 1:1 (H:V) entre el K14+630 y el K15+140.

Mayores detalles se discuten a continuación.

6.2.2 Estructuras de Puentes

El diseño Fase 2 especifica una estructura en la Parte dos así:

Tabla 6-2. Puentes y Viaductos en la parte 2 - K12+382 a K16+118

Puente/Viaducto Número	Nombre de la estructura	Abscisa Aprox. de inicio	Abscisa Aprox. final.	Longitud Aprox. (m)
14	Puente Rio San Francisco Alto	14+800	14+940	140

6.2.3 Túneles

El diseño Fase 2 especifica dos túneles en la Parte 2 así:

Tabla 6-3. Túneles en la Parte 2 – K12+382 a K16+118

Número del Túnel	Nombre del Túnel	Abscisa Aprox. de inicio	Abscisa Aprox. de final.	Longitud aproximada (m)
1	El Trigo	12+382	14+630	2,248
2	La Cumbre	15+440	16+118	978

6.2.4 Elementos Estructurales en el Segmento 2-1

Este segmento comienza en el portal oriental del Túnel el Trigo (K12+382) y termina en el Puente San Francisco Alto (K14+800), con una longitud total de 2,418 m.

Este segmento cubre el Túnel El Trigo y un tramo corto de cortes en el costado derecho y rellenos en el costado izquierdo del trazado.

6.2.4.1 Túnel El Trigo

El portal oriental del Túnel El Trigo se localiza en la abscisa K12+382 en el costado derecho y en el K12+424 en el costado izquierdo. El portal occidental del Túnel El Trigo se localiza en la abscisa K14+630 en el costado derecho y en la abscisa K14+637 en el costado izquierdo.

El túnel derecho es ligeramente más largo que el túnel izquierdo con una longitud de 2,248 m. El túnel izquierdo por su parte es de 2,213 m.

En lugares necesarios, el portal de los túneles se protege con pilas de acero y muros en concreto con 2 o 3 niveles de anclajes largos con durmientes.

Los túneles se han diseñado con forma de herradura, la cual tiene aproximadamente 12 m de ancho y 9 m de alto con revestimiento final en concreto. Los túneles se conectan con 5 galerías de 2.3 m de ancho.

Para el soporte inicial (temporal), el diseño seleccionó revestir con concreto lanzado (shotcrete) con vigas de celosía separadas de 0.5 a 2.0 m, dependiendo de las condiciones del suelo. Adicionalmente, se han seleccionado arcos tubulares perforados y lechados, de 6 cm de diámetro separados cada 0.5 m en el centro, para un total de 40 arcos tubulares. Las perforaciones para los arcos tubulares son de diámetro 7.6 cm y de 6 m de longitud, traslapándose 3 m con el aserrado adyacente.

El frente de excavación se subdivide en galerías: tope superior, costado izquierdo, costado derecho y banco.

En el portal occidental del Túnel El Trigo, el diseño prevé cortes en el costado derecho y rellenos en el costado izquierdo, para continuar hacia el Puente Rio San Francisco Alto.

6.2.4.2 Movimientos de tierra de la abscisa K14+630 a la K14+800

El trazado entre el túnel y el estribo del Puente Rio San Francisco Alto es parcialmente en un corte profundo y posteriormente en un relleno en la medida en que se acerca al estribo.

Este segmento de 170 m incluye áreas de relleno con un espesor máximo de 12 m y una pendiente del costado del relleno de 0.6:1 (V:H).

6.2.5 Elementos Estructurales del Segmento 2-2

Este segmento comienza con el Puente San Francisco Alto (K14+800) y termina en el portal oriental del Túnel La Cumbre (K15+140), con una longitud total de 340 m.

La sección entre los dos túneles es crítica debido a que está abarcada por fallas geológicas concentradas alrededor del puente, corriendo alrededor del trazado del mismo, principalmente la Falla del Alto del Trigo y la posible Falla Don Juaco.

6.2.5.1 Puente Rio San Francisco Alto

El Puente Rio San Francisco Alto es una estructura en arco de acero de una sola luz de 140 m de longitud, con un arco independiente de 28 de altura para un par de superestructuras; localizado entre las abscisas 14+800 y 14+940. La parte superior del arco tiene colgantes soportando las vigas a tensión de 1.8 m de profundidad y las vigas transversales. La estructura inferior, la cual es una viga

cajón de acero, soporta vigas a tensión de 1.5m de altura las cuales son también cajones en acero.

Un grupo de 5 vigas de acero en I sobre las vigas transversales crean la parrilla que soporta la placa de concreto reforzado.

Los estribos de cada arco se soportan mediante dos zapatas conectadas con vigas pesadas cuadradas transversales. Cada zapata se soporta en un par de caissons de diámetro 1.8 m, de longitud 25 m.

Las condiciones geológicas de estos caissons deben ser verificadas con perforaciones de exploración en cada estribo. Tener en cuenta potenciales deslizamientos en el área.

Serios problemas pueden ocurrir debido a que el puente cruza la Falla Alto del Trigo, la cual tiende de norte a sur. El puente es adicionalmente cruzado por la Falla Don Juaco la cual corre predominantemente de este a oeste. Previendo el escenario en que la falla se active, los soportes del puente deben diseñarse más anchos.

en la parte posterior del estribo el costado derecho se encuentra un relleno alto, mientras que en el costado izquierdo hay un corte.

Se debe esperar que debido a la proximidad con las dos fallas, el suelo en cercanías al puente sea altamente perturbado y fracturado y, por tanto, bastante sensible a la infiltración de agua y deslizamientos.

6.2.5.2 Movimientos de tierra de la abscisa K14+940 a la K15+140

Este segmento de 200 m de longitud incluye áreas de relleno con un espesor máximo de 12 m y su pendiente promedio es de 0.5:1 (V:H).

6.2.6 Elementos Estructurales del Segmento 2-3

Este segmento comienza en el portal oriental del Túnel La Cumbre (K15+140) y termina en el portal occidental del Túnel La Cumbre (K16+118). El túnel tiene una longitud total de 978 m.

De manera similar al Túnel El Trigo, el Túnel La Cumbre es una estructura doble que corre paralela a la Falla Tibayes, la cual se localiza en proximidades del túnel izquierdo. Estas condiciones deben considerarse en el diseño del túnel.

6.2.6.1 El Túnel La Cumbre

El portal oriental del Túnel La Cumbre se encuentra en la abscisa K15+140 (costado derecho) y en la abscisa K15+125 (costado izquierdo). El portal occidental se localiza en la abscisa K16+118 (costado derecho) y en la abscisa K16+160 (costado derecho). La longitud total del túnel derecho es de 978 m y del túnel izquierdo es de 1,035 m. Se presentan cortes en el costado derecho y rellenos en el costado izquierdo, justo después de los portales de salida del túnel.

En lugares necesarios, el portal de los túneles se protege con pilas de acero y muros en concreto con 2 o 3 niveles de anclajes largos con durmientes.

En gran parte del trazado, los túneles son paralelos, con 39 m de separación entre sí entre los ejes de los túneles. Hacia el portal occidental, los túneles se acercan aún más. Los túneles se conectan mediante galerías de 2.3 m de diámetro, según lo requerido en el código de protección contra incendios.

Los túneles se diseñaron en forma de herradura, con una sección aproximada de 12 m de ancho por 9 m de alto, con revestimiento final en concreto reforzado.

Para el soporte inicial (temporal), el diseño seleccionó revestir con concreto lanzado (shotcrete) con vigas de celosía separadas de 0.5 a 2.0 m, dependiendo de las condiciones del suelo. Adicionalmente, se han seleccionado arcos tubulares perforados y lechados, de 6 cm de diámetro separados cada 0.5 m en el centro, para un total de 40 arcos tubulares. Las perforaciones para los arcos tubulares son de diámetro 7.6 cm y de 6 m de longitud, traslapándose 3 m con el aserrado adyacente.

El frente de excavación se subdivide en galerías: tope superior, costado izquierdo, costado derecho y banco.

6.3 Parte 3 – Descenso desde el Túnel La Cumbre hacia Guaduas

La Parte 3 del trazado cubre el descenso desde el portal occidental del Túnel La Cumbre (K16+118) hasta el intercambiador de Guaduas y la unión del Tramo 2 (21+600). La Parte 3 tiene una longitud total de 5,482 m.

Esta parte cubre largas secciones de cortes altos, los cuales son típicamente en ambos lados del trazado.

El trazado cruza tres presuntas fallas, casi perpendicularmente, aproximadamente entre las abscisas K17+100 y K18+000: la Falla El Columpio aproximadamente en el K17+150, mientras que las otras dos, sin nombre, se encuentran en las abscisas K17+650 y K17+950. La última se encuentra en proximidades del estribo del Viaducto El Guamal.

Otra falla (sin nombre) cruza de manera casi perpendicular en la abscisa K20+950.

Sin embargo, la Falla más grande de la Parte 3 es La Magdalena, la cual cruza en la abscisa K18+200, en cercanías del Puente Río San Francisco Bajo.

El trazado cruza adicionalmente el Deslizamiento San Francisco, aproximadamente entre las abscisas K18+100 y K18+550. El trazado adicionalmente toca un ramal del Deslizamiento San Francisco cerca a la abscisa K19+100. La zona entre el K17+550 y el K19+500 muestra signos de deslizamientos menores, suelos con reptación (creeping), deslizamientos y otros procesos de erosión.

6.3.1 Diseño del Trazado y la Vía.

Entre las abscisas aproximadas K16+600 y K26+600 (10 km), el trazado ha cambiado en el Diseño Fase 2 en comparación del Diseño Fase 1. El trazado presenta un desplazamiento máximo de aproximadamente 60 m hacia la derecha. Entre las abscisas K17+700 y 18+200, el trazado tiene un desplazamiento horizontal de aproximadamente 25 m hacia la derecha. Entre las abscisas K18+200 y 19+500, el trazado tiene un máximo desplazamiento horizontal de aproximadamente 70 m hacia la derecha. Entre las abscisas K19+500 y 21+600, el trazado tiene un desplazamiento horizontal máximo de aproximadamente 160 m hacia la derecha.

Geometría Horizontal:

El trazado sale del Túnel La Cumbre con una curva a la derecha de radio 253 m en una pendiente máxima de 7.9%, seguida de tres curvas de radio relativamente grande (entre 400 y 600 m) y de relativa larga longitud (entre 260 y 360m) a través de una región de cortes altos. Luego, iniciando cerca al K17+800, el trazado atraviesa áreas de laderas con cinco curvas de dirección alternante a un peralte cercano al máximo (8%). En el K19+920, el trazado de nuevo deja de ser curvilíneo con dos curvas amplias en direcciones alternantes (de radios 784 y 4,013 m). La sección termina con una curva de radio menor, con peralte cerca al máximo (7.7%) e el K21+600.

Geometría Vertical:

El trazado abandona el portal y rápidamente inicia un descenso en una pendiente de -6.90%. Mientras el descenso continúa, el separador se ensancha para dar paso a un retorno, requiriendo un perfil separado con una pendiente de -5.74%. A

medida de que el separador se contrae, el perfil de la vía converge a un descenso en -7.00%, el cual continúa hasta el final de la sección en el K21+600.

Durante el descenso, la elevación varía de aproximadamente 1,542 m en el portal de salida del Túnel La Cumbre (K16+118) a 1,152m al final del Tramo 1 (K21+600). Esto es equivalente a 390 m en toda la longitud de 5,482 m.

Terraplenes:

La sección típica de terraplenes en la Parte 3 es idéntica a las condiciones discutidas en la parte 1, permitiendo dos carriles de 3.65 m en cada dirección.

Cortes y rellenos:

Saliéndose de la sección típica de terraplenes, las pendientes de los cortes y rellenos varían entre 2:1 y 1:1 (H:V) entre las abscisas K14+630 y K15+140.

Detalles adicionales se discuten en las secciones siguientes.

6.3.2 Estructuras de Puentes

El diseño Fase 2 incluye cuatro estructuras, localizadas entre las abscisas K16+118 y K21+600. Como sigue:

Tabla 6-4. Puentes y Viaductos en la Parte 3. – K16+118 a K21+600

Nombre Puente/Viaducto	Nombre de la estructura	Abscisa Aprox. de inicio	Abscisa Aprox. de fin.	Longitud Aprox. (m)
15	Viaducto El Guamal	17+740	17+950	210
16	Puente Rio San Francisco Bajo	18+262	18+342	80
17	Puente Quebrada Honda I	21+100	21+219	119
18	Puente Quebrada Honda II	21+310	21+470	160

El Diseño Fase 2 ha mantenido el enfoque de estandarización de cada estructura, manteniendo la selección del tipo de superestructura, estribos y pilares, y elementos de cimentación como se estableció en la Parte 1.

6.3.3 Elementos Estructurales del Segmento 3-1

Este segmento inicia en el portal occidental del Túnel La Cumbre (K16+118) y termina en el estribo del Puente Quebrada Honda I (K21+100), con una longitud total de 4,982m.

Esta sección cubre segmentos bastante largos de cortes profundos y algunos rellenos. Los cortes profundos llegan hasta el estribo del Viaducto El Guamal en la abscisa 17+740 y son continuados por el Viaducto El Guamal y el Puente San Francisco Bajo.

El trazado tiene una sección corta de relleno en un costado, seguida por cortes bastante profundos en ambos lados, los cuales parecen estables, y en la abscisa 16+700 continúa con cortes bastante profundos en ambos lados.

Durante todo el tramo comprendido entre abscisas K18+650 y K21+250, 11 deslizamientos se han reportado, identificados como MF-41 a MF-51. El más reconocido es el gran Deslizamiento de San Francisco.

6.3.3.1 Movimientos de tierra de la abscisa K16+118 a la K16+580

Este segmento de 462 m de longitud incluye áreas de relleno con un espesor máximo que varía entre 17 m y 28 m, con pendientes de laderas de rellenos variando entre 0.5:1 y 1:1 (V:H). El relleno más alto se encuentra en el K16+350 y se acompaña de una pendiente en su ladera de 1:1 (V:H).

6.3.3.2 Movimientos de tierra entre la Abscisa K16+580 y la K17+740

Este segmento de 1,160 m de longitud incluye cortes en ambos costados de la vía, con cortes bastante altos y largos, principalmente en el costado derecho de la vía, donde la máxima altura varía entre 49 m y 78 m, en conjunto con una pendiente promedio de laderas variando entre 0.5:1 y 0.9:1 (V:H). El corte de 78 m es el segundo más alto de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1. Se encuentran rellenos entre 2 y 29 m con pendientes variando entre 0.5:1 a 0.8:1.

Entre estas abscisas, un deslizamiento ha sido reportado, denominado MF-40.

La Falla El columpio cruza prácticamente de manera perpendicular en la abscisa aproximada K17+150. Una falla sin nombre corre casi paralelamente a la Falla El Columpio y es cruzada aproximadamente en la abscisa K17+650.

6.3.3.3 Viaducto El Guamal

El Viaducto El Guamal se localiza entre las abscisas K17+740 y K17+950 y cruza la vía existente (Ruta Nacional 50, Villeta – Honda) en la abscisa K17+750. El

viaducto (doble) se ha diseñado con 3 luces continuas, con luz central de 90 m dos luces de 45 m a los lados, al final se encuentra una luz simple adicional de 30 m, para una longitud de 210 m. La estructura de luces continuas es una viga cajón vaciada en sitio, continuamente soportada en pilares integrados y soportes expansivos en los estribos.

En el estribo de salida, la superestructura cuenta con 4 vigas postensadas en I de 30 m de longitud, con losa de concreto reforzado, similar a los demás puentes; entretanto, la superestructura del costado derecho tiene 3 vigas postensadas en I.

Cada estribo está soportado por vigas cabezal, sobre dos columnas circulares de diámetro 1.5 m, las cuales son una extensión de los caissons. La longitud total de los caissons de los estribos es de 34 m.

Los soportes fijos que unen las vigas I con los paneles tienen anclajes de diámetro 50 mm (2"). Los soportes expansivos de los estribos muestran también varillas de tensión (tie-rods).

Los pilares son columnas rectangulares de 15 m de altura. Los pilares se soportan en cuatro caissons de 1.4 m de diámetro de 30 y 31 m de longitud respectivamente, los cuales alcanzan estratos de arcillolita y limolita.

Aproximadamente en el K17+950, el trazado cruza una falla sin nombre, que corre casi paralela a la Falla El Columpio.

6.3.3.4 Movimientos de tierra de la abscisa K17+950 a la K18+260

Este segmento de 310 m de longitud incluye mayoritariamente áreas de relleno con un espesor máximo de 10 m, y con una pendiente del costado del relleno de 0.5:1 (V:H), y algunos cortes menores.

Esta sección se encuentra parcialmente en el área del Deslizamiento San Francisco, al cual se entra en la abscisa aproximada K18+150.

6.3.3.5 Puente San Francisco Bajo

El Puente San Francisco Bajo se ubica entre las abscisas K18+262 y K18+342. El puente es una estructura doble de 3 luces (19.5, 40, 19.5m de longitud) para una longitud total de 79m.

Los dos pilares del Puente San Francisco Bajo se cimentan en infraestructuras muy similares a las del Puente El Pencil.

La superestructura del costado izquierdo cuenta con cuatro vigas en I postensadas y el derecho con tres, de longitud máxima 40 m, actuando de manera compuesta con la losa de concreto reforzado. Las superestructuras se soportan en vigas cabezal, cada una en dos columnas circulares, que son una extensión de los

caissons. Los caissons son de longitud 29 m para el pilar 1, de 40 m para el pilar 2 y de 20 m para los dos estribos.

Los caissons del Puente San Francisco Bajo penetran aproximadamente 20 m en depósitos de coluvión en el estribo de salida y pilares, y son embebidos en areniscas. El estribo de entrada penetra en arenisca y es embebido en arcillolita. Se da la percepción de que los caissons de los estribos de salida debieran ser diseñados más largos.

El Puente completo, incluyendo sus estribos, se encuentra dentro del Deslizamiento San Francisco. Esto es crítico para el diseño del puente, y se relaciona en detalle en los capítulos 8 y 9.

6.3.3.6 Movimientos de tierra entre la abscisa K18+350 y la K19+150

Este segmento de 800 m de longitud incluye áreas relativamente cortas de relleno (pequeños segmentos de la vía) con un espesor máximo de 10 m y una pendiente de 0.6:1 (V:H).

Sin embargo, los cortes en esta sección se encuentran entre los más altos del Tramo 1 y varían entre 68 y 73 m, localizados en el costado derecho del trazado. Adicionalmente, estos cortes se combinan con una muy crítica y empinada ladera, con pendientes variando entre 2.2:1 y 2.4:1 (V:H). Debe notarse también que estos altos y empinados cortes se encuentran directamente adyacentes al Deslizamiento San Francisco. Los potenciales impactos son tratados en los capítulos 8 y 9.

6.3.3.7 Movimientos de tierra entre la abscisa K19+150 y la K19+730

Este segmento de 580 m de longitud incluye áreas de relleno con espesor máximo entre 11 y 20 m, con pendientes en los costados entre 0.5:1 a 0.6:1 (V:H), y cortes relativamente moderados y pequeños.

Entre estas abscisas, se han reportado 2 deslizamientos, denominados MF-41 y MF-42.

El inicio de esta sección está en proximidades del Deslizamiento San Francisco.

6.3.3.8 Movimientos de tierra de la abscisa K19+730 a la K20+400

Este segmento de 670 m de longitud incluye áreas de relleno con espesor máximo de 20 m (principalmente en el costado izquierdo de la vía), con pendientes en los costados de 0.5:1 (V:H).

Se incluyen también áreas de corte, con una altura máxima de 31 m (principalmente en el costado derecho de la vía) con pendientes promedio de 0.7:1 (V:H).

Entre estas abscisas, se han reportado 3 deslizamientos reportados como MF-43 a MF-45.

6.3.3.9 Movimientos de tierra de la abscisa K20+400 a la K21+100

Este segmento de 700 m de longitud incluye áreas de relleno con espesores máximos de 17 m, con pendientes de 1.0:1 (V:H), y áreas de corte entre las abscisas K20+600 y K20+850, con una altura máxima variando de 20 m a 35 m (principalmente en el costado derecho) con una pendiente aproximada 0.7:1 (V:H).

Entre estas abscisas, 4 deslizamientos han sido reportados denominados MF-46 a MF-49.

6.3.3.10 Movimientos de tierra entre la abscisa K21+100 y K21+180

Esta sección incluye cortes y rellenos menores, aunque se encuentra prácticamente a nivel. Entre las abscisas K21+100 y K21+180, se ha reportado un deslizamiento denominado MF-50.

6.3.4 Elementos Estructurales del Segmento 3-2

Este segmento comienza en el Puente Quebrada Honda I (K21+100) y termina en el Puente Quebrada Honda II (K21+000), con una longitud total de 526 m.

Esta sección incluye también una sección corta de pequeños rellenos.

6.3.4.1 Puente Quebrada Honda I

El Puente Quebrada Honda I se localiza entre las abscisas 21+100 y 21+219. El puente del costado derecho es una estructura de 4 luces con una longitud de luces de 19.5, 40, 40, 19.5m. El puente del costado izquierdo es una estructura de 3 luces de 39.5, 40, 39.5m y tiene una longitud total de 119 m.

El Puente tiene superestructuras independientes. La superestructura del costado izquierdo tiene 4 vigas postensadas en I mientras que el Puente del costado derecho tiene 3, con una longitud máxima de 40 m, las cuáles actúan de manera compuesta con el panel de concreto reforzado. La superestructura está soportada por vigas cabezal en los estribos y en los cabezales de los pilares, cada uno sobre dos columnas circulares, las cuales son una extensión de los caissons. Los caissons del puente del costado derecho tienen 42 m para los pilares y 35 m para los estribos. La longitud expuesta e los caissons en los pilares de aproximadamente 12 m.

Los estribos que contienen las vigas cabezal están soportados por 2 caissons de 1.5 m de diámetro, y de 20 m de longitud. Los estribos son simplemente 2

caissons, los cuales no son diseñados para soportar las cargas posteriores del suelo. Los muros de los estribos tienen rellenos reforzados anclados.

Los estribos de entrada del Puente Quebrada Honda I penetran 5 m en arcillolita y están embebidos en limolita en el resto de la longitud.

En los pilares y el estribo de salida, los caissons penetran alrededor de 20 m en depósito coluvial, antes de alcanzar la arcillolita, la cual es considerada un buen material de soporte. En el estribo de salida, los caissons de 20 m de longitud se incrustan únicamente en coluvión.

Se percibe entonces que el estribo de salida debiera ser diseñado con mayor longitud.

Entre las abscisas K21+190 y K21+250, 1 deslizamiento ha sido reportado como MF-51.

6.3.4.2 Movimientos de tierra entre la abscisa K21+219 y la K21+310

Este segmento de longitud 90 m incluye áreas de relleno con espesor máximo de 5 m y cortes de menos de 5 m.

6.3.4.3 Puente Quebrada Honda II

El Puente Quebrada Honda II se localiza entre las abscisas 21+310 y 21+470. El puente cuenta con una estructura doble de 5 pares de luces de 29.5, 40, 40, 30 y 19.5 m de longitud, para una longitud total de 160 m.

La superestructura del puente es similar a la del Puente Quebrada Honda I, la superestructura tiene 2 luces centrales de 40 m de longitud, una luz central de 30 m de longitud y luces de 19.5 y 29.5m. La estructura del costado izquierdo tiene 4 vigas postensadas en I y la derecha tiene 3 vigas postensadas en I, las cuáles son de 40 m de longitud y actúan de manera compuesta con la losa de concreto reforzado.

Las superestructuras se soportan en cabezales sobre pilares, cada uno de 2 columnas circulares soportadas por 4 caissons de diámetro 1.5 m. Todos los caissons tienen 15 m de profundidad y se embeben en arcillolita o arenisca.

Los estribos que contienen las vigas cabezal están soportados por 2 caissons de 1.5 m de diámetro, y de 20 m de longitud. Los estribos son simplemente 2 caissons, los cuales no son diseñados para soportar las cargas posteriores del suelo. Los muros de los estribos tienen rellenos reforzados anclados.

En la parte posterior del estribo de salida y el muro en Tierra Estabilizada Mecánicamente, se encuentra un profundo corte en el costado derecho del trazado y un lleno en el costado izquierdo.

Entre las abscisas K21+370 y K21+450, un deslizamiento adicional ha sido reportado como MF-52.

6.3.4.4 Movimiento de tierras entre la abscisa K21+470 y la K21+600

Este segmento de 130 m de longitud incluye áreas de relleno con un espesor máximo de 16 m (principalmente en el costado izquierdo) y en promedio una ladera empinada de 0.9:1 (V:H).

Las áreas de corte, con un máximo de altura de aproximadamente 36 m, con una pendiente de ladera de 0.6:1 (V:H).

Entre estas abscisas, un deslizamiento ha sido reportado como MF-53.

7 Impactos Principales del Fenómeno de La Niña

El fenómeno de La Niña es la fase fría del fenómeno ENOS que se manifiesta principalmente con temperaturas superficiales del mar, en el Pacífico Ecuatorial, más frías de lo normal, las cuales afectan los regímenes de lluvia de las latitudes ecuatoriales alrededor del mundo, lo que convierte a Colombia en un país vulnerable. Los impactos del Fenómeno de La Niña se localizarán en función de la vulnerabilidad de la zona y la duración de los eventos de lluvia.

La duración de eventos de lluvia críticos y su intensidad son variables claves. Por ejemplo, las catastróficas inundaciones en el norte de Colombia en el 2010 estarían relacionadas con el tiempo de viaje del agua desde las zonas montañosas, haciendo que la duración de las lluvias críticas probablemente sea medida en meses. Del mismo modo, para la zona de deslizamientos en el área del proyecto Ruta del Sol, en 2011, la duración de lluvias críticas es posible que sea medida en pocos días. Para las cuencas menores, precipitaciones de gran intensidad en pocas horas son críticas. Por consiguiente, los impactos dentro de la región no necesariamente ocurren todos en el mismo momento, pero deben relacionarse con la vulnerabilidad y la duración crítica de precipitaciones.

Colombia presenta una distribución de lluvias bimodal, con periodos de alta precipitación de diciembre a febrero y de marzo a mayo. El proyecto Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 se localiza en la región andina, una de las 5 regiones geográficas de Colombia.

7.1 Impacto Para la Sociedad Colombiana

7.1.1 Consecuencias del Fenómeno de La Niña 2010-2011

El efecto del Fenómeno de La Niña 2010–2011 tuvo afectaciones de impacto global. Aproximadamente 200,000 personas resultaron afectadas (incluyendo 38 muertes) en Queensland, Australia en diciembre de 2010 debido a inundaciones [326]. Los países de África Oriental: Somalia, Yibuti, Etiopía y Kenia, fueron afectados por severas sequías, asociadas también al Fenómeno de La Niña. Las sequías amenazaron la vida de 9.5 millones de personas. Las inundaciones de 2010 en Pakistán iniciaron a finales de julio de 2010, como resultado de las fuertes lluvias presentadas en las regiones pakistaníes de Khyber Pakhtunkhwa, Sindh, Punjab y Balochistan, dentro de la cuenca del Río Indo. Aproximadamente un 20% del total del territorio pakistaní quedó bajo inundaciones debidas a las fuertes lluvias, aproximadamente 796,095 km² [326] y [327]. El mapa de anomalía pluvial publicado por la NASA presenta lluvias monzónicas inusualmente intensas atribuidas a La Niña [327].

El impacto del fenómeno de La Niña 2010–2011 en Colombia puede ser visto a gran escala. La emergencia dejó [307]:

- (i) Más de 2.27 millones de personas afectadas en 755 municipios del país,
- (ii) 313 muertes, 290 heridos, 63 desaparecidos, y 130,000 personas viviendo en albergues temporales,
- (iii) 5,700 viviendas destruidas 341,000 altamente afectadas,
- (iv) 751 tramos viales, 66 puentes, 134 puentes peatonales afectados, junto con 269 acueductos, 16 sistemas de aguas residuales, 813 centros educativos, 15 centros de salud, y 38 centros comunitarios, y
- (v) 807,609 hectáreas inundadas y 200,000 afectadas por la alta humedad. Para interpretar la magnitud de la afectación, cerca de COP\$ 26 billones fueron requeridos y distribuidos de la siguiente manera: 5% para ayuda humanitaria, 21% para la fase de rehabilitación y 74% para trabajos de recuperación, reconstrucción y prevención.

El estudio de Persistencia de la Amenaza de Deslizamientos realizado por el IDEAM compara la correspondiente para el año 2008 con la del periodo 2010-2011. IDEAM ha encontrado un gran incremento en las amenazas después de haber ocurrido la temporada invernal. Caldas fue el Departamento con mayor incremento de la amenaza, pasando del 11% al 27% (de alta a muy alta). El Departamento de Norte de Santander pasó del 4% al 14%

La vida de la población colombiana fue altamente afectada durante el fenómeno, más de 300 personas murieron durante dos años debido a las inundaciones y los deslizamientos. 13 murieron en La Cruz, Nariño el 23 de diciembre de 2010, y 11 murieron en San Vicente de Cucurí, Santander, el 18 de mayo de 2011, entre otros [307].

La afectación en el país se resume en tres amenazas principales:

- Inundaciones
- Deslizamientos
- Movimientos en masa

Las inundaciones ocurrieron principalmente en las partes bajas del Río Magdalena. El departamento del Atlántico resultó particularmente afectado por la ruptura presentada en el Canal del Dique, como se presenta en la Figura 7-1.

Hacia el sur del departamento, algunos tributarios del Río Magdalena inundaron áreas entre municipios. Estas inundaciones aumentaron los niveles de agua de la Reserva El Guajamo generando un caudal de 1400 metros cúbicos por segundo [328].



Figura 7-1. Efecto del Fenómeno de La Niña 2010-2011 en el Canal del Dique, Departamento del Atlántico. [329].

Con respecto a los movimientos en masa, Santander y Norte de Santander fueron los Departamentos más afectados en Colombia. Trascendental fue el movimiento en masa que afectó el municipio de Gramalote, Norte de Santander (de 8,000 habitantes aproximadamente), como se puede ver en la Figura 7-2 y en la Figura 7-3, el cual causó una destrucción masiva que se generó como consecuencia de deslizamientos por saturación en el área.



Figura 7-2. Ruinas en Gramalote debidas al movimiento en masa que se presentó causado por La Niña 2010–2011 [330]



Figura 7-3. Ruinas en Gramalote debidas al movimiento en masa que se presentó causado por La Niña 2010–2011

Hubo deslizamientos en alrededor del 70% del país. Uno de los impactos de deslizamientos más sobresaliente fue respecto a las laderas contiguas a las vías, los cuales generaron cierres parciales o totales en las vías, algunas hasta de 180 días continuos.

La infraestructura vial colombiana se vio altamente afectada por deslizamientos movimientos en masa. Entre otros, 7 puentes en vías nacionales fueron impactados y requirieron reconstrucción. El daño se estimó en alrededor de COP\$ 2.24 billones (US\$1,700 millones).

27 vías nacionales tuvieron cierres, bien sea parciales, en los cuales un carril se habilitaba para el tráfico iterativo hacia ambos sentidos, o totales, en los cuales no hubo tráfico en ningún sentido. La Ruta Nacional 50 (Honda – Villeta) tuvo 133 días de cierre total. Los Departamentos de Antioquia, Huila, Santander y los Departamentos de la Costa Norte presentaron diversos cierres totales o parciales en un periodo de más de 3 meses [202].

El 7 de diciembre de 2010, el Gobierno Nacional emitió el Decreto 4579, en el cual se declaró el Estado de Emergencia. Adicionalmente, 7 subsecuentes decretos fueron emitidos con relación a la afectación de La Niña, hasta finales de diciembre de 2010. Estos decretos se emitieron como la base jurídica para que fuera establecido por el gobierno un presupuesto de magnitud acorde para enfrentar las medidas de emergencia requeridas a nivel nacional. Entre otros, se aceleraban los procesos para seleccionar contratistas que debieran ejecutar las medidas de emergencia como la reparación de vías, diques, viviendas, etc.

El gobierno colombiano adicionalmente creó una agencia, Colombia Humanitaria, con el único objetivo de administrar los fondos que se utilizarían para atender las emergencias generadas por el Fenómeno de La Niña 2010–2011. Colombia Humanitaria, hasta el momento, ha realizado inversiones de aproximadamente COP\$ 5.38 billones (alrededor de USD\$ 2,830 millones).

Colombia Humanitaria dividió los recursos en tres diferentes niveles, el primer nivel fue para Ayuda Humanitaria como respuesta inmediata a las inundaciones en temas como alimentos, vivienda, etc. El segundo nivel fue para obras menores y rehabilitación (con un máximo de 4 proyectos por Departamento, por valor de COP\$ 250,000,000 cada uno), mientras que el tercer nivel fue para obras mayores (proyectos con ingeniería desarrollada e importantes alcances de obra).

En el Departamento de Cundinamarca, COP\$ 381,969,677,580 (US\$ 200 Millones) fueron invertidos, lo cual representa el 7.36% de las inversiones administradas por Colombia Humanitaria. Los contratos mayores (tercer nivel) seleccionados fueron:

1. Contrato N°: 2111-2011

Por valor de: COP\$ 13,084,111,219 (Aprox. US\$ 6.9 millones)

Alcance: Estabilización de la banca y los taludes entre el PR20+500 y PR21+700; construcción de obras de contención en los PRs 34+870, 37+900 y 44+950 de la ruta 5008.

2. Contrato N°: 307-2011

Por valor de: COP\$ 5,607,476,045 (Aprox. US\$ 2.9 millones)

Alcance: Obras de construcción de emergencia en la Ruta Nacional 50 (Honda – Villeta), incluyendo remoción de derrumbes y variante entre las abscisas 20+500 y 21+700.

3. Contrato N°: 9677-04-919-12

Por valor de: COP\$ 25,009,011,276 (Aprox. US\$ 13.1 millones)

Alcance: Construcción de puente nuevo.

7.1.2 Plan Nacional de Desarrollo

El Departamento Nacional de Planeación (DNP) formula las políticas públicas para el desarrollo del país cada cuatro años. El DNP es el principal cuerpo asesor técnico del gobierno, su misión es la de promover una visión estratégica de país. El DNP lidera la formulación del Plan Nacional de Desarrollo junto con la planeación y el seguimiento de los recursos de inversión destinados a alcanzar objetivos a mediano y largo plazo. El DNP dirige, guía, formula, monitorea y evalúa las políticas, planes, programas y proyectos para el desarrollo económico, social y ambiental.

El Plan Nacional de Desarrollo se llama “Prosperidad para Todos” [201], el cual es efectivo de 2010 a 2014 y ha sido desarrollado durante la presidencia de Juan Manuel Santos. El plan Nacional de Desarrollo identifica los principales pilares de la siguiente manera:

- 1) Convergencia y desarrollo regional,
- 2) Crecimiento sostenible y competitividad,
- 3) Igualdad de oportunidades, innovación, oportunidades, sostenibilidad ambiental, buen gobierno, y

4) Relevancia internacional.

Relacionado con el transporte e infraestructura, el pilar más relevante es el de Crecimiento Sostenible y Competitividad. Una de sus estrategias se define como “locomotora para el crecimiento y la generación de empleo”.

“Prosperidad para Todos” define la locomotora de crecimiento y generación de empleo como los sectores que crecen a un ritmo más rápido que el resto de la economía. Bajo esta sombrilla se encuentran las áreas minero-energéticas, vivienda e infraestructura de transporte. DNP resalta el impacto que el mejoramiento de los sistemas de transporte tiene como un pilar del Plan Nacional de Desarrollo. “Prosperidad para Todos” señala como uno de los planes relacionados con la infraestructura:

De manera exitosa proceder / finalizar los grandes proyectos (carreteras, puertos, aeropuertos y ferrocarriles) e iniciar la ejecución de proyectos considerados en el Plan Maestro de Transporte como de largo plazo, teniendo en cuenta el impacto del cambio climático [201].

7.1.3 Respuesta a Desastres en Colombia, Según lo Establecido en el PND.

El fenómeno de La Niña que se presentó en 2010 y 2011 en Colombia se refleja directamente en el Plan Nacional de Desarrollo de Colombia, el cual menciona:

“Las inundaciones causadas por las lluvias durante la temporada monzónica de mediados de 2010, la cual se espera que continúe durante el primer semestre de 2011, han cambiado el curso de las políticas ambientales y planteado un riesgo al país, han transformado la visión de Colombia en relación con las posibles consecuencias del cambio climático, e inevitablemente ha alterado la visión del gobierno durante este cuatrienio, y consecuentemente, el Plan Nacional de Desarrollo es su principal instrumento” [201].

El Plan Nacional de Desarrollo, el cual busca sostenibilidad en el desarrollo económico y social, prioriza las medidas para reducir la vulnerabilidad de elementos claves para una sociedad próspera frente a desastres como La Niña 2010-2011.

Con el objetivo de responder a la Emergencia de La Niña 2010–2011 el Plan Nacional de Desarrollo plantea lineamientos para tres fases:

- Fase I – Ayuda humanitaria
 - Ejecutar las acciones de respuesta a través de la entrega de kits de ayuda humanitaria, junto con la provisión de recursos económicos para la vivienda
 - Intervenir ciertas carreteras nacionales, desarrollar acciones estratégicas en las vías terciarias y dar respuesta de emergencia al sector de La Mojana, a los municipios a lo largo del río Magdalena, y aquellos alrededor del Canal del Dique.
 - Realizar el inventario de los pequeños productores y establecer instrumentos de ayuda relacionados con el endeudamiento agrario.
 - Fortalecer la vigilancia de la salud pública y la creación de unidades móviles de salud.
 - Facilitar espacios alternativos para la prestación de servicios educativos.

- Fase II Rehabilitación
 - Intervenir en el sistema nacional de carreteras, la red vial terciaria y los ferrocarriles concesionados.
 - Crear una línea de crédito especial relacionada con el fenómeno de las lluvias para los agricultores, desarrollar incentivos para la capitalización rural, y construir y mejorar la vivienda de interés social rural.
 - Proveer reparación en sitio y reubicación de las viviendas urbanas afectadas.
 - Restaurar acueductos y alcantarillados, llevar a cabo trabajos de mantenimiento y reparación de las instalaciones educativas afectadas.
 - Proporcionar atención a las enfermedades de interés para la salud pública y ejecutar acciones para la recuperación de la infraestructura y equipamiento hospitalario.

- Fase III Reconstrucción y Prevención
 - Ejecutar proyectos estratégicos que permitan soluciones definitivas a los problemas que enfrenta la infraestructura vial.
 - Desarrollar programas para la reubicación preventiva, ejecutar acciones de mitigación, tales como la estabilización de taludes o canalización, entre otros, y reparar infraestructuras acueductos y alcantarillados.

- Implementar el Empleo de Emergencia, en conjunto con el Ministerio de Protección Social.
- Recuperar la infraestructura hospitalaria y equipamientos.
- Ejecutar los planes de reposición o reubicación de centros educativos.
- Construir un mapa de riesgo de desastres para el sector agrícola y el desarrollo de programas de reubicación para la producción.

Teniendo en cuenta la relación que se está investigando entre el Fenómeno de La Niña 2010–2011 y Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1, información importante en la materia se presenta en dicho documento. Los siguientes párrafos resumen la información relacionada dada en él.

Región Andina

Esta es la región más poblada y con economía más importante en Colombia. Es también la región con más riesgos de deslizamientos e inundaciones asociados con eventos de alta precipitación, los cuales son bastante comunes en la región, causando grandes afectaciones al sistema de transporte.

Deslizamientos e inundaciones causan mantenimientos bastante costosos, además de la interrupción de la operación de transporte de carga y de pasajeros. Por ejemplo, las inundaciones de Diciembre de 2010 obligaron el cierre completo de 9 vías y restricciones a otras 26, solo en el Departamento de Caldas (7,888 km²).

Los análisis de desempeño muestran que la mayoría de inundaciones y deslizamientos que tuvieron lugar en Colombia entre 1998 y 2013 con impacto en las vías ocurrieron en la Región Andina. Las inundaciones y los deslizamientos se presentaron durante todo el año, lo que muestra la necesidad de considerar el cambio climático durante todas las estaciones del año. Como se muestra en la Figura 7-4, aproximadamente el 90% de los deslizamientos y afectaciones relacionadas con vías y puentes tuvieron lugar en la Región Andina.

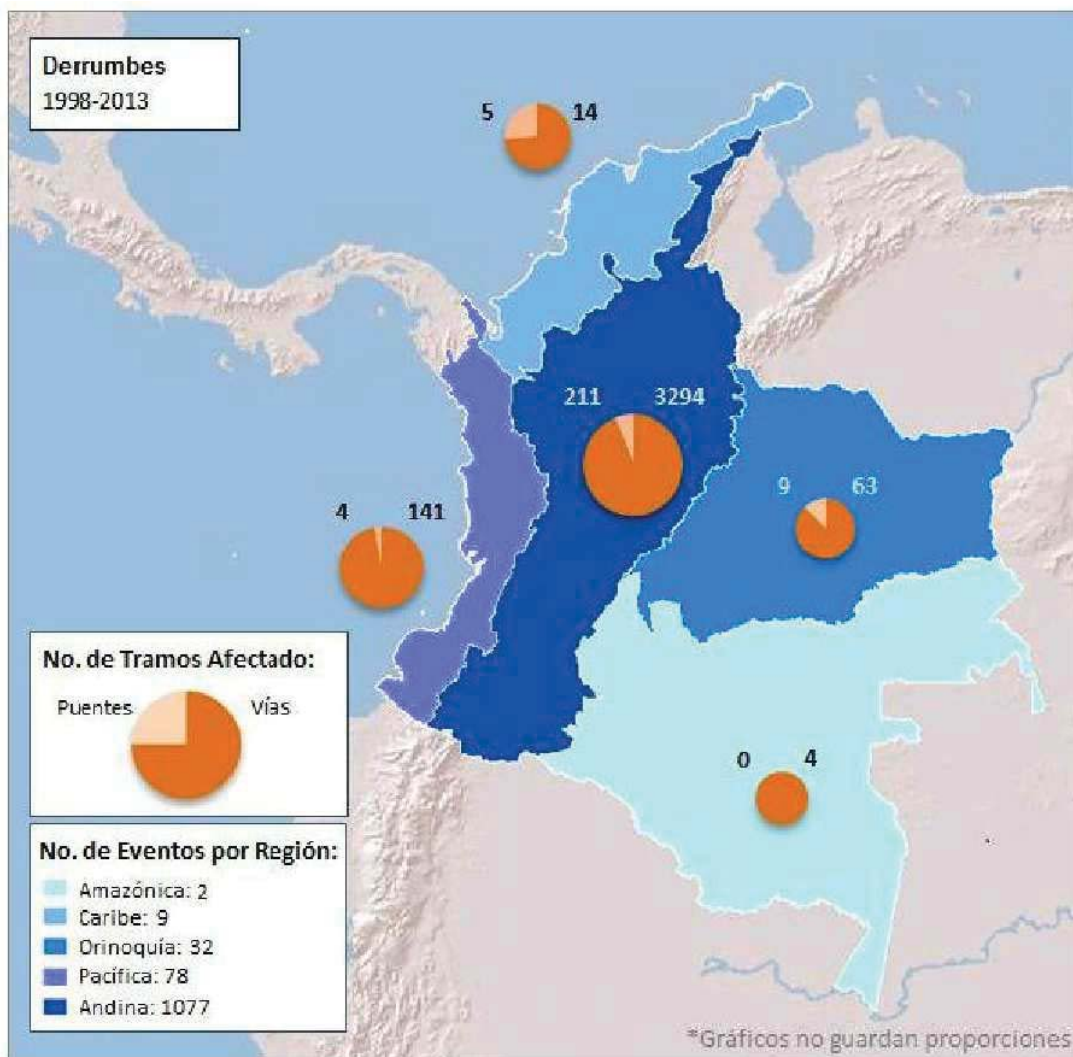


Figura 7-4. Deslizamientos, vías y puentes afectados entre 1998 y 2013. Fuente: IFC, CDKN – Cambio Climático y Sector Transporte en Colombia [302].

En términos generales, la Región Andina experimentará condiciones climáticas más calientes y más húmedas a futuro, particularmente entre Marzo y Mayo, meses con alta frecuencia de inundaciones. Eventos de Precipitación extrema generan una alta frecuencia de deslizamientos como se detallará más adelante.

El sistema de transporte colombiano se encuentra desafiado debido a la falta de inversiones a largo plazo, las redes viales nacionales son menos que óptimas en comparación con otros países suramericanos con PIB similar al de Colombia. El Ministerio de Transporte de Colombia incrementó el plan de inversiones, duplicando las inversiones entre 2010 y 2012. El Ministerio planea inversiones

futuras del 3.1% del PIB (anteriormente menos del 1%). Para el año 2020, se estima que las inversiones serán alrededor de US\$ 14 mil millones.

El fenómeno de La Niña 2010–2011 causó desastres naturales devastadores que interrumpieron el transporte vial, afectando el desarrollo económico y reduciendo la movilidad de carga y pasajeros. Fuertes lluvias causaron la mayoría de deslizamientos en las regiones de montaña, afectando la Red Nacional Vial. Las inundaciones fueron un problema importante en numerosas zonas del país. A partir de los procesos asociados al cambio climático, la incidencia y posiblemente la severidad de estos eventos pluviales aumentará, amenazando repetir dificultades similares a las sufridas durante los eventos de 2010 y 2011. El Ministerio de Transporte, proactivamente se encuentra en la búsqueda de entender la naturaleza de estos cambios y desarrolla planes para mitigarlos mediante importantes esfuerzos de inversión que se están implementando en el país.

7.2 Impacto en el Clima y la Geomorfología Local

Las condiciones de clima de Colombia han sido estudiadas por CDKN-ICF (Climate and Development Knowledge Network e International Climate Fund, 2013) [302]. Extractos de sus principales conclusiones son las siguientes:

7.2.1 Efectos de Eventos de Precipitación en Deslizamientos e Inundaciones

Precipitaciones: En general, desde 1960, los meses de marzo a mayo en Colombia se han vuelto más húmedos, mientras que los meses de junio a agosto se han vuelto más secos. Durante los periodos de tiempo más húmedo de lo normal, el total de precipitación ha aumentado, y por tanto la susceptibilidad a que las condiciones de deslizamientos e inundaciones puedan ocurrir con mayor frecuencia. Se ha proyectado que alrededor del 20% del país experimentará una reducción en las precipitaciones anuales del orden de 10% a 20%, mientras que el restante 80% del país experimentará una variación normal de la lluvia anual durante estos periodos de tiempo.

Sin embargo, precipitaciones estacionales pueden cambiar en una manera más significativa, con precipitación muy elevadas concentrándose en periodos cortos de tiempo (de marzo a mayo), aún si la precipitación anual se reduce. Esto es crítico para los proyectos de Infraestructura, debido a que éstos se impactan principalmente por eventos de precipitación al corto plazo (del orden de meses).

La Región Andina (y el Caribe) experimentarán precipitaciones menos intensas, pero con eventos más frecuentes, con 48 días muy húmedos al año. La

intensidad máxima de precipitación de 131 mm para el peor (o más extremo) evento anual, ocurre en alrededor del 30% de las precipitaciones totales anuales.

Los eventos de precipitación extrema generalmente conducen a una mayor frecuencia de movimientos en masa y deslizamientos, consecuentemente, el futuro desarrollo en áreas susceptibles aumentará la cantidad de vías expuestas a estos riesgos. El mayor número de inundaciones y deslizamientos generalmente ocurre entre marzo y mayo.

Por otra parte, a futuro se prevén aumentos en la precipitación entre marzo y mayo, lo cual sugiere un potencial incremento de inundaciones y deslizamientos. Estas proyecciones se basan en la revisión de las predicciones de 9 modelos usados por CDKN-ICF [302] para mejorar la confiabilidad en las predicciones; al menos 6 de estos modelos coinciden con el patrón de periodos más secos y más lluviosos sugeridos por el promedio de ellos. El incremento en el periodo marzo a mayo se ha hecho evidente, sugiriendo dramáticos incrementos en las precipitaciones que podrían producir impactos en las inundaciones y deslizamientos.

Eventos de Inundaciones en la Región Andina:

Aproximadamente el 70% de las inundaciones ocurridas entre 1998 y 2012 tuvieron lugar en la Región Andina, la cual es la más poblada y con mayor concentración de vías críticas para el país.

Eventos de Deslizamientos en la Región Andina:

Del mismo modo, debido a los altos niveles de precipitación anual y la topografía montañosa, eventos sísmicos y volcánicos, aproximadamente el 90% de los deslizamientos y del daño relacionado con vías y puentes entre 1998 y 2012 ocurrieron en la Región Andina.

De hecho, datos estadísticos compilados en los últimos 16 años indican que el Fenómeno de La Niña tiende a asociarse con un gran número de deslizamientos e inundaciones. Adicionalmente, el Evento de La Niña 2010–2011 es notorio debido al incremento de inundaciones y deslizamientos, como se muestra en la Figura 7-5.

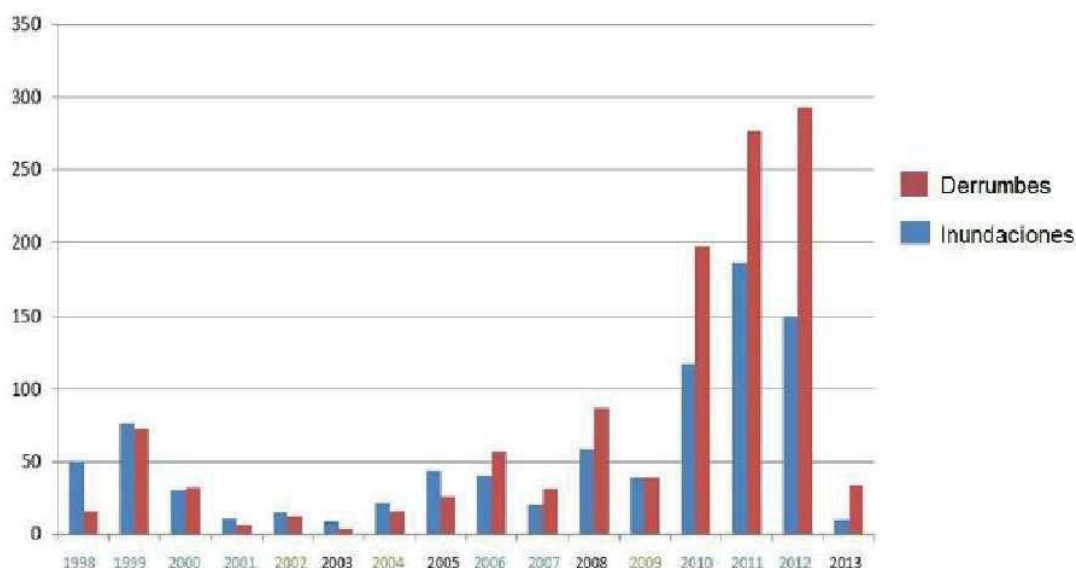


Figura 7-5. Número de Deslizamientos (en rojo) e inundaciones (en azul) entre 1998 y 2013 [302].

El riesgo de deslizamientos e inundaciones asociado con altas precipitaciones es ya bastante común en la Región Andina causando daños al sistema de transporte. Estos eventos mayoritariamente ocurren en los meses de marzo, abril y mayo, seguidos por diciembre, enero y febrero, septiembre, octubre, noviembre, julio y agosto. Las inundaciones y deslizamientos a menudo resultan en costosas reparaciones de la infraestructura e interrupciones del transporte de carga y de pasajeros. Por ejemplo, la vía Bogotá – Buenaventura experimenta frecuentes deslizamientos y excepcionalmente opera con toda su capacidad. El estimado de pérdidas anuales comerciales se encuentra en el orden de USD\$ 5 millones diarios. Las precipitaciones de diciembre de 2010 obligaron el cierre de 9 vías y restringieron el tráfico de otras 26 vías sólo en el Departamento de Caldas.

Efectos del Uso del Suelo y Cambios Poblacionales en Deslizamientos:

Cambios en el uso del suelo y en la población puede afectar la vulnerabilidad a futuro, debido a que es bastante probable que resulten en un incremento en el tráfico pesado, el cual genera mayores niveles de mantenimiento y reparaciones. La Región Andina es considerada altamente vulnerable debido a que no sólo experimenta cambios climáticos más intensos, sino que también es un contribuyente económico importante, controlando una gran porción de los proyectos viales en el país.

En general, no hay mayores cambios en el uso del suelo desde 1970 hasta el presente. La Agricultura es uno de los principales factores antropogénicos del uso del suelo. Sin embargo se ha incrementado significativamente la deforestación con el fin de permitir un mayor desarrollo de recursos madereros o para permitir el desarrollo agrícola. La deforestación hace los suelos más susceptibles a la erosión. Como consecuencia, la erosión puede resultar en más deslizamientos, y puede contribuir al incremento de la sedimentación en el lecho de los ríos. Es por esto que, en la medida en que las poblaciones crecen, las ciudades incrementan las superficies impermeables y generan un incremento en las necesidades de los sistemas de drenaje. Estos cambios pueden tener un efecto negativo en inundaciones y deslizamientos.

La salud de los bosques y otro tipo de vegetación que cubra la superficie terrestre juega un papel importante en la conservación de las propiedades del suelo. Los deslizamientos se dan con mayor probabilidad en áreas deforestadas cuando los niveles de precipitación se incrementan. La remoción de vegetación facilita la evaporación de la humedad del suelo, causando más erosión y afectando la estabilidad del terreno.

Impactos Asociados a los Cambios en la Precipitación Estacional:

Cambios temporales en suelos secos o saturados posiblemente afectarán la frecuencia de deslizamientos, patrones de erosión, crecimiento vegetal e integridad estructural de la infraestructura. Por tanto, la erosión causada por inundaciones puede destruir las laderas naturales o las estructuras de soporte hechas por el hombre.

Además, temperaturas más altas en los meses de marzo a mayo aceleran el derretimiento de las montañas nevadas, las cuales, combinadas con precipitaciones fuertes, resultan en el incremento del nivel de los ríos.

7.2.2 Efectos Irreversibles de Meteorización en el Comportamiento de Rocas Débiles y Propiedades en Ingeniería

La práctica de la ingeniería Geotécnica y la Ingeniería Geológica, y la investigación científica en el comportamiento mecánico y degradación de materiales geológicos débiles arcillosos (lodolitas, lutitas) siempre ha enfrentado dificultades al momento de consultar la forma adecuada de incorporar y escalar efectos ambientales, que condicionen dicho comportamiento, a partir de resultados de muestras representativas de las condiciones del sitio. Uno de estos programas de investigación en materiales arcillosos de la Región Andina (lodolitas y arcillas de Cundinamarca, Colombia) fue realizado en La Universidad Nacional de Colombia por el profesor Mario Camilo Torres Suárez [309].

Se encuentran dificultades importantes que deben sobrellevarse con el objetivo de simular de manera fiable los comportamientos de campo desde muestras ensayadas en laboratorio de tamaño menor a medio, el cual se agrava por la dificultad de incorporar en el mismo programa investigativo todos los ambientes primarios que puedan tener un efecto en la respuesta de la masa rocosa arcillosa (en este contexto, de comportamiento arcilloso), particularmente cuando tiene una estructura laminar tal como las típicas Lutitas.

Las características de degradación se asocian con la composición química y mineralógica del material de tamaño microscópico, principalmente menor a 75 micras de naturaleza arcillosa. Aunque este material puede ser considerado como una arcilla sobreconsolidada (en términos geológicos), presenta una estructura que en la mayoría de los casos es meta-estable con una estructura finamente laminar. Su resistencia es debida principalmente a la cantidad de tiempo que este material ha soportado la carga de los sedimentos suprayacentes, formando una serie de contactos entre partículas, en donde eventualmente menores cantidades de enlaces pueden estar presentes.

Los procesos de consolidación que ha experimentado este material, se asocian a eventos de gran escala, involucrando movimientos tectónicos y erosiones masivas, en adición a actividades humanas que involucran construcciones de obras de ingeniería superficiales y profundas. Estas actividades pueden, de hecho, afectar en varias formas y magnitudes, las propiedades mecánicas que los materiales presentaban al comienzo de su formación (historia esfuerzo – deformación).

Este tipo de material geológico es altamente susceptible a los mecanismos que controlan la degradación (pérdida de capacidad) de las propiedades mecánicas. Esta degradación es responsable de numerosos tipos de problemas de estabilidad tales como excavaciones abiertas y subterráneas. Entre estos mecanismos, hay dos de gran relevancia, que son ciclos de humedad y secado, usualmente asociado con ciclos de carga y descarga.

Los mecanismos de meteorización anteriormente discutidos afectan el material de varias maneras, la degradación fisicoquímica es la más reconocida. Esto es algunas veces difícilmente perceptible debido al hecho de que esto comienza a un nivel microscópico e involucra la participación de factores térmicos, hidráulicos, físicos y químicos, con efectos mecánicos. La suma de estos procesos de “Meteorización acelerada” (entre varios días y pocos años) es mucho más visible en rocas arcillosas de grano fino (lutita, lodolita). De modo contrario suceden los procesos de degradación en materiales geológicos fuertemente cementados (arenisca, conglomerado) como rocas ígneas y metamórficas, involucrando periodos de tiempo mucho más largos en escala geológica (cientos de años).

Estos procesos, su caracterización y modelado, se estudian en institutos de investigación. Esto requiere un programa experimental que tenga en cuenta la gran variedad de procesos asociados con el fenómeno, con variables de control debidamente delimitadas. Varias escalas de observación del fenómeno de meteorización son necesarias para la caracterización, incluyendo: a) nivel de la masa rocosa, b) nivel de la muestra manual, y c) nivel microscópico.

7.2.3 Pronóstico de Deslizamientos de IDEAM

El Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales – IDEAM se encuentra implementando un servicio de pronóstico diario de deslizamientos a nivel nacional. El objetivo principal de este servicio es el de proveer un pronóstico a tiempo de las probabilidades de deslizamientos asociadas con lluvia. Es importante resaltar que, el IDEAM incluye en la definición de “Deslizamientos” todo tipo de movimientos de masa (verticales o inclinados) de volumen significativo de material litológico por gravedad, teniendo o no teniendo en cuenta el efecto del agua.

El modelo de pronóstico se basa en el Mapa Nacional de Susceptibilidad a deslizamientos y el pronóstico diario de precipitación como el evento desencadenante de deslizamientos. El IDEAM genera mapas diarios y boletines pronosticando la amenaza de deslizamientos generados por lluvia. Cinco (5) niveles se utilizan, representados por el siguiente esquema de color: muy bajo (sin color), bajo (verde), moderado (amarillo), alto (naranja) y muy alto (rojo). Los boletines históricos desde marzo de 2010 son públicos y se encuentran en la página web del IDEAM [332].

Por ejemplo, en el boletín N° 98 para el pronóstico del 12 de abril de 2011. El área del proyecto se muestra en nivel bajo de amenaza. En los siguientes boletines el nivel de amenaza se incrementó a Moderado el 14 de abril y a Alto para todos los días entre el 15 y el 25 de abril. El nivel de amenaza se redujo a Bajo en abril 26 y 27, y se redujo a Muy Bajo en abril 28. La Figura 7-6 muestra un ejemplo del Mapa de Amenaza de Deslizamientos para el Departamento de Cundinamarca para el 18 de abril de 2011 de acuerdo al boletín N° 104 del IDEAM [333]. El área del proyecto se marca con un círculo rojo.

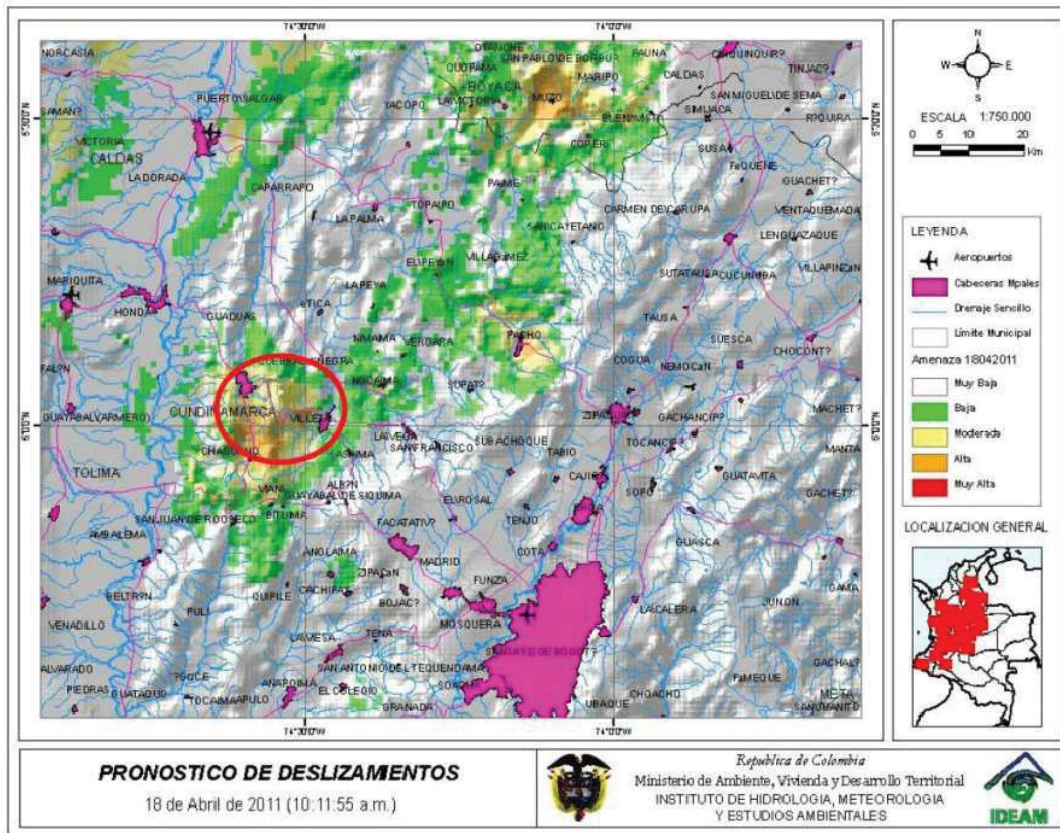


Figura 7-6. Mapa del pronóstico de amenaza de deslizamientos generados por lluvia para el Departamento de Cundinamarca para el 18 de abril de 2011 [333]

7.2.4 Inventario de Deslizamientos del IDEAM

Basándose en el inventario de deslizamientos entregado por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales - IDEAM (información ofrecida durante la reunión del 10 de julio de 2013, como se describe en el Apéndice N° 2), se han analizado los deslizamientos en el área del proyecto. La Figura 7-7 muestra el total de reportes de deslizamientos para el Departamento de Cundinamarca por meses para cada año del periodo analizado 2006–2011, así como el número de deslizamientos reportados para el departamento de Cundinamarca por mes para cada año del periodo analizado. Evaluando el número total de deslizamientos por mes para el periodo 2006-2011, se hace evidente que la mayoría de deslizamientos sucedieron en abril, mayo, noviembre y diciembre. El mayor número de deslizamientos por mes en el periodo 2006–2011 (106) ha sido reportado en los meses de diciembre. La mayor parte de todos los deslizamientos en diciembre (97) fueron reportados en el año 2010, 8 de los 97 reportes sucedieron en Cundinamarca. Los otros 89 deslizamientos fueron reportados en el Departamento de Santander, al norte de Cundinamarca.

El número total de deslizamientos reportados, en todos los departamentos en la región (ver Apéndice 3.6), en los meses de abril es de 72, más de la mitad de estos, 39, fueron reportados durante abril de 2011 (no mostrados en la gráfica). 23 de estos 39 deslizamientos de abril de 2011 sucedieron en Cundinamarca (ver barras delgadas en la siguiente gráfica). Por tanto, la mayor acumulación de deslizamientos en el Departamento de Cundinamarca sucedió en Abril de 2011, en vez de diciembre de 2010.

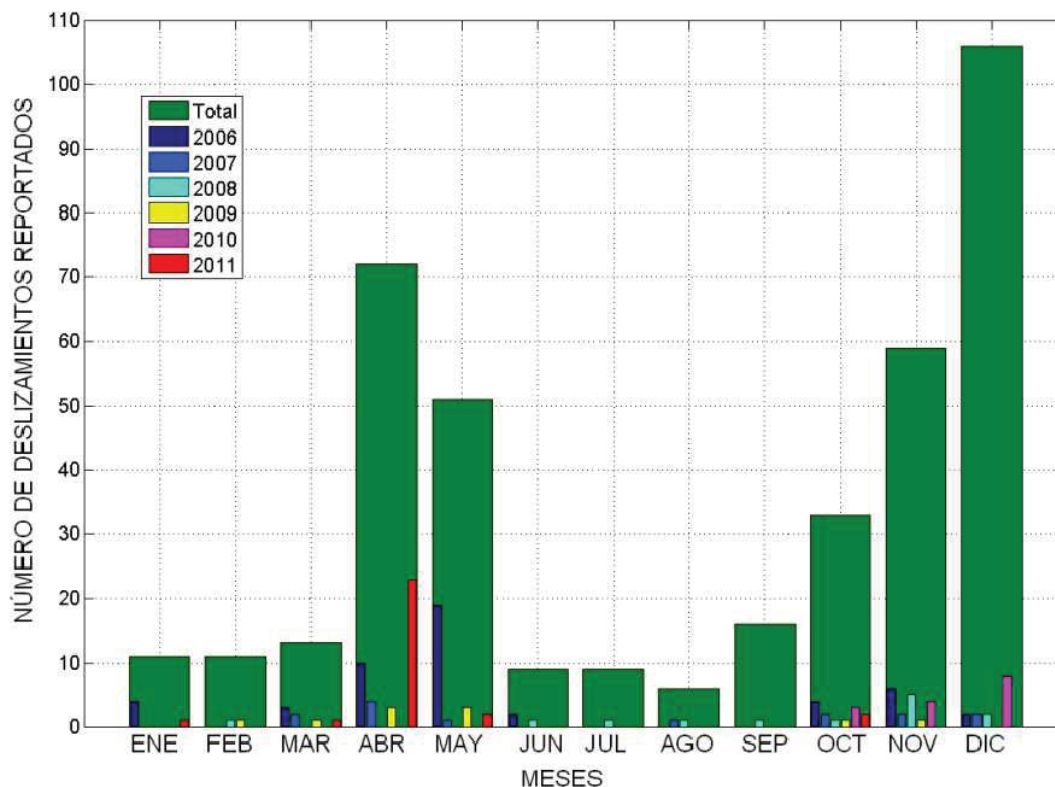


Figura 7-7. Número total de deslizamientos reportados, por mes en el periodo 2006-2011. Información suministrada por IDEAM

La Figura 7-8 muestra la serie de tiempo para la lluvia mensual (barras azules) medida en la estación El Tuscolo. La línea verde muestra el valor acumulado de lluvia que se presentaría, durante dos años consecutivos que tuvieran la lluvia promedio para esta estación (caso ficticio). La línea magenta muestra el valor acumulado de lluvia para los años 2010 y 2011 (caso real). Como se discutió en el capítulo 5, abril de 2011 tuvo el valor más alto de lluvia acumulada, no solo durante 2011, sino para cualquier lluvia mensual en el periodo analizado (1982–2012). Abril de 2011 tiene además el record del número de días con lluvia (24) y

además el record de número de días consecutivos con lluvia (20) en cualquier mes dentro del periodo analizado.

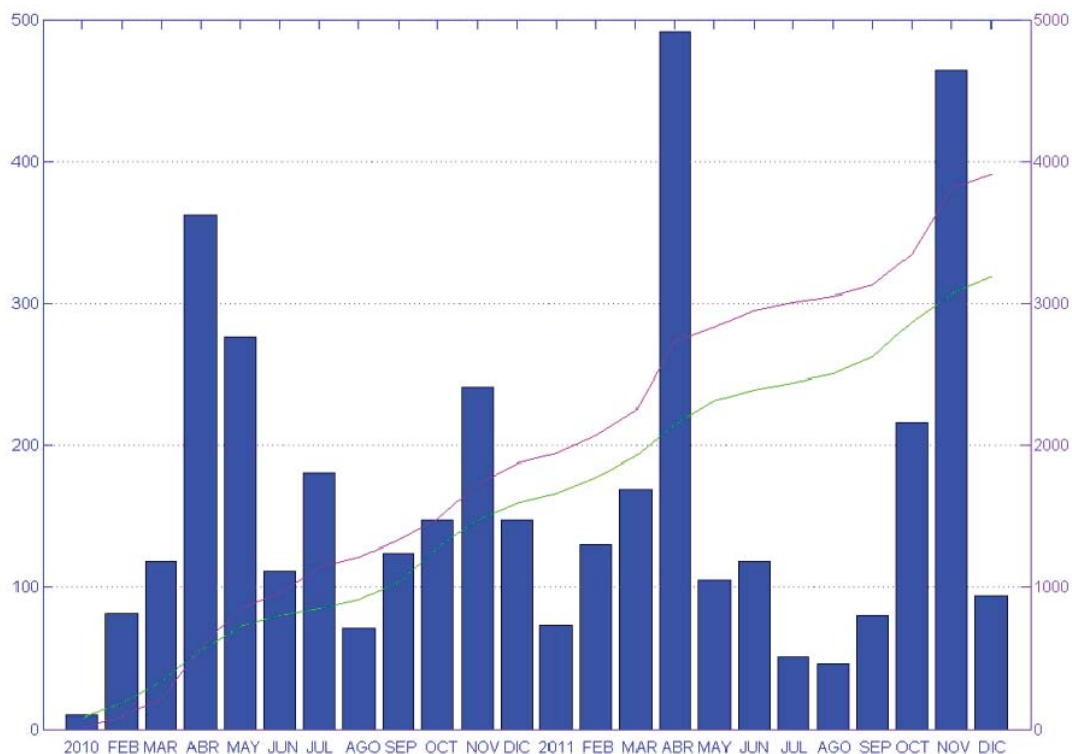


Figura 7-8. Series de tiempo para lluvia mensual para 2010 y 2011 (barras azules) y valor acumulado para dos años consecutivos con lluvia promedio (línea verde) y para 2010 y 2011 (línea magenta)

La Figura 7-9 muestra la localización (puntos amarillos) de los deslizamientos registrados el 18 de abril de 2011 (8) y el trazado de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 (línea roja). La figura muestra que el reporte de deslizamientos se concentra a lo largo de la Ruta Nacional 50 entre Villeta y Guaduas.

La Figura 7-10 muestra la serie de tiempo para lluvia diaria medida en la estación El Tuscolo durante abril de 2011. Se resalta el valor del 18 de abril de 2011 (60 mm), el cual tuvo la segunda precipitación más alta en 24 horas, durante el mes.

La Figura 7-11 y la Figura 7-12 muestran el mismo tipo de información (ubicación de deslizamientos reportados y precipitaciones diarias) para el 23 de abril de 2011. Es importante mencionar que el mayor número de deslizamientos en el Departamento de Cundinamarca (9) fue reportado el 23 de abril de 2011, lo cual coincide con el valor más alto de lluvia diaria (60.8 mm) durante abril de 2011. El segundo número más grande de deslizamientos (8) reportado para el departamento de Cundinamarca fue durante el 18 de abril de 2011, el cual también coincide con el segundo valor más alto de lluvia diaria (60 mm) en abril de 2011.

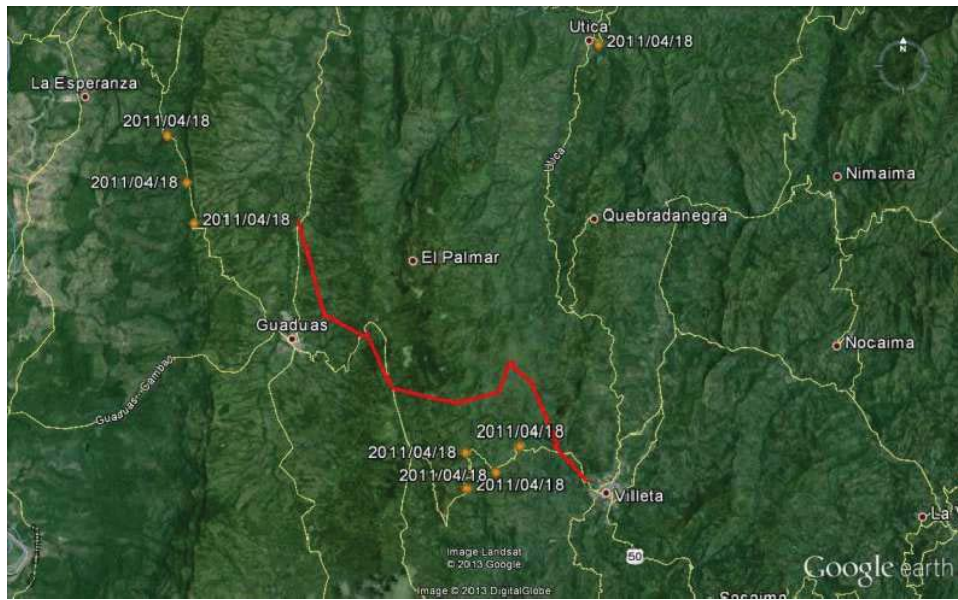


Figura 7-9. Localización de Deslizamientos Reportados el 18 de abril de 2011

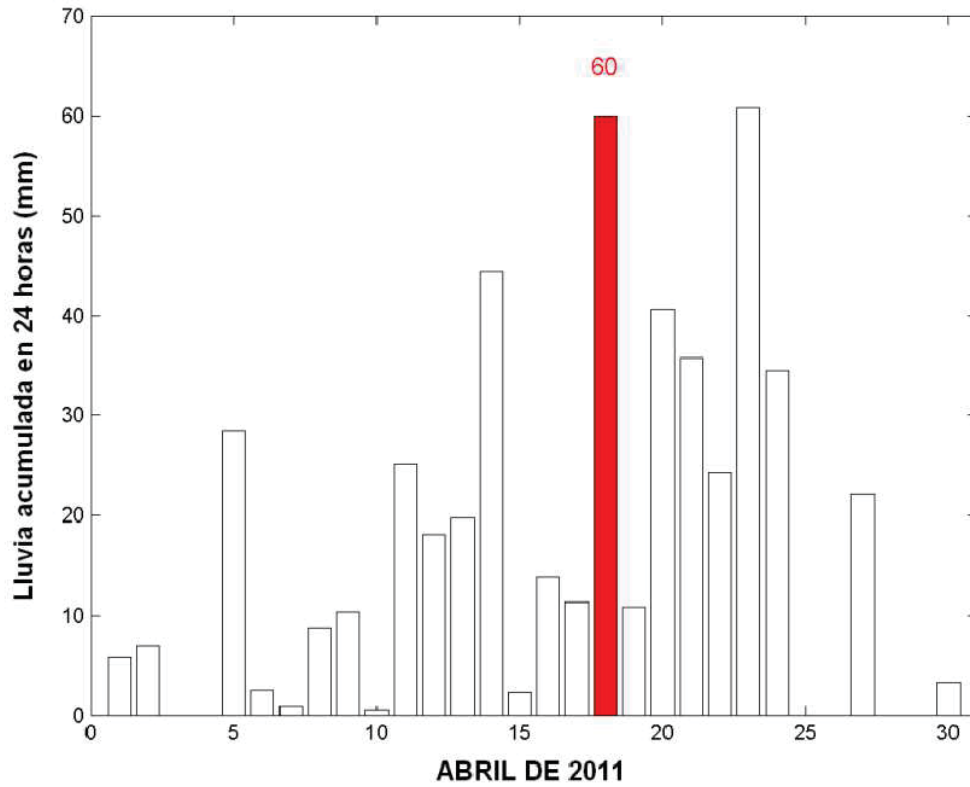


Figura 7-10. Lluvia diaria para abril de 2011, el Valor de abril 18 se resalta en rojo

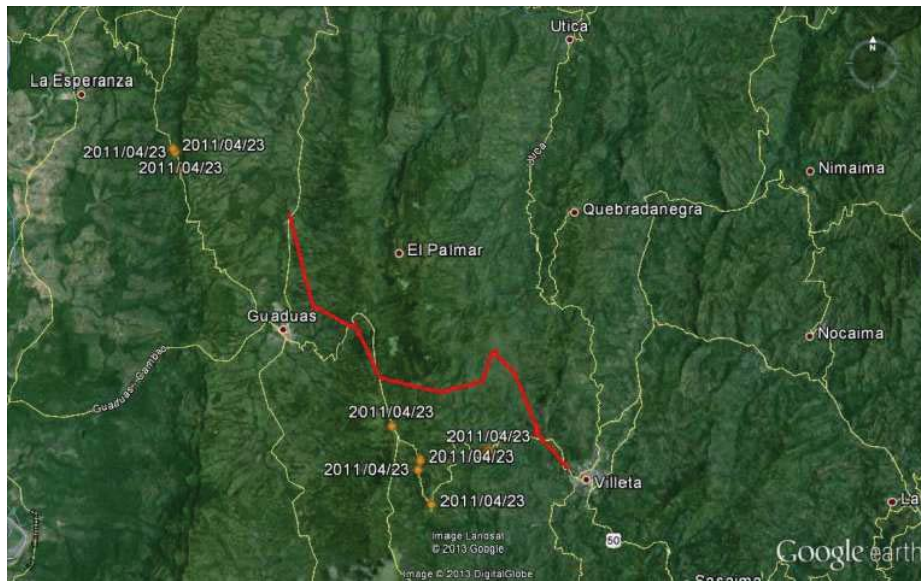


Figura 7-11. Localización de Deslizamientos Reportados el 23 de abril de 2011

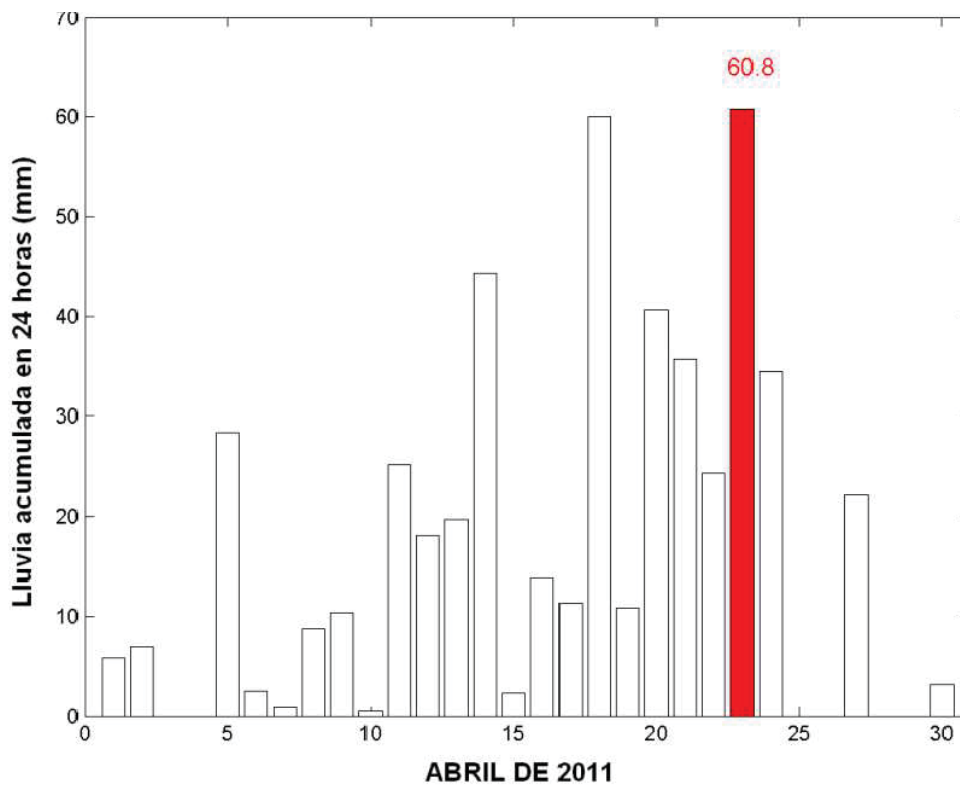


Figura 7-12. Lluvia diaria para abril de 2011, el Valor de abril 23 se resalta en rojo

La correlación entre los eventos de lluvia por día en abril de 2011, y los deslizamientos registrados descritos anteriormente es evidente y bastante fuerte. Sin embargo, los eventos de lluvia de 60 y de 60.8 mm no son los eventos diarios más extremos que se hayan registrado. Es probable que la situación en abril de 2011 se haya vuelto crítica debido a la alta precipitación de los días anteriores, la cual probablemente saturó los suelos en las cuencas y elevó los niveles de agua subterránea a niveles críticos.

No se encuentra disponibilidad de datos de agua subterránea en el área del proyecto, por tanto no es posible definir la duración exacta del tiempo crítico de lluvia. Experiencia internacional (estudios en laderas empinadas en Hong Kong con coluvión sobre roca meteorizada, con condiciones relativamente similares) sugieren que los 4 a 10 días previos de lluvia son significativos, aunque esto puede variar en función de la geología y las características de la cuenca. En el caso de Hong Kong, el periodo de 4 días es significativo. De manera similar, y aunque no hay datos de aguas subterráneas para Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1, la recarga de acuíferos profundos puede darse en escalas de tiempo mucho más largas, por tanto los eventos de lluvia de meses anteriores son definitivamente significativos también para algunos casos. En Este caso, puesto que existen significativos acuíferos superficiales y/o capas permeables muy delgadas, la recarga se asume que ocurre relativamente rápido.

El hecho de que todos los deslizamientos hayan sido reportados sobre la Ruta Nacional 50 no es una coincidencia, estos son deslizamientos que tienen un impacto directo en el tráfico sobre la vía existente, y pueden ser localizados en un área sensible en la vía existente, como en un corte o en laderas naturales muy altas. Aun cuando el presente análisis no muestra ningún reporte específico de deslizamientos sobre la vía proyectada, como se muestra en la Figura 7-13 y en la Figura 7-14, imágenes satelitales muestran un área extendida de afectación mediante nubes convectivas que sugieren un potencial para lluvias fuertes en el área de la vía proyectada, lo cual puede resultar en nuevos deslizamientos.

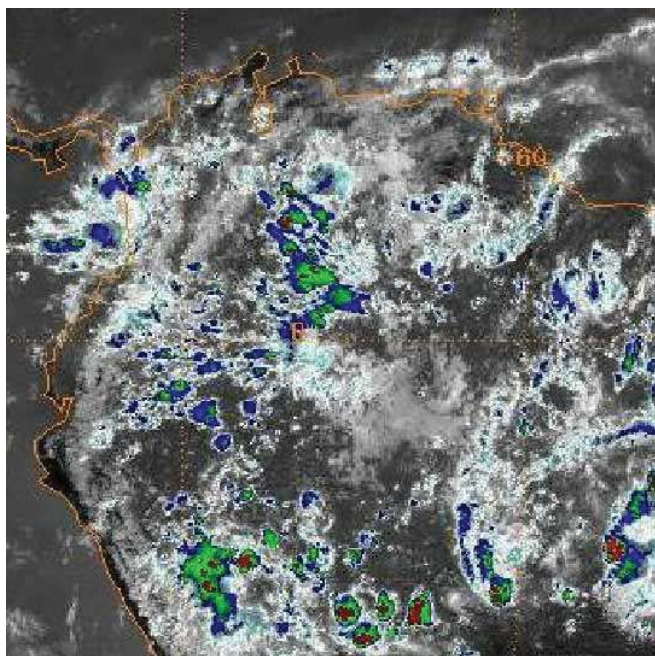


Figura 7-13. GOES-13 IR. Imagen de abril 18 de 2011 a las 17:45 UTC, fuente: NOAA Satellite and Information Services [334]

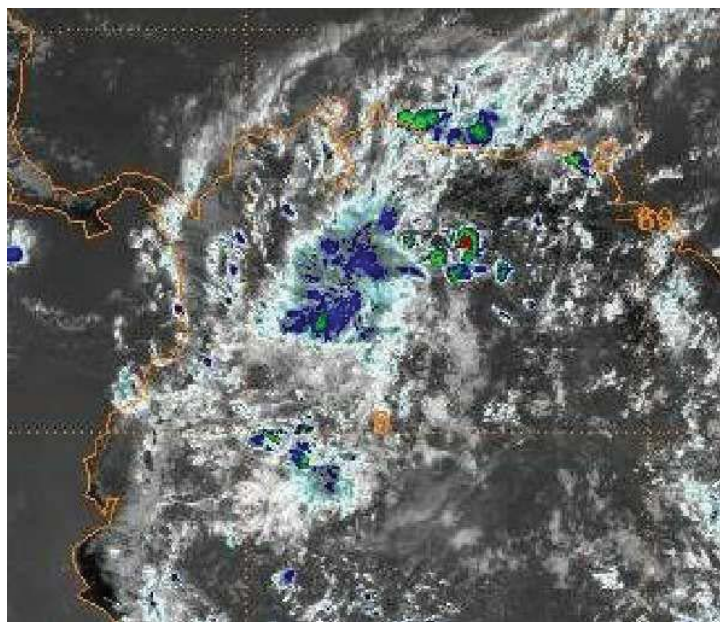


Figura 7-14. GOES-13 IR. Imagen de abril 23 de 2011 a las 17:45 UTC, fuente: NOAA Satellite and Information Services [334]

7.2.5 Eventos de Lluvia a Largo Plazo

Los datos de lluvia de la Estación El Tuscolo fueron analizados en términos de la ocurrencia de eventos de largo plazo. El comportamiento de diferentes periodos de acumulación fue revisado. El enfoque principal en la base de datos de 31 años fue el de ubicar los casos en que la lluvia ocurrió durante un cierto número de días consecutivos y evaluar su relevancia en términos de valores acumulados. Por ejemplo, la Figura 7-15 muestra la serie de tiempo de eventos de 6 días. Se generó buscando los casos en que 6 días consecutivos presentaran valores diferentes a cero. En el caso en que se localiza un evento con más de 6 días consecutivos con lluvia, se elige el periodo de 6 días que produce el valor máximo para ese evento y ese es el que se compara con otros eventos.

El evento con el máximo valor en la serie se marcó como el “mayor evento de 6 días” y su fecha inicial, valor acumulado de lluvia, el número de eventos encontrados durante el periodo analizado (1982 – 2012), el número de eventos con valores superiores a 130 mm (el máximo valor para lluvia diaria encontrado en el periodo analizado), el valor del evento con intensidad más cercana al evento “mayor evento de 6 días” y la lluvia promedio diaria en el periodo acumulado, fueron también guardados. Un resumen de los resultados del análisis descrito aplicado para diferentes periodos se resume en la Tabla 7-1.

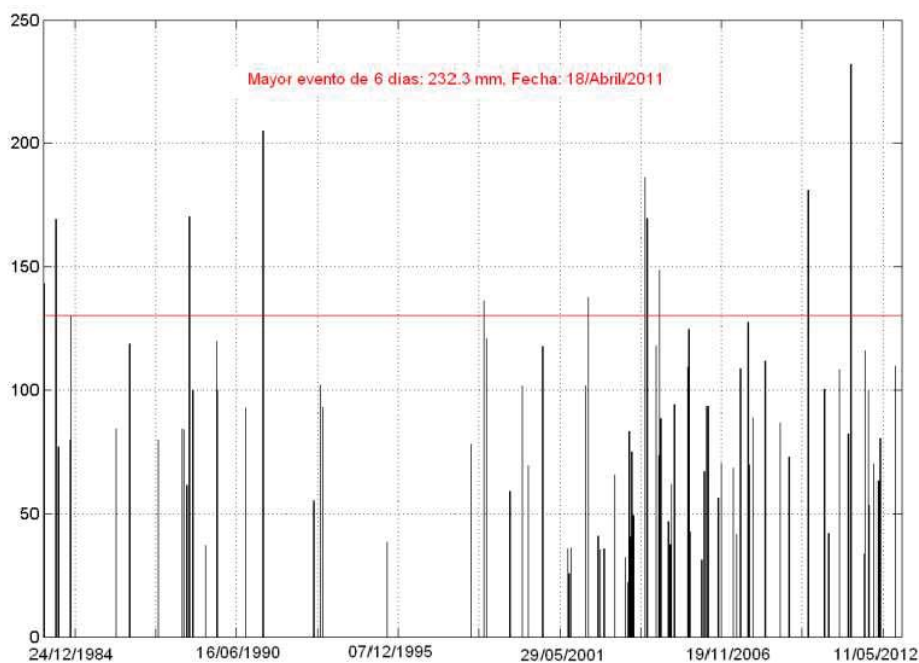


Figura 7-15. Serie de tiempo de eventos extremos de lluvia de duración 6 días, en el periodo 1982 – 2012 para la estación El Tuscolo

Tabla 7-1. Resumen de resultados del análisis de eventos de lluvia a largo plazo, aplicado a Diferentes Periodos de Acumulación de lluvia (1982 – 2012)

Periodo de Acumulación (Días)	Fecha Inicial (DD/MM/AAAA)	Lluvia acumulada (mm)	Número de eventos con el mismo periodo de acumulación entre 1982 y 2012	Número de eventos con lluvia acumulada mayor a 130 mm	Lluvia acumulada de intensidad más cercana al evento (mm)	Lluvia acumulada promedio durante el periodo de acumulación
2	22/10/1985	199.00	757	5	155.00	99.50
3	21/10/1985	210.00	408	11	156.00	70.00
4	20/10/1985	214.00	249	16	168.00	53.50
5	20/10/1985	217.00	148	18	196.00	43.40
6	18/04/2011	232.30	90	11	205.00	38.71
7	18/04/2011	266.80	57	14	213.00	38.11
8	17/04/2011	278.10	40	14	212.70	34.76
9	16/04/2011	291.90	23	11	213.10	32.43
10	14/04/2011	304.10	13	6	217.80	30.41
15	10/04/2011	402.10	2	1	98.90	26.80
16	09/04/2011	412.50	2	1	100.00	25.78
17	08/04/2011	421.20	1	1	NA	24.77
20	05/04/2011	453.00	1	1	NA	22.65

A partir de la Tabla 7-1 se hace evidente que la mayoría de periodos extremos de acumulación de lluvia para 2, 3, 4 y 5 días ocurrieron entre el 20 y el 24 de octubre de 1985. Sin embargo, para periodos de 6 a 20 días, todos los eventos extremos aparecen entre el 5 y el 25 de abril de 2011. Las dos fechas de incremento en deslizamientos se encuentra entre este periodo de tiempo (18 y 23 de abril).

Adicionalmente, abril de 2011 es el único caso entre 1982 y 2012 con periodos continuos de lluvia tan largos como de 17 a 20 días continuos.

En resumen, abril de 2011 no solo presenta el record de periodos de eventos fuertes de lluvias de 6 a 20 días, sino que también el record del periodo más largo de días consecutivos con lluvia dentro del periodo analizado (1982 – 2012).

Independientemente de la duración del periodo (6 a 20 días) es también interesante que los periodos terminen alrededor del 24 y 25 de abril. Un análisis del promedio diario de lluvia por periodo muestra que el promedio de intensidad de lluvia se incrementó hacia el final del periodo. Por tanto, abril de 2011 presenta un periodo de 20 días consecutivos de lluvia, mientras que la intensidad de lluvia diaria incrementa hacia el final del periodo.

7.2.6 Hidrología

Los mejores registros de caudal parecieran corresponder al Río Villeta en Tobia, del cual se tienen 30 años continuos de registros entre 1981 y 2011. El Río Villeta en Tobia se encuentra aproximadamente 32 Km al norte de Villeta, es una gran cuenca por lo que puede prestarse como guía para un estudio de hidrología regional, más no como de relevancia directa para estudiar impactos locales como deslizamientos.

Analizando los caudales de los ríos durante La Niña 2010–2011, un gran número de inundaciones se pueden identificar. Sin embargo, al igual que los datos de lluvia, estos flujos pico de inundación no representan eventos extremadamente raros, pero cada uno es más bien propio de los caudales máximos que se producen de vez en cuando.

Es presumible que la larga duración de los caudales (asociados con medidas de precipitación en semanas o meses) sean más significativos que los eventos de inundación de corta duración (esto puede ser asociado con la lluvia en periodos de pocos días). Esto es consistente con las catastróficas inundaciones en el norte de Colombia. Sin embargo, la pequeña cuenca del proyecto se asocia a eventos de lluvia de corta duración.

Al parecer no se ha llevado a cabo un monitoreo regular de niveles de agua subterránea, sólo se encuentra disponible el registro de niveles de agua que aparece con las perforaciones. Esta sería una importante fuente de información adicional, con la cual sería conveniente analizar su relación entre lluvia, agua subterránea y deslizamientos. Futuros monitoreos de niveles de aguas subterráneas serían esenciales para realizar investigaciones adicionales sobre esta relación.

8 Vulnerabilidad a Eventos Climáticos Extremos

8.1 Antecedentes

En los pasados 30 años, el cambio climático ha evolucionado de ser un tema meramente científico a ser un fenómeno en curso fuertemente establecido, y con impactos a una escala global extensamente estudiados, de acuerdo al Panel Intergubernamental sobre el Cambio Climático (IPCC, por sus siglas en inglés), una entidad internacional que agrupa científicos expertos en Cambio Climático establecida por las Naciones Unidas, “El cambio climático hace referencia a cualquier evento en el clima a través del tiempo, bien sea debido a causas naturales o como resultado de la actividad humana”. [319]. El calentamiento global observado en las últimas décadas ha sido identificado como la raíz que ha derivado el Cambio Climático, el cual, de acuerdo con el reporte antes mencionado, incluye “potenciales cambios en la frecuencia, intensidad y persistencia de extremos climáticos (Por ejemplo olas de calor, fuertes precipitaciones y sequías), así como variabilidades climáticas (El Niño Oscilación del Sur (ENOS) emergen como determinantes claves de futuros impactos y Vulnerabilidades”.

Mientras los efectos y las consecuencias del cambio climático se hicieron más aparentes durante la década de los noventas, se hizo más obvio para la comunidad científica, y para los responsables de las políticas del mundo entero, que la implementación de medidas de mitigación era necesaria para enfrentar las causas del cambio climático, pero por sí misma no era suficiente para minimizar sus impactos. Como resultado de esto, se introdujeron los conceptos de Vulnerabilidad y Adaptación.

La Vulnerabilidad se puede entender como el grado al cual un sistema es susceptible de, o incapaz de enfrentar efectos adversos de cambio climático, incluyendo variabilidad climática y extremos climáticos (en adelante referidos sólo como “extremos”). [319].

Los tres elementos de la Vulnerabilidad son:

- **Exposición**
Grado al cual un sistema se encuentra expuesto a variaciones climáticas significativas.
- **Susceptibilidad (o Sensibilidad)**
Grado al cual un sistema se encuentra afectado de manera positiva o negativa por estímulos relacionados con el clima.

- Capacidad de Adaptación

Habilidad de un sistema de ajustarse al cambio climático (incluyendo variabilidad climática y extremos) para moderar los daños potenciales, tomando ventaja de las oportunidades o enfrentando las consecuencias.

En este contexto, se entiende Adaptación como el ajuste en sistemas naturales o humanos en respuesta a los estímulos o efectos, actuales o esperados, lo cual modera el daño o aprovecha oportunidades de beneficio. Varios tipos de adaptación pueden reconocerse, incluyendo adaptación anticipada y reactiva, adaptación pública y privada, y adaptación autónoma y planeada [319].

Para el proyecto Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1, la Capacidad de Adaptación se entiende como el rediseño parcial o completo para mitigar el posible impacto de eventos climáticos extremos. La base de la evaluación para el propósito de este reporte está dada en el diseño Fase 2 de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1. Es de interés en este momento únicamente su estado de Vulnerabilidad y no su capacidad de adaptación por potenciales cambios de diseño. Mientras que el presente capítulo describe las amenazas y la Vulnerabilidad, el capítulo 9 utiliza estas definiciones para estudiar y evaluar el perfil de Riesgo del proyecto mediante un análisis de riesgo sistemático.

Debido al cambio climático, la infraestructura y los sistemas de transporte particularmente se han visto forzados, de manera incrementada, a resistir: i) eventos climáticos más extremos y de manera más frecuente, y ii) el incremento en variabilidad climática y cambios en los promedios climáticos, los cuales se proyecta que se deterioraran con el tiempo. Cabe destacar que se anticipa que incluso pequeños incrementos en los extremos meteorológicos y climáticos son propensos a generar grandes daños en la infraestructura existente: “Estudios indican que el daños debido a eventos meteorológicos extremos tiende a incrementarse dramáticamente sobre los umbrales críticos, incluso cuando los eventos de lluvia de alto impacto asociados con daños no hayan sido mucho más severos que el tipo de intensidad de lluvia que ocurre con regularidad cada año” [320].

El gobierno colombiano se encuentra en la vía correcta enfrentando el problema de la adaptación, teniendo en cuenta que la Vulnerabilidad del país al cambio climático es alta. La severidad del evento de La Niña 2010–2011, como se evidencia en las estadísticas del gran número de inundaciones y deslizamientos que afectaron fuertemente la infraestructura del país y trastornaron la función socio-económica, jugó un papel catalítico en la aceleración del proceso. En un esfuerzo para establecer los lineamientos de adaptación y respuesta al cambio climático y sus efectos, una serie de programas se ha producido, tales como la “Estrategia institucional para la articulación de políticas y acciones sobre el

Cambio Climático en Colombia” [321], y “ABC: Adaptación Bases Conceptuales – Marco conceptual y lineamientos del Plan Nacional de Adaptación al Cambio Climático (PNACC). [320], ambos publicados por el Departamento Nacional de Planeación (DNP) en 2011 y 2012, respectivamente. Un estudio preliminar específico al sistema de transporte del país, titulado “Asuntos críticos de Cambio Climático para el Sector Transporte en Colombia” [320] fue preparado en 2013 por International Climate Foundation (ICF) en colaboración con varias agencias gubernamentales. Para información detallada de la respuesta colombiana relacionada con los proyectos de infraestructura, ver el capítulo 7.

El estudio de Vulnerabilidad es el paso necesario hacia una valoración de riesgo, y, eventualmente, hacia un plan de manejo del riesgo, el cual identifica los niveles de susceptibilidad de varias amenazas y resalta las áreas en que se requieren medidas de mitigación. El riesgo depende del tipo de amenaza, el nivel de exposición y las condiciones de Vulnerabilidad. La valoración del riesgo requiere la identificación de amenazas y su impacto, así como la determinación del nivel de exposición y de los factores que comprometen la Vulnerabilidad. Para medir el riesgo, se debe identificar las amenazas existentes y sus efectos en los ecosistemas y en los sistemas socio-económicos, determinar el grado de exposición analizando en donde estas amenazas se encuentran y finalmente determinando los factores que componen la Vulnerabilidad. Cuando una amenaza se materializa en un evento, el riesgo se convierte en desastre, resultando en un impacto socio-económico. El manejo del riesgo y la adaptación al cambio climático son estrategias complementarias. A través de la reducción de la exposición y Vulnerabilidad al fenómeno climático, el manejo del riesgo de desastres y la adaptación al cambio climático reducen su riesgo y su impacto socio-económico. Estas estrategias deben implementarse simultáneamente a fin de incorporar adecuadamente las variaciones climáticas en la planeación del desarrollo [320].

Continuando con los procedimientos anteriormente presentados, se presenta una discusión sobre las potenciales amenazas a los diferentes elementos estructurales por eventos climáticos extremos. Posterior a la definición de los escenarios de amenazas, se continuará con la discusión sobre la exposición así como la susceptibilidad (Sensibilidad) de los diferentes elementos estructurales en términos generales. Posteriormente, se analiza la Vulnerabilidad de los elementos estructurales previamente definidos en el capítulo 6 y se determinan criterios clave para identificar elementos estructurales altamente vulnerables.

8.2 Amenazas

En proyectos lineales, la selección del trazado es de gran importancia para la vida completa en proyectos de infraestructura, tanto que dictamina el tipo y número de

estructuras necesarias. Las condiciones climáticas y geológicas a lo largo del trazado determinan las medidas necesarias para proveer estructuras duraderas y una operación segura de la vía durante el periodo de diseño del proyecto. El principio gobernante en el diseño y construcción de proyectos de infraestructura, particularmente en proyectos de esta magnitud, es el de entregar proyectos sostenibles y rentables, minimizando los riesgos asociados, tanto durante la etapa de construcción, como durante la etapa de operación y mantenimiento, sin comprometer la seguridad y la calidad.

La Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 se ha planeado para actuar como columna vertebral y por tanto es un proyecto de infraestructura en que la operabilidad es de gran prioridad. Dadas las condiciones climáticas adversas en el área del proyecto, las cuales podrían ser exacerbadas debido a la posible intensificación de eventos extremos como La Niña 2010–2011. Es de extrema importancia examinar la Vulnerabilidad del trazado planeado. Para permitir un estudio de una manera clara y estructurada, se han definido escenarios de impacto típicos, en este caso denominados “amenazas”.

El evento en cuestión, más húmedos de lo normal (La Niña 2010–2011, discutido en detalle en el capítulo 5 del presente informe) incrementó tanto la duración de las lluvias como la intensidad por encima de los niveles esperados, y es por tanto clasificado como extremo.

El diseño de elementos estructurales en carreteras típicamente se basa en la metodología de “periodo de diseño” para establecer los criterios de diseño apropiados para intensidad de lluvia, duración, y tiempos pico de concentración. Los valores de periodos de diseño se desarrollan basándose en datos estadísticos de eventos pasados y entregan valores típicos y desviaciones típicas. Estos criterios de diseño impactan numerosas variables de diseño como dimensiones, material, método constructivo, y generalidades de diseño de estructuras de drenaje, pavimentos, puentes y otras estructuras presentes en el corredor vial. Por tanto, si los valores de diseño para condiciones de lluvia para un corredor vial son excedidos, el diseño podría ser vulnerable y las estructuras pueden potencialmente fallar.

Eventos extremos de lluvia típicamente generan tres principales amenazas: Inundaciones (superficiales), movimientos en masa y deslizamientos de tierra. Estas amenazas además se identifican como los principales eventos que ocurrieron durante el evento de La Niña 2010–2011. Adicionalmente, otros procesos se promueven con las principales amenazas, típicamente erosión y aumento en los niveles de aguas subterráneas pueden ser denominados “eventos promotores”.

La erosión se define como la destrucción (degradación) gradual o disminución de

roca y suelo, en este contexto es específicamente el proceso de transporte de productos degradados o meteorizados. La prevalencia de material débil tipo suelo, de grano fino, lutitas arcillosas, arcillolitas y lodolitas en el área del proyecto, es extremadamente susceptible a la meteorización una vez expuesto a condiciones de superficie (atmosféricas) y a la abundancia de agua como medio de transporte, la cual genera altos grados de erosión en la región. Los impactos de potencial erosión se encuentran extendidos en todo el corredor.

Aunque estos impactos pueden no ser preocupaciones inmediatas para la seguridad o el mantenimiento, si representan impactos a largo plazo que pueden amenazar los niveles de servicio, la confiabilidad, la estabilidad y el desempeño general a largo plazo de la vía. En este contexto, la erosión se tratará dentro de las amenazas “movimientos en masa” y “deslizamientos”, sin ser mantenida como una amenaza independiente.

Las inundaciones pueden acelerar los procesos de erosión. Sin embargo, en este informe la erosión inducida por eventos de inundación se tratará dentro de la amenaza “inundaciones” en lugar de erosión como amenaza independiente.

Otro efecto promotor de las principales amenazas es la elevación de niveles de agua subterránea temporal/estacional. Las aguas subterráneas se definen como aquellas que se mantienen bajo la superficie en el suelo o en la roca. En este informe, las aguas subterráneas hacen referencia al incremento de los niveles de agua dentro de la formación de hospedaje (roca, o suelos superficiales suprayacentes) resultados de prolongados periodos de lluvia, los cuales conllevan tasas de recarga que exceden la capacidad de la formación de hospedaje para transmitir o liberar los excesos de agua. Precipitaciones con intensidad y duración similar a las observadas durante el evento de La Niña 2010–2011 muy posiblemente causarán saturación de los depósitos más superficiales o elevarán los niveles de agua subterránea en acuíferos profundos, afectando a su vez la estabilidad de las laderas. Dentro de este contexto, las aguas subterráneas se estudiarán como amenazas de movimientos en masa (estabilidad de suelos superficiales) y deslizamientos (estabilidades profundas), sin tratarse en sí como una amenaza separada.

La intensidad de las lluvias y su duración durante eventos climatológicos más húmedos de lo normal, tales como el evento de La Niña 2010–2011, pueden, correspondientemente, tener grandes impactos debido a la gran saturación del suelo y la infiltración de agua en las capas subyacentes. Dado el terreno montañoso del corredor, la geometría y la sección transversal típicas del trazado, algunos de los cortes diseñados y de las laderas naturales son bastante empinados y, por tanto, susceptibles a importantes deslizamientos y movimientos en masa. Esto se evidencia en la frecuencia de deslizamientos observada en

carreteras de terrenos similares durante La Niña 2010–2011 (ver capítulo 7 del presente informe).

Para eventos de lluvia incrementados las tres principales amenazas son definidas a continuación:

Inundaciones:

Las inundaciones son un sobre-flujo de grandes cantidades de agua más allá de sus confinamientos naturales, especialmente sobre lo que normalmente son terrenos secos. Para el contexto de este informe, únicamente se consideran inundaciones fluviales debidas al aumento de caudal, lo cual resulta en el aumento de los niveles de agua por encima de la línea máxima de agua dentro del cauce del río o quebrada. Esta es una consecuencia generalizada de altas precipitaciones en la región y es posible que los índices de precipitaciones intensas se aumenten durante anomalías climáticas recurrentes, tales como La Niña.

El proceso está directamente relacionado con el incremento de los índices de lluvia, los cuáles favorecen las aguas de escorrentía, el proceso es a su vez promovido por el aumento de los niveles de aguas subterráneas, dado que los mecanismos y las estructuras del suelo, inicialmente insaturadas durante los periodos secos, se saturan, resultando en un incremento de las aguas de escorrentía.

Eventos localizados de inundaciones pueden a su vez ser generados por fallas en los sistemas de drenaje naturales o artificiales, causado por movimientos en masa, deslizamientos o procesos de erosión. Sin embargo, los procesos de inundaciones localizadas son vistos como efectos secundarios de los principales eventos.

El proyecto Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 se encuentra localizado sobre pendientes de montaña y no se encuentra cerca a importantes cuencas o en el fondo de valles naturales. Sin embargo, la única sección crítica es el cruce por el Río San Francisco a través del Puente San Francisco Alto en la abscisa aproximada K15+300. El valle del Río San Francisco cuenta con un historial de inundaciones, tanto que un puente existente en el área tuvo que ser reemplazado recientemente como resultado de una inundación relacionada con La Niña 2010-2011. Las cuencas menores no parecen tener un potencial considerable de inundación dentro de la topografía dada.

Otro potencial escenario que se puede definir es la inundación de la sección de una vía, especialmente en una condición de corte a ambos costados. Sin

embargo, basado en la discusión de drenaje del capítulo 4.3, todas estas secciones parecen estar adecuadamente diseñadas para eventos de lluvias extremas. Las medidas de drenaje, las cuales pudieran potencialmente estar subdimensionadas (por ejemplo el drenaje de la cuenca 11a, en la abscisa K5+300) pueden fácilmente ser mitigadas mediante mejoras en los diseños del drenaje y por tanto no se consideran sensibles. Escenarios de inundación inducidos por taponamiento de los sistemas de drenaje, por ejemplo por procesos de erosión, se asume que se evitan con un adecuado mantenimiento.

En resumen, la única sección sensible para inundaciones es por tanto el Puente Río San Francisco Alto.

Movimientos en Masa:

Movimientos en masa es el proceso geomorfológico por el cual el suelo superficial o roca presenta un movimiento cuesta abajo típicamente bajo la fuerza de la gravedad. En el contexto de este informe, el proceso se refiere principalmente a flujos de menor escala de material superficial (regolito), causados por el incremento del contenido de agua. Este proceso incrementa la carga y los esfuerzos de corte hasta que la resistencia al corte se ve excedida y la ladera se vuelve inestable. Esta condición puede ocurrir en la medida en que las lutitas están expuestas en ubicaciones de corte en las que se meteorizan y producen pérdidas de material, que causan movimientos del suelo localizados durante lluvias intensas. El proceso se ve promovido por el incremento del nivel freático o la saturación de suelos superficiales, dado que los esfuerzos efectivos en el suelo se reducen y el material de ladera se hace boyante, lo cual reduce la capacidad de resistencia de la ladera. Procesos de erosión en la ladera o en la base de ladera pueden también perturbar la estabilidad y la integridad de las laderas.

Criterios clave para el estudio de la susceptibilidad (Sensibilidad) para generar movimientos en masa, consistentes con los mecanismos de falla del suelo descritos en el capítulo 4, independientes de los elementos estructurales, son:

- Terreno natural empinado (ángulos promedio de ladera definidos en el capítulo 9) y máxima altura de corte superior a 10 m.
- Huellas existentes de movimientos en masa históricos.
- Naturaleza de materiales superficiales, particularmente de baja densidad, débiles, depósitos de suelo de baja cohesión (coluvión, material de deslizamientos antiguos, suelos residuales, rellenos artificiales no documentados) deslizados sobre materiales más competentes con un

espesor mínimo de 1m.

- Signos de aguas subterráneas poco profundas.

Deslizamientos:

Los Deslizamientos son generalmente formas profundas de movimientos en masa. En términos generales se definen como el deslizamiento hacia debajo de una masa de tierra (blanda) o de roca desde una montaña. En el contexto de este proyecto, se refieren principalmente a fallas profundas de ladera por:

- Mecanismos traslacionales, en forma de placas o bloques o cunas de una masa rocosa (y/o suelos) deslizándose principalmente sobre planos o superficies de relativamente baja resistencia al corte y pobres propiedades geomecánicas;
- Mecanismos rotacionales a través de depósitos de suelos y roca descompuesta o altamente meteorizada.

Estos deslizamientos pueden ser exacerbados por otros factores, tales como cargas externas, elevación del nivel freático y erosiones, entre otros. Criterios clave para el estudio de susceptibilidad para la generación de deslizamientos, independientemente de los elementos estructurales, son:

- Naturaleza de materiales rocosos, particularmente débiles (grano fino, arcillosos), rocas sedimentarias, tales como lutitas, lodolitas y arcillolitas.
- Ángulo de buzamiento aparente con un componente “fuera de ladera” mayor de entre 5 y 10 grados y menores o iguales al ángulo de ladera, si se observan fuentes de filtraciones en la ladera, o si otros signos de agua se hacen presentes (vegetación exuberante).
- Signos de deslizamientos históricos.
- proximidad a zonas de falla.
- Terreno natural empinado ángulos de ladera promedio definidos más adelante en el capítulo 9) y máxima altura de ladera mayor a 10 m.

8.3 Exposición

La infraestructura vial no es típicamente protegida de los elementos y los impactos de la variación climática. El nivel de exposición de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 es, por tanto, generalmente evaluado como “Alto”, independientemente del tipo o

de la ubicación de los elementos estructurales (incluyendo los portales de los túneles).

Las únicas excepciones son los túneles, los cuales, por su naturaleza, tienen limitada exposición a eventos climáticos. Sus niveles de exposición a las variaciones climáticas – principalmente eventos de lluvia en este contexto – son por tanto valorados como “bajos”.

Basado en ello, los túneles El Trigo y La Cumbre tienen baja exposición, lo cual resulta en baja Vulnerabilidad. Por tanto, los túneles El Trigo y La Cumbre se excluyen de las siguientes discusiones sobre Vulnerabilidad. Sin embargo, las áreas de portales de los túneles permanecen bajo discusión y se cubren entre los “Cortes”.

Entretanto, como los niveles de exposición de los demás elementos estructurales es constante, la exposición no tiene mayor influencia para la comparación de niveles de Vulnerabilidad entre diferentes elementos estructurales (por encima de la superficie del suelo) y puede entonces ser no tenida en cuenta en el estudio detallado de Vulnerabilidad.

8.4 Sensibilidad (Susceptibilidad)

La Vulnerabilidad es una función de la exposición, la Sensibilidad y la capacidad de adaptación. Como se resaltó anteriormente, tanto la exposición como la capacidad de adaptación, para el alcance de este informe, es constante, la Vulnerabilidad se vuelve una función directa y única de la Sensibilidad.

Anteriormente se definió la Sensibilidad como “el grado al cual un sistema se encuentra afectado de manera positiva o negativa por estímulos relacionados con el clima”. El Sistema para estos efectos es la Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1. Para estructurar el proceso, el siguiente análisis de Sensibilidad identifica cinco tipos de elementos estructurales los cuales son: secciones a nivel, cortes, rellenos (incluyendo muros de contención), puentes y túneles.

Los túneles no serán investigados a detalle. Como se explicó anteriormente, los túneles tienen en general pocos niveles de exposición / Vulnerabilidad y por tanto no son de interés. Debido al terreno montañoso, el trazado tiene además muy pocas secciones a nivel. La mayoría de secciones a nivel se acompañan de secciones de corte y relleno. Debido a que las secciones a nivel no resultan ser muy sensibles comparadas con los elementos estructurales adyacentes, estas tampoco son analizadas.

Por tanto, este análisis se concentra en tres elementos estructurales bastante importantes y vulnerables:

- Cortes
- Rellenos
- Puentes

Como “estímulos relacionados con el clima” se han identificado tres importantes amenazas: inundaciones, movimientos en masa y deslizamientos. Los cuales, por naturaleza, crean una afectación negativa.

Los elementos estructurales son implementados dentro de la configuración geomorfológica dada y alteran las situaciones existentes. Es importante resaltar que las condiciones existentes ya cuentan con una Sensibilidad específica sobre las amenazas identificadas. Sin embargo, la construcción de vías altera esta Sensibilidad. El propósito del diseño de elementos estructurales es la provisión de un equilibrio estable entre los elementos estructurales y la configuración geomorfológica circundante. El objetivo del diseño debe ser, en consecuencia, como mínimo mantener la Sensibilidad dada, o proveer una situación más robusta, por ejemplo estabilizando una ladera natural deslizante mediante mejoramientos del suelo o medidas de drenaje.

Por tanto, la Sensibilidad es una función de la distribución de los elementos estructurales en sí, pero además es de las condiciones geológicas locales en el área del proyecto. El objetivo del siguiente análisis es el de identificar los parámetros que tienen influencia en la Vulnerabilidad y que suministran criterios para identificar las secciones altamente vulnerables. Estos criterios serán utilizados en el Capítulo 9 para el análisis detallado de riesgo.

8.4.1 Cortes

Una sección de corte es aquella en la elevación del eje en el terraplén es menor que la elevación del terreno existente en determinada ubicación, requiriendo que el terreno natural sea cortado para construir la vía.

8.4.1.1 Movimientos en Masa

Los movimientos en masa a partir de cortes y de laderas naturales en el estado de “estabilidad marginal” cerca de las vías, pueden afectar el trazado y causar cierres parciales o totales.

Los movimientos en masa pueden afectar severamente la sección de la vía cuando los cortes se localizan en cercanías de tipos de suelo propensos a los

movimientos en masa, o cuando la vía a nivel de suelo se encuentra a un costado de laderas naturales susceptibles. Los tipos de suelo y las condiciones propensas a movimientos en masa se han identificado en capítulos anteriores.

Medidas estructurales, por ejemplo el “banqueo” en el desarrollo del corte de la ladera, mejoran la situación, generando drenajes para mitigar los efectos de la erosión. Medidas prácticas (estándar) de movimientos de tierra como nivelado, pueden ayudar a remover o mitigar masas de suelo inestables. Sin embargo, el éxito de las medidas estructurales para efectivamente prevenir movimientos en masa en áreas que de por sí son bastante sensibles, es limitado.

Junto a las características geológicas, el diseño geométrico de los cortes afecta la Sensibilidad de los mismos. En general, mientras más alto y más empinado sea el gradiente, más sensibles se encuentran para los movimientos en masa. A pesar del hecho de que los movimientos en masa pueden ocurrir en cortes planos o más planos, aquellos de una altura superior a 40 m y gradientes mayores de 1:1 (V:H) se consideran como de alta Vulnerabilidad. Cortes de altura entre 10 m y 40 m y gradientes entre 0.5:1 (V:H) y 1:1 (V:H) se consideran con Vulnerabilidad moderada dentro de este estudio.

8.4.1.2 Deslizamientos

Los deslizamientos en las áreas de cortes son críticos, de localizarse en áreas geológicamente inestables propensas a fallas profundas (o a reactivación de existentes). Por tanto, capas intercaladas inclinadas de material débil y saturado, como las lutitas arcillosas laminadas ultra-delgadas con componentes de masas de roca, la cual puede generar planos de superficie de deslizamientos bajo los efectos del agua, son críticas. El potencial para generar deslizamientos es considerado potencialmente alto en áreas donde el rumbo de roca sedimentaria débil tiene un componente contrapendiente (o adverso). La adversidad de condiciones geológicas es más alta en aquellas partes en que el trazado se cruza con importantes fallas, donde la masa de roca se espera que sea altamente heterogéneas y degradadas, y por tanto permeable y con acceso de agua, incrementando la meteorización.

Tipos de suelos y condiciones propensas a deslizamientos han sido identificados en capítulos previos.

De manera similar al caso de los movimientos en masa, medidas estructurales pueden mejorar la situación. Sin embargo, el éxito de medidas estructurales para prevenir efectivamente los deslizamientos, en áreas que de entrada son altamente sensibles, es aún menor comparado con los movimientos en masa, debido a que los deslizamientos típicamente tienen una magnitud mucho más grande. En términos generales, el volumen de un potencial deslizamientos puede incrementar al cuadrado de la altura de los materiales vulnerables.

Adicionalmente, de manera similar a los movimientos en masa, el diseño geométrico de la altura de cortes afecta la Sensibilidad. En general, mientras más alto y más empinado sea el gradiente, más Sensibilidad hay para deslizamientos. Para los deslizamientos se pueden adaptar algunos de los mismos parámetros geométricos para identificar la alta Vulnerabilidad de las laderas, que se han utilizado para movimientos en masa (alta Vulnerabilidad: altura >40 m; gradiente >1:1 (V:H); Vulnerabilidad moderada: altura: 10 m a 40 m; gradiente: 0.5:1 (V:H) a 1:1 (V:H)). Sin embargo, factores geológicos como la presencia de materiales vulnerables (lutitas, lodolitas, arcillolitas) y aparente ángulo de buzamiento (con componentes fuera de pendiente) es probable que sean más críticos afectando la inestabilidad de la ladera.

8.4.2 Rellenos

Secciones de rellenos son secciones de terraplén cuya elevación de diseño en el eje es más alta que la elevación del suelo existente en un punto dado, requiriendo la preparación del suelo y la construcción de rellenos estructurales.

Típicamente, las secciones de relleno en laderas existentes naturales, con pendientes más empinadas de 0.2:1 (V:H) requieren el uso de las mejores prácticas de movimientos de tierras, incluyendo la remoción de suelos superficiales inadecuados, acuñando y banqueando los materiales subyacentes para prevenir la creación de planos de deslizamientos entre la ladera existente y el terraplén. Además, es típico preparar adecuadamente la base, mediante la remoción de material débil (de baja consistencia o suelos húmedos como coluvión, aluvión o suelo residual) de la superficie (inadecuado para cimentarse) y reemplazar el material excavado con rellenos estructurales para producir condiciones de estabilidad en material fundacional competente.

8.4.2.1 Movimientos en masa

Movimientos de tierra en pequeña escala no son en general estimados capaces de afectar los terraplenes (rellenos estructurales). Sin embargo, pueden exponer la estructura a inundación y erosión, si los materiales trasladados interfieren con las características de drenaje de la vía. Sin embargo, se anticipa que estos efectos pueden ser reconocidos y reparados durante la operación y mantenimiento regular.

La Sensibilidad de los rellenos hacia los movimientos en masa es, por tanto, considerada relativamente baja.

8.4.2.2 Deslizamientos

Los deslizamientos (movimientos de suelo o roca desde profundidad) pueden afectar un relleno estructural significativamente, si la vía se localiza sobre, o bajo de una zona geológicamente inestable con un potencial de inestabilidad a gran escala. La sección del relleno estructural puede potencialmente afectarse o destruirse, si los deslizamientos son suficientemente grandes.

El impacto de diseño geométrico del relleno colocado es en general de segundo orden, debido a que la cimentación es por sí misma afectada en caso de un plano de falla subyacente.

La Sensibilidad de los rellenos frente a deslizamientos es considerada Alta. En general, los mismos valores de referencia geotécnicos comentados en la Sección de Cortes aplican, ya que los mecanismos de falla son esencialmente los mismos.

8.4.3 Puentes

8.4.3.1 Movimientos en Masa

La posibilidad de movimientos en masa impactando los estribos de los puentes en el área del proyecto es Alta en áreas localizadas. El impacto puede variar desde el cierre de la vía, si el movimiento en masa se origina en estructuras adyacentes a la parte final de los puentes, a daño en la cimentación.

La Sensibilidad de los puentes frente a los movimientos en masa es considerada generalmente de Moderada a Alta, y debe ser investigada para cada caso.

El criterio geológico para referenciar movimientos en masa ha sido discutido en capítulos previos y aplica también para Puentes.

8.4.3.2 Deslizamientos

Deslizamientos (movimientos de suelo o roca desde profundidad) pueden afectar significativamente los puentes, si se ubican sobre o bajo un área geológicamente inestable. El impacto puede ser tan extremo como la destrucción o la pérdida de estabilidad de algunos elementos fundacionales del puente.

La Sensibilidad de los puentes frente a deslizamientos es considerada Alta y debe ser investigada para cada caso.

El criterio geológico para referenciar deslizamientos ha sido discutido en capítulos previos y aplica también para puentes.

8.4.3.3 Inundaciones

Si la estructura de los puentes propuestos cuenta con una altura y holgura sobre un cuerpo de agua es insuficiente para acomodar la altura de un flujo durante eventos de tormenta, el puente puede ser inundado, y en un escenario extremo resultar severamente afectado o destruido. Típicamente los puentes son diseñados para resistir un evento de lluvia de 100 años. Extendiéndolo a un evento más húmedo de lo usual como La Niña 2010-2011, se pueden producir precipitaciones que excedan el evento de diseño y los puentes pueden impactarse.

Las inundaciones generalmente no se espera que impacten los puentes del proyecto, ya que las estructuras de drenaje parecen tener un diseño adecuado para flujos de agua similares a los registrados durante el evento de La Niña 2010–2011. El riesgo de inundación para el Puente Río San Francisco Alto es el único que podría tener una Vulnerabilidad moderada hacia eventos de inundación. Será por tanto evaluado, con respecto a inundaciones, en el capítulo 9.

8.5 Resumen de Factores Clave para Vulnerabilidades Altas de Diferentes Tipos de Estructuras.

En la medida en que la exposición es constante para todos los tipos de elementos estructurales, a excepción de los túneles, se concluye que sólo la Sensibilidad determina la magnitud de la Vulnerabilidad.

En el Capítulo siguiente, se lleva a cabo una valoración detallada de riesgo para los elementos más críticos de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1. Los más críticos son los más vulnerables, respectivamente los elementos más sensibles a las tres amenazas identificadas: inundaciones, movimientos en masa y deslizamientos.

El Puente San Francisco Alto es la única estructura que será analizada bajo un escenario de inundación.

Los Cortes con una altura superior a 40 m y una pendiente de ladera superior a 1:1 (V:H) serán analizados en gran detalle en relación con las amenazas de movimientos en masa y deslizamientos.

Las secciones de relleno serán analizadas en relación a los deslizamientos, independientemente de su composición geométrica.

Todos los puentes serán analizados con relación a movimientos en masa y deslizamientos.

Criterios clave para una Alta probabilidad de generar movimientos en masa son:

- Terreno natural empinado (laderas más empinadas a 0.5:1 (V:H)) y máxima

altura de corte superior a 10 m.

- Huellas existentes de movimientos en masa históricos.
- Naturaleza de materiales superficiales, particularmente de baja densidad, débiles, depósitos de suelo de baja cohesión (coluvión, material de deslizamientos antiguos, suelos residuales, rellenos artificiales no documentados) deslizados sobre materiales más competentes con un espesor mínimo de 1m.
- Signos de aguas subterráneas poco profundas.

Criterios clave para una alta probabilidad para generar Deslizamientos:

- Naturaleza de materiales rocosos, particularmente débiles (grano fino, arcillosos), rocas sedimentarias, tales como lutitas, lodolitas y arcillolitas.
- Ángulo de buzamiento aparente con un componente “fuera de ladera” mayor de entre 5 y 10 grados y menores o iguales al ángulo de ladera, si se observan fuentes de filtraciones en la ladera, o si otros signos de agua se hacen presentes (vegetación exuberante).
- Signos de deslizamientos históricos.
- proximidad a zonas de falla (permitiendo al agua ingresar a través de las fracturas, con meteorización acelerada).
- Terreno natural empinado (laderas más empinadas a 0.5:1 (V:H)) y máxima altura de ladera mayor a 10 m.

Estos criterios se utilizarán para identificar las áreas de alta probabilidad para movimientos en masa y deslizamientos.

9 Registro de Riesgo de los Elementos Estructurales del Trazado

9.1 Enfoque del Manejo de Riesgos

El riesgo es una situación que involucra la exposición a amenazas. El manejo del riesgo trata la identificación, evaluación y priorización de riesgos, seguido por la aplicación de recursos de manera coordinada y económica, para minimizar, monitorear y controlar la probabilidad o de eventos de impactos negativos. El Riesgo, dentro del alcance de este informe, surge de causas naturales, provocados por eventos extremos de precipitación.

Las estrategias para gestionar las amenazas generalmente incluyen la transferencia de responsable, la evasión (reduciendo el efecto negativo o la probabilidad de la amenaza), o inclusive la aceptación de algunas de las potenciales o actuales consecuencias de alguna amenaza en particular.

En el contexto de evaluación de la Vulnerabilidad de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1, y de variación del riesgo de amenazas por eventos climatológicos extremos, herramientas típicas de gestión de riesgo, como el desarrollo del Registro de Riesgos, son utilizadas. Un Registro de Riesgos es una herramienta para la gestión del riesgo comúnmente utilizada en la Gerencia de Proyectos y en la Valoración de Riesgos Organizacionales. Funciona como un depósito central de riesgos identificados por los organizadores del proyecto y suministra información para cada riesgo incluyendo principalmente probabilidad, impacto, contramedidas y responsables. Este informe se enfocará en la probabilidad y el impacto de los riesgos generados por eventos extremos de precipitación.

Basándonos en los Diseños Fase 2, el Registro de Riesgos es utilizado para revisar el estado actual de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1, en relación con los riesgos impuestos por eventos climáticos extremos. El Registro de Riesgos entrega una evaluación cualitativa de probabilidad de impacto y riesgo para las amenazas identificadas. Basado en la probabilidad y en el impacto, se desarrolla un perfil de riesgo a lo largo del trazado.

9.2 Bases del Registro de Riesgos

Las principales amenazas identificadas como causadas por eventos extremos de pluviosidad en Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1, como se presentó en el Capítulo 8, son:

- Movimientos en Masa
- Deslizamientos
- Inundaciones

Teniendo en cuenta la discusión del capítulo anterior, se ha desarrollado un criterio para identificar la Vulnerabilidad de las secciones y estructuras de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1. El criterio desarrollado de Vulnerabilidad es utilizado para evaluar cualitativamente la probabilidad de que las amenazas se materialicen en eventos.

Los criterios de Vulnerabilidad se han dividido en dos grupos:

- Características Naturales de las secciones del área del proyecto.
- Características de diseño de los elementos estructurales del proyecto.

Ambos grupos de criterios se evaluarán de manera separada y se unirán en un criterio unificado para evaluar cualitativamente la probabilidad de cada amenaza en cada sección particular de vía o estructura.

Dentro de este proceso, nos enfocamos en los elementos estructurales, los cuales tienen una Vulnerabilidad de Moderada a Alta, sin profundizar en una discusión detallada de los elementos estructurales con Vulnerabilidad baja, para agilizar el proceso.

La probabilidad de cada amenaza se desarrollada para escenarios de impactos Moderados a Altos, debido a que estos escenarios son los principales afectantes del perfil de riesgo de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1.

Basados en la probabilidad de los escenarios de impacto, estamos en la capacidad de evaluar el nivel de riesgo para cada elemento estructural evaluado de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 y de plantear un perfil de riesgo a lo largo del trazado del proyecto.

9.2.1 Impacto del Riesgo

El primer componente de la valoración del nivel de riesgo es el impacto del riesgo causado por una amenaza específica. Para cada amenaza se ha identificado un escenario de impactos “Moderado” y “Alto”.

9.2.1.1 Movimientos en Masa

Los escenarios de Impactos de Movimientos en Masa [M] se definen a continuación:

Escenario de Impacto Moderado [m]

- M-m: Movimientos en masa con volumen entre 200m³ y 2,000m³

Los movimientos en masa causan cierres viales parciales o totales por una duración entre unas horas y unos días (menos de una semana).

Los daños en la vía o puentes son bajos o moderados, pueden requerir reparaciones, las cuales no necesitan acción inmediata antes de que la vía pueda ser reabierta al tráfico.

Escenario de Alto Impacto [a]

- M-a: Movimientos en masa con volumen superior a 2,000m³

Los movimientos en masa causan un cierre total de la vía por al menos varios días o semanas, y en casos más extremos, meses. Los daños a la vía o a los puentes son Moderados o Altos e incluyen reparaciones de acción inmediata antes de que la vía sea reabierta al tráfico. Es posible también la destrucción parcial a total, requiriendo el reemplazo de una sección de vía o puente, de ser posible.

9.2.1.2 Deslizamientos

Los escenarios de impactos de Deslizamientos [L] se definen a Continuación:

Escenario de Impacto Moderado [m]

- L-m: Deslizamientos con volumen entre 200m³ y 2,000m³

Los Deslizamientos causan cierres viales parciales o totales por una duración entre unas horas y unos días (menos de una semana). Los daños en la vía o puentes son bajos o moderados, pueden requerir reparaciones, las cuales no necesitan acción inmediata antes de que la vía pueda ser reabierta al tráfico.

Escenario de Alto Impacto [a]

- L-a: Deslizamientos con volumen superior a 2,000m³

Los Deslizamientos causan un cierre total de la vía por varios al menos varios días a semanas, y en casos más extremos, meses. Los daños a la vía o a los puentes son Moderados o Altos e incluyen reparaciones de acción inmediata antes de que la vía sea reabierta al tráfico. Es posible también la destrucción parcial a total, requiriendo el reemplazo de una sección de vía o puente, de ser posible.

9.2.1.3 Inundaciones

Los escenarios de impactos de Inundaciones [F] se definen a Continuación:

Escenario de Impacto Moderado [m]

- F-m: Nivel de inundación se mantiene 1 m por debajo de la losa del puente

Las inundaciones causan cierres parciales o totales como medida de precaución para la seguridad pública, por una duración de entre unas horas a días (menos de una semana). Los daños, principalmente debidos a la erosión alrededor de las pilas y estribos del puente, son Bajos a Moderados, pueden requerir reparaciones, las cuales no necesitan acción inmediata antes de que la vía pueda ser reabierto al tráfico. Posterior a un evento de inundación, una inspección detallada de la estructura es necesaria, antes de la reapertura del puente al tráfico.

Escenario de Alto Impacto [a]

- F-a: El nivel de inundación alcanza o supera la losa del puente

Las inundaciones causan cierres totales por una duración de al menos varios días a semanas, y en casos extremos, meses. Los daños son Moderados a Altos e incluyen reparaciones, las cuales necesitan acción inmediata antes de que la vía pueda ser reabierto al tráfico. Posterior a un evento de inundación, una inspección detallada de la estructura es necesaria, antes de la reapertura del puente al tráfico.

9.2.2 Probabilidad de Riesgo

La probabilidad de riesgo es evaluada en detalle para cada una de las tres amenazas especificadas (movimientos en masa, deslizamientos e inundaciones), para los elementos estructurales que han sido identificados con Vulnerabilidad Moderada a Alta.

Es importante resaltar que elementos estructurales con una Baja Vulnerabilidad son también impactados por amenazas. Sin embargo, puede ser asumido que ningún riesgo importante para el proyecto se derivará de estos elementos. Por tanto, una evaluación detallada de estas secciones no ofrece ningún beneficio para el objetivo de evaluar los elementos más críticos. En la presentación de resultados se indican como secciones de probabilidad “Baja”.

Para la cuantificación de la probabilidad de riesgo, la siguiente escala de 1 a 10 ha sido utilizada. En esta escala, 10 representa la más alta probabilidad (cualitativamente) mientras que 1 representa la más baja. Una probabilidad de 1 y

2 se clasifica como Baja, 3 y 4 como Media-Baja, 5 y 6 como Media, 7 y 8 como Media-Alta, y 9 y 10 como Alta.

Probabilidad	B		B/M		M		M/A		A	
Escala	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Figura 9-1. Escala de Probabilidad

En el siguiente paso, la probabilidad se clasifica para cada una de las tres amenazas utilizando la escala de la Figura 9-1. Generalmente, la probabilidad se ve afectada por más de un criterio. Los criterios fueron agrupados en Características Naturales y Características de Diseño. Cada grupo de criterios es inicialmente calificado por separado, posteriormente la calificación de ambos grupos se combina por medio de una fórmula específica de combinación que utiliza funciones aritméticas simples. Sin embargo, en casos especiales, ciertos criterios dominan la probabilidad de riesgo y se altera el procedimiento. Estos casos se resaltan y comentan en cada caso.

Como sólo uno de los elementos estructurales es susceptible a inundación, no se aplicó un procedimiento específico para calificar esta amenaza. Para las otras dos amenazas (movimientos en masa y deslizamientos) los siguientes criterios presentados en la Tabla 9-1 y en la Tabla 9-2 son utilizados para valorar la probabilidad.

Tabla 9-1. Factores de Escala de Probabilidad para Movimientos en Masa

Descripción	Nivel	Criterio	Escala
Amenaza: Movimientos en Masa			
Grupo de Criterio: Características Naturales			
Mn1: Pendiente del terreno natural			
	Extremadamente Empinado	>2.0:1 (V:H)	10
	Muy Empinado	>1.5:1 (V:H)	8
	Empinado	>1.0:1 (V:H)	6
	Moderadamente Empinado	>0.5:1 (V:H)	4
Mn2: Existencia de Movimientos en Masas históricas en menos de 200m de distancia.			
	Extremadamente grandes	Volumen >2,000m ³	10
	Muy grandes	Volumen >1,000m ³	8
	grandes	Volumen >500m ³	6
	Medios	200m ³ < Volumen < 500m ³	4
Mn3: Espesor de materiales superficiales críticos (Coluvión, aluvión, Material de deslizamientos históricos, Suelo residual, Rellenos estructurales no documentados).			
	Extremadamente gruesos	>10m	10
	Muy gruesos	6m a 10m	8
	gruesos	3m a 6m	6
	Medio	1m a 3 m	4
Grupo de Criterios: Características de Diseño.			
Md1: Pendientes de Corte o Relleno.			
	Extremadamente Empinado	>2.0:1 (V:H)	10
	Muy Empinado	>1.5:1 (V:H)	8
	Empinado	>1.0:1 (V:H)	6
	Moderadamente Empinado	>0.5:1 (V:H)	4

Md2-c: Altura de Corte.			
	Extremadamente alto	>60m	10
	Muy alto	50m a 60m	8
	Alto	40m a 50m	6
	Medio	30m a 40m	4
Md2-f: Altura de Relleno.			
	Extremadamente alto	>25m	10
	Muy alto	20m a 25m	8
	Alto	15m a 20m	6
	Medio	10m a 15m	4
Md4: Longitud empotrada de las fundaciones de puentes en roca competente.			
	Sin empotramiento	Ver discusión detallada por Puente en el apéndice 4	10
	ligeramente empotrado		8
	Moderadamente empotrado		6
	Suficientemente empotrado		4
Md5: Proximidad / Distancia de la cimentación de los puentes a Movimientos en Masa históricos.			
	Dentro de	0	10
	Adyacente	<2m	8
	Cerca	<10m	6
	En la vecindad	<20m	4

Descripción	Nivel	Criterio	Escala
Amenaza: Deslizamientos			
Grupo de Criterios: Características Naturales			
Ln1: Componente de Lutitas, arcillolitas y lodolitas en materiales rocosos			
	Predominante	>80%	10
	Muy frecuente	60% a 70%	8
	Frecuente	50% a 70%	6
	Moderadamente frecuente	30% a 50%	4
Ln2: Ángulo de buzamiento aparente hacia afuera de la pendiente			
	Extremadamente desfavorable	>55 a 70 grados	10
	Muy desfavorable	40 a 55 grados	8
	Desfavorable	25 a 40 grados	6
	Moderadamente desfavorable.	10 a 25 grados	4
Ln3: Existencia de Deslizamientos históricos en menos de 200m de distancia.			
	Extremadamente grandes	Volumen >10,000m ³	10
	Muy grandes	Volumen >5,000m ³	8
	grandes	Volumen >2,500m ³	6
	Medios	500m ³ > Volumen >2500 m ³	4
Ln4: Proximidad a zonas de fallas importantes (cruzando o en 200m de proximidad)			
	Extremadamente desfavorable	Paralelo a la falla	10
	Muy desfavorable	Cruzando en un ángulo <30°	8
	Desfavorable	Cruzando en un ángulo >30° & <60°	6
	Moderadamente desfavorable	Cruzando en un ángulo >60°	4
Ln5: Pendiente del terreno natural			
	Extremadamente Empinado	>2.0:1 (V:H)	10
	Muy Empinado	>1.5:1 (V:H)	8
	Empinado	>1.0:1 (V:H)	6
	Moderadamente Empinado	>0.5:1 (V:H)	4

Tabla 9-2. Factores de Escala de Probabilidad para Deslizamientos

Grupo de Criterios: Características de Diseño			
Ld1-c: Altura de Corte			
	Extremadamente alto	>60m	10
	Muy alto	50m a 60m	8
	Alto	40m a 50m	6
	Medio	30m a 40m	4
Ld1-f: Altura de Relleno			
	Extremadamente alto	>25m	10
	Muy alto	20m a 25m	8
	Alto	15m a 20m	6
	Medio	10m a 15m	4
Ld2: Pendiente de Corte o Relleno			
	Extremadamente Empinado	>2.0:1 (V:H)	10
	Muy Empinado	>1.5:1 (V:H)	8
	Empinado	>1.0:1 (V:H)	6
	Moderadamente Empinado	>0.5:1 (V:H)	4
Ld3: Pendiente de Corte o Relleno			
	Extremadamente Empinado	>2.0:1 (V:H)	10
	Muy Empinado	>1.5:1 (V:H)	8
	Empinado	>1.0:1 (V:H)	6
	Moderadamente Empinado	>0.5:1 (V:H)	4
Ld4: Longitud empotrada de las fundaciones de puentes en roca competente.			
	Sin empotramiento	Ver discusión detallada por Puente en el texto a continuación	10
	ligeramente empotrado		8
	Moderadamente empotrado		6
	Suficientemente empotrado		4
Ld5: : Proximidad / Distancia de la cimentación de los puentes a Movimientos en Masa históricos			
	Dentro de	0	10
	Adyacente	<2m	8
	Cerca	<10m	6
	En la vecindad	<20m	4

El valor promedio de probabilidad se calculó a partir de las siguientes ecuaciones:

Para movimientos en masa:

$$\overline{Mn} = \left(\sum_{k=1}^i Mn_k \right) / i \quad \overline{Md} = \left(\sum_{k=1}^i Md_k \right) / i \quad \overline{M} = \sqrt{\overline{Mn} * \overline{Md}}$$

Donde,

Mn_k, Md_k
= Escala de Probabilidad para Propiedades Naturales o Diseñadas de Movimientos en masa

$\overline{Mn}, \overline{Md}$ = Escala de Probabilidad Media para propiedades naturales
/diseñadas de movimientos en masa

\overline{M} = Escala de Probabilidad de movimientos en masa

i = Número de Factores de Escala

Para deslizamientos:

$$\overline{Ln} = \left(\sum_{k=1}^i Ln_k \right) / i \quad \overline{Ld} = \left(\sum_{k=1}^i Ld_k \right) / i \quad \overline{L} = \sqrt{\overline{Ln} * \overline{Ld}}$$

Donde,

Ln_k, Ld_k = Escala de Probabilidad para Propiedades Naturales o Diseñadas de Deslizamientos

$\overline{Ln}, \overline{Ld}$
= Escala de Probabilidad promedio para propiedades naturales o diseñadas de Deslizamientos

\overline{L} = Escala de Probabilidad de Deslizamientos

i = Número de Factores de Escala

De acuerdo al procedimiento anterior, las probabilidades para un escenario de impacto moderado, según lo definido anteriormente, hemos valorado en una escala de 5 niveles con los resultados presentados como probabilidad Baja (B), Baja-Media (B/M), Media (M), Media-Alta (A/M) o Alta (A).

La probabilidad de un escenario de alto impacto, como se define previamente, es derivada de una reducción general de escala de los impactos moderados en un nivel completo, es decir:

- Una probabilidad alta de que ocurra un evento de moderado impacto es generalmente bajada a un evento de mediana probabilidad para un evento de alto impacto.
- Una probabilidad media de que ocurra un evento de moderado impacto es generalmente bajada a un evento de baja probabilidad para un evento de alto impacto.

Sin embargo, ha sido necesario realizar algunos ajustes a esta regla general en casos particulares. Por ejemplo, si el volumen estimado de movimientos de masa históricos documentados (graduados con factores de escala $Mn2$ y $Ln3$) es mayor que los volúmenes movilizados por eventos de alto impacto (M-h y L-h), la probabilidad se mantiene igual para ambos impactos. Estos ajustes son específicamente documentados en los análisis detallados.

9.2.2.1 Perfiles de Probabilidad de Riesgo

Las siguientes tablas presentan en un formato gráfico los resultados de los análisis de probabilidad de riesgo a lo largo del trazado de la Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 desde la abscisa K0+000 hasta la Abscisa K21+600 para los movimientos en masa y los deslizamientos.

La Parte 1 del trazado (K0+000 a K12+382) desde el inicio del proyecto hasta el Túnel El Trigo se caracteriza por el predominio de las lutitas negras, que son rocas inherentemente débiles y susceptibles a la meteorización en caso de exposición a las condiciones atmosféricas. Por lo tanto, el espesor del regolito (suelos superficiales, y residuales) a lo largo de la Parte 1 es generalmente alto. En ese sentido, el espesor de materiales superficiales, mientras que contribuye en gran medida a mantener el nivel de probabilidad por el impacto del movimiento en masa generalmente más alto, no juega un factor determinante en la variación observada.

Los principales factores que contribuyen a los picos de probabilidad observados son principalmente la extensión de los cortes altos o rellenos con una gran pendiente, la distribución de los movimientos en masa existentes y, en menor grado, el desnivel natural del terreno.

La probabilidad de riesgo para movimiento en masa a lo largo del trazado se muestra en la Figura 9-2. La línea azul representa el escenario de mediano impacto, mientras que la línea negra representa el escenario de alto impacto. Las zonas principales con una alta probabilidad de impacto de un evento de movimiento en masa han sido identificadas. Como era de esperarse, estas áreas

coinciden con zonas de acumulación significativa de movimientos en masa existentes.

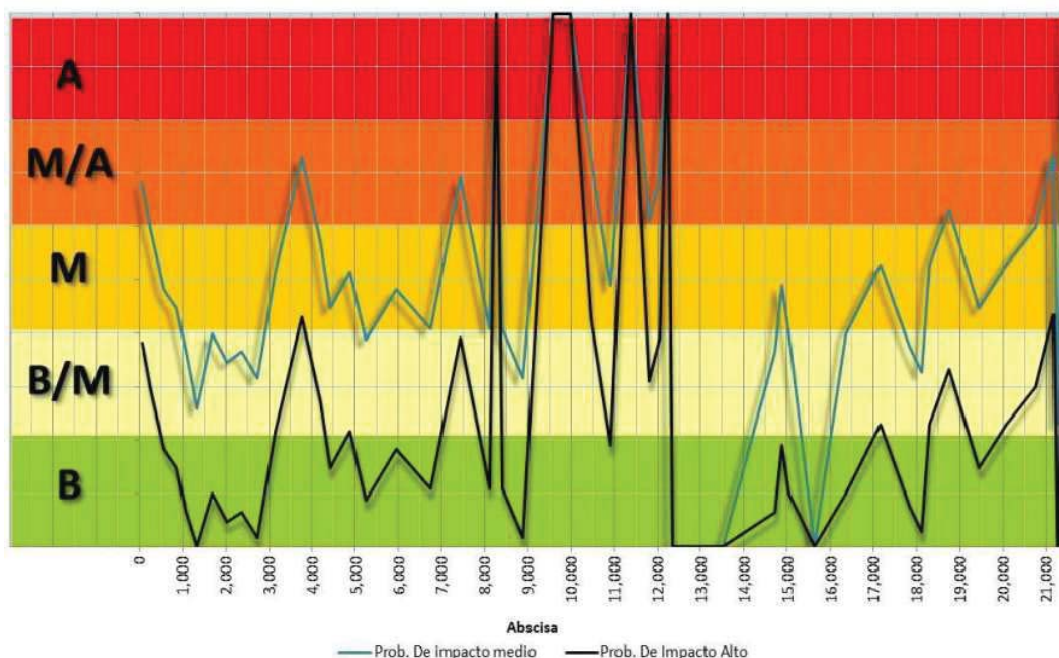


Figura 9-2. Perfil de Probabilidad de Riesgo para la amenaza de Movimiento en Masa

Los tres primeros picos de probabilidad media entre K0+000 y K8+000 se atribuyen a cortes altos y escarpados en terrenos empinados, rellenos altos y escarpados en una sección de movimientos en masa más pequeños, y rellenos altos en una sección con movimientos en masa y cubierta coluvial gruesa, respectivamente.

Posterior al K8+000, el trazado se caracteriza por pendientes naturales generalmente más escarpadas y una gruesa cobertura coluvión/suelo. Las altas probabilidades de movimientos en masa en esta sección, son atribuidas a la gruesa capa coluvial existente en la zona del Viaducto El Diamante (K8+200 a K8+400), cortes altos y escarpados en un terreno extremadamente adverso (K9+200 a K9+800), las condiciones adversas similares en la zona del Viaducto La Esperanza (K9+800 a K10+100) y cortes (y rellenos) empinados en un área afectada por los movimientos en masa existentes (K10+100 a K10+800, K11+000 a K11+700 y K11+942 a K12+150). Las probabilidades altas observadas en la zona del Viaducto El Trigo (K12+100 a K12+400) se asocian con los movimientos en masa observados. Esta parte del trazado es un tramo continuo de condiciones desfavorables, propenso al desarrollo de inestabilidad.

Los dos túneles en la segunda parte del trazado, K12+382 a K16+118, no son susceptibles a los movimientos en masa, por lo tanto muestran una probabilidad baja. El Puente San Francisco Alto muestra una probabilidad por debajo del promedio y no es crítica.

La Parte 3 del trazado (K16+118 a K21+600) presenta en general una menor probabilidad promedio atribuida principalmente a la ausencia de lutitas negras y el predominio de alternancias Limolitas/Areniscas. Aunque parece que la cubierta de regolito sería más delgada, debido a la menor susceptibilidad de la masa de roca, la cubierta coluvial/suelo es localmente muy gruesa, debido a los bajos/depresiones topográficos y/o las bajas elevaciones de fallas y contribuye a los picos de probabilidad observada.

Los tres picos de probabilidad media son el resultado de condiciones adversas de la Cimentación en la zona del Puente San Francisco Alto (K14+800 a K15+000), cortes altos y rellenos en terreno moderadamente adverso (K16+500 a K17+800) y cortes altos y escarpados en terreno escarpado con gruesa cubierta coluvial (K18+300 a K19+200), respectivamente.

El segmento de alta probabilidad hacia el final del trazado (K21+200 a K21+400) está influenciado principalmente por la presencia de movimientos en masa existentes por encima del límite de alto impacto, aunque el resto de los factores, con la excepción de la gruesa cubierta coluvial/suelo, resulta en una probabilidad de baja a media.

Sobre el escenario de alto impacto, el perfil de probabilidad es escalado hacia abajo debido a que la magnitud de los movimientos en masa, que puede tener un alto impacto en el trazado, es inversamente proporcional a la frecuencia y por lo tanto a la probabilidad de ocurrencia. Una excepción al proceso de escalamiento hacia abajo, son las secciones mencionadas de alta probabilidad, donde se han identificado movimientos en masa superiores al límite de alto impacto.

Son importantes para el desarrollo de deslizamientos en la Parte 1 de la Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 (K0+000 a K12+382) la alta abundancia de lutitas negras y huellas pesadas (heavy imprint) de los Sistemas de Fallas Quebrada Negra y Bituima. Como el trazado asciende alrededor de la división del Valle del Río El Cune, cuyos flancos han sido moldeados por las fallas mencionadas, la litología y las fallas constituyen los factores subyacentes que consistentemente contribuyen a la probabilidad más baja en esta parte del trazado.

El principal factor que contribuye a la variación observada en la probabilidad, es especialmente la distribución longitudinal de cortes altos y escarpados o terraplenes, y en cierta medida la pendiente natural del terreno y el ángulo de buzamiento. Los deslizamientos existentes son responsables de las máximas probabilidades observadas, pero, a diferencia de los movimientos en masa, su

número es pequeño y por lo tanto no son responsables por la variación de probabilidad restante. Sin embargo, cabe mencionar que todos los deslizamientos existentes están por encima del límite de alto impacto mencionado anteriormente en este capítulo.

Al igual que los movimientos en masa, la distribución de probabilidad de riesgo por deslizamiento indica un perfil de probabilidad promedio bajo para todo el trazado, con respecto al escenario de mediano impacto, principalmente con dos zonas de alta probabilidad que coinciden con las zonas con deslizamientos importantes existentes. La principal diferencia entre los movimientos en masa y los deslizamientos se encuentra principalmente en el número de picos, que son menos frecuentes conforme la probabilidad decrece con el aumento de la magnitud de los eventos y su impacto. Ver Figura 9-3.

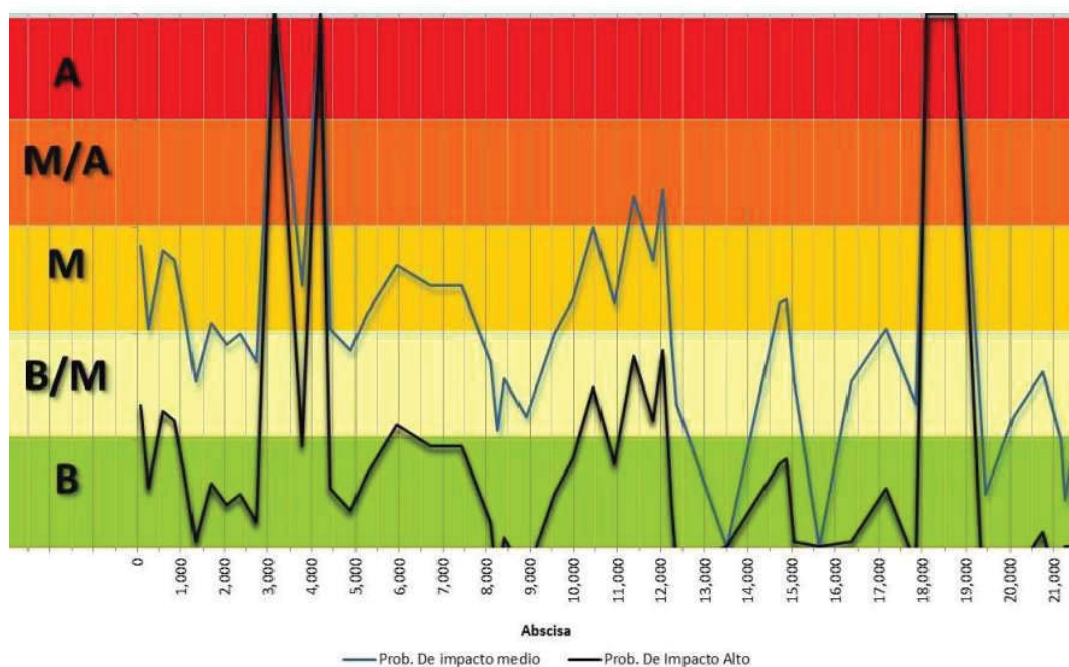


Figura 9-3. Perfil de Probabilidad de Riesgo para la amenaza de Deslizamientos

Los dos primeros picos de probabilidad media hasta la abscisa K0+780 se atribuyen a cortes altos y escarpados, proximidad de fallas y terraplenes altos en terreno natural moderadamente adverso, respectivamente.

La sección hasta el K2+897 se caracteriza por probabilidad media impulsada principalmente por el terreno moderadamente adverso.

Los picos de alta probabilidad en la sección hasta el K4+259 son atribuidos a la presencia de deslizamientos existentes en un área de cortes y terraplenes de media altura y en el área de la cimentación del Puente El Pencil (K4+100 a K4+300).

El restante de la Parte 1 se caracteriza por terreno natural ligeramente más adverso particularmente después de K10+780, cuando el trazado se acerca Sistema de Fallas de Bituima. Los picos de probabilidad media observados se atribuyen a cortes altos y muy escarpados y/o terraplenes y a las condiciones adversas en el área de la cimentación del Viaducto San Isidro (K10+800 a K11+100).

Los dos túneles en la segunda parte del trazado (K12+382 a K16+118) no son susceptibles a deslizamientos y por lo tanto muestran una probabilidad baja. El Puente San Francisco Alto muestra probabilidad por debajo del promedio y no es crítico.

La Parte 3 del trazado (K16+118 a K21+600) generalmente muestra una menor probabilidad promedio en relación con la Parte 1, debido al cambio de litología con ausencia de lutitas negras y el predominio de alternancias Limolitas/Areniscas y debido también a las mejores condiciones naturales del terreno, que se convierten en muy favorables particularmente después de la abscisa K19+150. A pesar del hecho de que hay algunos cortes y terraplenes altos y moderadamente escarpados en esta sección, la única área con alta probabilidad coincide, como era de esperarse, con la del deslizamiento de San Francisco, que incluye el Puente San Francisco Bajo.

Con respecto a la probabilidad de alto impacto, el procedimiento de escalamiento hacia abajo fue también aplicado, a excepción de la zona del deslizamiento de San Francisco, que conserva la clasificación de alta probabilidad.

Se ha identificado a las inundaciones como una amenaza potencial para el Puente Río San Francisco Alto. La probabilidad de riesgo de impacto se considera "media" ya que las inundaciones podrían conducir a mayor erosión en el área de la cimentación del puente, que podría requerir reparaciones e implementación de medidas de protección, aunque no inmediatamente. Para el escenario de alto impacto, relativo al nivel del agua alcanzando o desbordando el nivel del puente, el valor fue escalado hacia abajo a "baja a mediana", debido a la altura del Puente.

9.2.3 Matriz de Riesgo

Una matriz de riesgo es una herramienta que se utiliza durante una evaluación formal del riesgo para definir el nivel de riesgo como un producto de la probabilidad de la amenaza y el impacto de la amenaza. La Figura 9-4 muestra la

matriz de riesgo del proyecto Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1. La matriz define tres niveles principales, que son "bajo" (B), (M), "moderado" y "alto" (A) y dos niveles secundarios entre los niveles principales, que son "bajos a moderados" (B/M) y "moderado a alto" (M/A). Los tres niveles principales se utilizan para el impacto, mientras que los cinco niveles se utilizan para la probabilidad y el nivel de riesgo.

			Impacto		
			B	M	A
Probabilidad	A	9-10	M	M/A	A
	M/A	7-8	B/M	M	M/A
	M	5-6	B	B/M	M
	B/M	3-4	B	B	B/M
	B	1-2	B	B	B

Figura 9-4. Matriz de Riesgo

Como se discutió previamente, los casos de riesgo de bajo impacto no fueron evaluados en detalle con respecto a la probabilidad. Por lo tanto no se identifican los riesgos de bajo impacto con una probabilidad Baja o Baja/Media, que resultaría en un nivel de riesgo B/M o M. Sin embargo, para la valoración actual esta distinción no es significativa, porque nos enfocamos en los riesgos de Medio a Alto impacto.

Basado en la probabilidad de los escenarios de medio y alto impacto, se desarrollaron perfiles de riesgo para cada una de las tres amenazas (movimientos en masa, deslizamientos e inundaciones) con base en la matriz de riesgos anterior. Mientras que para las amenazas de movimientos en masa y deslizamientos se creó un perfil completo, el único punto propicio para inundaciones es para el Puente Río San Francisco Alto.

9.3 Registro de riesgos

Basado en el procedimiento anterior, el trazado completo de la Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 fue analizado de manera sistemática. El registro de riesgos se proporciona en el Apéndice 4.3 de este informe. El resultado ha sido preparado gráficamente en forma de un perfil de riesgo, mostrando la distribución de los riesgos considerados en el registro de riesgos a lo largo del trazado.

El perfil de riesgo de la Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 por fenómenos meteorológicos extremos se muestra en la Figura 9-5.

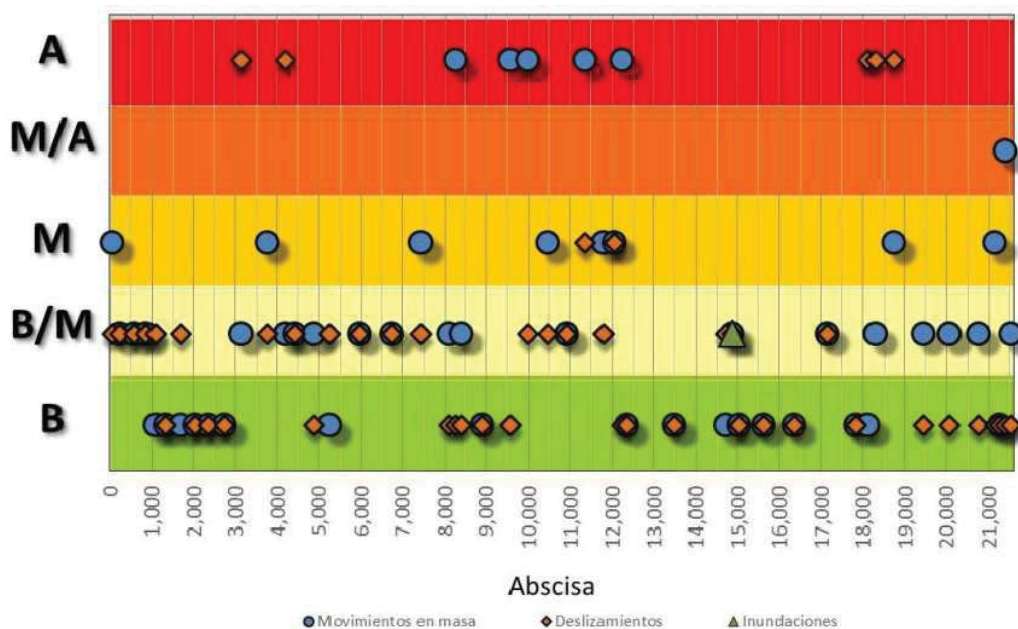


Figura 9-5. Perfil de Riesgo de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 bajo Eventos Meteorológicos Extremos

El análisis de probabilidad de riesgo y el registro de riesgos, resaltan las áreas de riesgo medio y alto en relación con las amenazas identificadas de movimiento en masa y deslizamientos. Sólo las secciones o elementos estructurales con riesgo medio o alto son discutidos a continuación.

9.3.1 Sección K0+000 - K 0+120

La vía en esta sección cuenta con cortes en el lado derecho y rellenos estructurales bajos a la izquierda. El rango de altura de los cortes va de 41m a 62m y el rango de pendiente de 0.5:1, para el corte más alto, a 2,3:1 para el corte

intermedio (54m). La masa de roca en el área de la sección consta de limolitas cubiertas por una cubierta superficial delgada. Existen movimientos en masa de tamaño medio en el área de la sección.

Basado en el análisis de probabilidad de riesgo, el riesgo para el movimiento en masa es medio.

9.3.2 Sección K2+897 - K3+400

La Vía propuesta incluye cortes en ambos lados del trazado con cortes a la derecha que varían en altura desde 10m a 25m, mientras que los cortes a la izquierda van desde 19m a 21m. Las pendientes correspondientes van desde 0.25:1 a 0.6:1 para los cortes derechos y la pendiente de los cortes del costado izquierdo es 1.1:1. La masa de roca en el área de la sección consta de lutitas negras por debajo de una cubierta de 8m a 12m de suelo residual y roca meteorizada buzando desfavorablemente con respecto a los cortes del lado izquierdo. La sección está muy cerca y oblicua a la Falla de Quebrada Negra, cubierta por una cubierta superficial delgada. El tamaño de los deslizamientos muy cerca de la sección superan el límite de alto impacto y por lo tanto el riesgo de deslizamiento se considera alto.

9.3.3 Sección 3+400 - 4+120

La Vía cuenta con cortes en el lado derecho y relleno estructural en el lado izquierdo. La altura de los cortes varía de 15m a 25m y la pendiente de 0.8:1 a 1.25:1. Los terraplenes varían en altura de 11 a 28 m con pendientes de 0.4:1 a 1.0:1. La masa de roca en el área de la sección se compone de lutitas negras cubiertas de 8m a 12m de las formaciones superficiales (suelo). Un grupo de movimientos en masa de tamaño pequeño y mediano fue identificado en la zona. Por lo tanto, el criterio específico recibió una calificación más alta en comparación con la que recibió el más grande de los movimientos en masa, para dar cuenta de una mayor probabilidad. Sin embargo, para el riesgo de alto impacto la probabilidad fue escalada hacia abajo, siguiendo el procedimiento general, debido a que el límite de alto impacto no se fue superado.

Basado en el análisis de probabilidad de riesgo, el riesgo de movimiento en masa es medio.

9.3.4 Sección K4+120 - K4+259

La geología de la zona del Puente El Pencil consiste en una chapa gruesa 13 m de depósitos coluviales y lutitas meteorizadas que cubren la roca formado principalmente por lutitas negras. El puente tiene dos estribos de longitudes entre 25m y 35m y tres pilares con longitudes entre 40m y 43m. Por lo tanto, el empotramiento se considera suficiente. Sin embargo, hay indicios de inestabilidad en ambos extremos del puente. En el extremo de salida del puente en particular, hay una serie de escarpes tipo Enechelon que podrían definir potencialmente una inestabilidad profundamente arraigada. Un deslizamiento de tierra significativo se ha identificado en el diseño entre las abscisas K4+140 a K4+270. A partir de los datos incluidos en el registro de deslizamientos del Informe Geológico, el deslizamiento tiene un ancho de 95 m y longitud aproximada 300 m. Al parecer, el espesor de la masa deslizada es alto, lo que indica una superficie de falla más profunda, propensa a la reactivación si se supera el umbral crítico de contenido/nivel de agua. El tamaño del deslizamiento es mayor que el definido en el límite en alto impacto y por lo tanto el nivel de riesgo de la sección es alto para ambos escenarios de impacto.

9.3.5 Sección K6+869 - K8+000

La Vía contará con cortes en el lado derecho y terraplenes al izquierdo (parte del lado izquierdo del trazado en esta sección incluye un muro de contención). La altura de los cortes varía de 14m a 22 m y la pendiente es 1.4:1. Los terraplenes varían en altura entre 14m y 21m con pendientes de 0.5:1. La masa de roca en el área de la sección se compone de lutitas negras cubiertas por 9m a 17m de formaciones superficiales (suelo y roca meteorizada). Un grupo de movimientos en masa de tamaño mediano, grande y muy grande, se han identificado en la zona. Por consiguiente, el criterio específico se incrementó un nivel, en comparación con el valor estándar asignado para el movimiento en masa más grande. Sin embargo, debido a que el límite de alto impacto no ha sido superado, la probabilidad se ha escalado hacia abajo hacia abajo la probabilidad de riesgo de alto impacto, siguiendo el procedimiento estándar.

Basado en el análisis de probabilidad de riesgo, el riesgo para el movimiento en masa en esta sección es medio.

9.3.6 Sección K8+215 - K8+315

Esta sección del trazado corresponde al Viaducto El Diamante. Un significativo movimiento en masa ha sido identificado en el estudio geológico del diseño entre las abscisas K8+220 y K8+310 con una anchura de 58m, una longitud de 215m y

un espesor reportado de aproximadamente 7m, lo que sugiere un movimiento en bloque (de pocos metros de espesor y como 70 m de ancho) de materiales coluvial o depósitos de suelo. La roca, consiste de lutitas negras por debajo de una chapa de coluvión y/o de suelo de aproximadamente 7 m (basado en el espesor del movimiento en masa). Se espera que la masa de roca sea meteorizada por debajo de la cubierta de regolito. El empotramiento de la cimentación del puente se considera moderado, por lo que el puente es potencialmente vulnerable. Se debe mencionar que no hay datos disponibles de las perforaciones para una mejor y más detallada evaluación.

La probabilidad para el escenario de impacto medio se determinó como alta debido al hecho de que el tamaño del movimiento en masa identificado, excediendo el límite de alto impacto. Por consiguiente la probabilidad se mantuvo alta durante el escalamiento hacia abajo para el escenario de alto impacto, por lo que a la sección se le asignó un alto nivel general de riesgo.

9.3.7 Sección K9+287 - K9+834

La sección es de corte en cajón (taludes excavados a ambos lados de la carretera) al principio, seguida de cortes en el lado derecho del trazado y terraplén en el lado izquierdo. La altura de los cortes varía de 35m a 62m y la pendiente es 2.0:1. El terraplén tiene 23m de altura con una pendiente de 1.0:1. La masa de roca en el área de la sección se compone de lutitas negras cubiertas por 6m a 10m de formaciones superficiales (depósitos coluviales). Un grupo de grandes movimientos en masa se ha identificado dentro de la sección, que es adyacente a un flujo de tierra extremadamente grande. Como resultado, la probabilidad asignada para el criterio específico es alta. El tamaño de los movimientos en masa supera el límite de alto impacto y por lo tanto el riesgo de movimiento en masa es alto y no fue escalado hacia abajo para la probabilidad de alto impacto.

9.3.8 Sección K9+834 - K10+132

Esta sección del trazado corresponde al Puente La Esperanza. La geología de la zona del puente consiste en una gruesa cubierta de depósitos coluviales suprayaciendo a lutitas negras meteorizadas hasta una profundidad de aproximadamente 18 m. Parece que no hay empotramiento de la cimentación del puente en roca competente.

Dos movimientos en masa han sido identificados en el estudio geológico del diseño, lo que indica un movimiento tipo en bloque y ambos exceden el límite de alto impacto. Los cimientos del puente están dentro de los flujos de tierra

identificados. Por consiguiente, el riesgo de movimiento en masa es alto y no fue escalado hacia abajo para la probabilidad de alto impacto.

9.3.9 Sección K10+132 - K10+780

Esto es principalmente una sección de corte en cajón con alturas de corte que van de 22m a 33m m para el lado izquierdo y de 45m a 85m para los cortes del lado derecho. Las pendientes de corte oscilan entre 1.0:1 y 2.4:1, con promedio de 2.0:1.

La geología de la zona se compone de una cubierta coluvial delgada que cubre lutitas negras. Dos movimientos en masa mediano y grande se han identificado dentro de la sección y el terreno es empinado. Las propiedades adversas de diseño y en gran medida las características naturales, producen un nivel medio de riesgo de los movimientos en masa para esta sección.

9.3.10 Sección K11+069 - K11+676

La sección incluye terraplenes en el lado izquierdo y cortes a la derecha, con alturas que van de 26m a 29m para los terraplenes, mientras que la altura del corte es de 50m. Las pendientes de los terraplenes son 0.7:1 y 1.0:1, y la pendiente del corte es 2.0:1. La geología de las secciones consiste en lutitas negras meteorizadas hacia la parte superior, cubiertas por aproximadamente 6 m de depósitos coluviales. Una serie de grandes a muy grandes movimientos en masa han sido identificados dentro de la sección, y uno de ellos excede el límite de alto impacto, recibiendo por lo tanto, la probabilidad de riesgo de “alto impacto”. El nivel de riesgo para el movimiento de masas es alto.

Al mismo tiempo, debido a las adversas características de diseño y la fuerte influencia de fallas y de la prevalencia de lutitas, la sección tiene un nivel medio de riesgo de deslizamientos.

9.3.11 Sección K11+676 - K11+942

Esta sección del trazado corresponde al Viaducto Quebrada Honda. La geología es diferente en cada lado del puente con un espesor de suelo de 6m y cubierta coluvial en el lado de salida del puente, seguido de limolitas, mientras que la parte de la entrada del puente muestra una cubierta coluvial mucho más gruesa, de hasta 15m, cubriendo lutitas negras. Como resultado, el empotramiento del estribo de entrada, que es 15m de longitud podría no ser adecuado. Un movimiento en masa mediano en las proximidades de las bases del puente, con incrustación y

cubierta coluvial gruesa, aumentan la adversidad de las condiciones. Por tanto, el Viaducto Quebrada Honda está clasificado con nivel de riesgo medio para movimientos en masa.

9.3.12 Sección K11+942 - K12+150

La característica principal del segmento es un corte con altura de 54 m y pendiente de 1.9:1. La geología de la zona se compone de una cubierta coluvial delgada de hasta 3 m, seguido de roca meteorizada de aproximadamente 11 m y lutitas negras suprayacentes. Las pendientes naturales son muy empinadas y un grupo de grandes movimientos en masa se ha identificado dentro de la sección, que se clasificó como muy grande. La combinación de las características de diseño adversas y las dificultades impuestas por la configuración geomorfológica, dan lugar a un riesgo medio para el movimiento en masa. La presencia sobre todo de la zona de falla de Bituima aumenta aún más la adversidad de las características naturales y, como resultado la sección es de riesgo medio también para deslizamientos.

9.3.13 Sección K12+150 - K12+319

Esta sección corresponde al Viaducto El Trigo. La geología de la zona se compone de una capa de suelo de 3m en la parte superior de lutitas negras. Según los sondeos disponibles, la meteorización bajo la cobertura del suelo es profunda. El empotramiento de los cimientos del puente es suficiente y no hay movimientos en masa en las proximidades de los elementos de cimentación. Sin embargo, dos movimientos en masa se han identificado en la zona del puente, uno de los cuales supera el límite de tamaño de alto impacto. Como consecuencia, el nivel de riesgo para el movimiento en masa es alto y así mismo se mantiene, se excluye del escalamiento hacia abajo para el escenario de alto impacto.

9.3.14 Sección K17+950 - K18+262

La carretera propuesta incluye una pared vertical y terraplén con una altura de 10 m y pendiente de 0.5:1. La última parte de la sección se encuentra junto al deslizamiento de San Francisco. El tamaño del deslizamiento es muchos órdenes de magnitud más grande que el límite máximo de alto impacto y suficientemente profundo para que la sección se caracterice de alto nivel de riesgo de deslizamientos y permanezca como tal después del escalamiento hacia abajo de para el escenario de alto impacto.

9.3.15 Sección K18+262 - K18+342

Esta sección del trazado corresponde al Puente San Francisco Bajo. La geología de la zona del puente consiste en una cubierta de depósitos coluviales con 17 m de espesor máximo, superpuesta a alternancias de limolitas/areniscas meteorizadas a una profundidad de 30 metros.

Esta es el área principal del deslizamiento de San Francisco. Los cimientos de todo el puente están embebidos en el material deslizante y muy probablemente no se extienden hasta la roca madre competente. Una posible reactivación podría tener la propensión a destruir parcial o totalmente el puente. El deslizamiento es el resultado de la acción de la Falla La Magdalena, que atraviesa transversalmente al puente. El deslizamiento de San Francisco es un deslizamiento masivo activo, reactivado durante el evento La Niña 2010-2011.

Ésta y las secciones adyacentes son, de lejos, el segmento más adverso del trazado en términos del impacto potencial del deslizamiento en el trazado. El área debe ser evitada, ya que las medidas de mitigación no se consideran susceptibles de contener el impacto o reducir el riesgo. Intentos de estabilización de un deslizamiento de esa magnitud permanecen en duda, por tanto, el nivel de riesgo se considera alto.

9.3.16 Sección K18+342 - K19+150

La carretera propuesta incluye un segmento de corte/terraplén en el principio, seguido por los cortes a la izquierda para la sección restante. La altura de los cortes va de 13m a 73 m, mientras que el corte a la derecha es de 70m de altura. Los taludes de corte oscilan entre 2.2:1 y 2.4:1 para los cortes de la izquierda y para el corte de la derecha la pendiente es de 2.3:1. El terraplén tiene 10m de altura con una pendiente de 0.5:1.

La geología de la zona se compone de alternancias limolitas/areniscas cubierta por depósitos coluvión/suelo con un espesor entre 6m y 20m aproximadamente. La primera parte de la sección se encuentra dentro de la zona del deslizamiento de San Francisco. La parte restante de la sección bordea el límite del deslizamiento.

Ya que el tamaño del deslizamiento es enorme, superando en muchos órdenes de magnitud el límite de alto impacto, por tanto el nivel de riesgo de deslizamientos es alto.

La combinación de las características de diseño con las condiciones naturales adversas, produce un nivel medio de riesgo para el movimiento en masa.

9.3.17 Sección K21+100 - K21+219

Esta sección corresponde al Puente Quebrada Honda I. La geología de la zona se compone de alternancias de limolitas/areniscas con capas intermedias de conglomerados cubierta por más de 20 m de depósitos coluviales. Se espera que la roca se encuentre meteorizada por debajo de la cubierta coluvial. Los estribos del puente tienen 20 m de largo y por lo tanto, el empotramiento en roca competente no se considera probable. Además, un gran movimiento en masa envuelve a los elementos de cimentación del puente.

Por lo tanto, basado en el análisis de la probabilidad de riesgo, el nivel de riesgo para el movimiento en masa es medio.

9.3.18 Sección K21+310 - K21+470

Esta sección corresponde al Puente Quebrada Honda II. La geología de la zona se compone de alternancias de limolitas/areniscas con capas intermedias de conglomerados. En general, las condiciones naturales del terreno se consideran satisfactorias, excepto por la aparición de un movimiento en masa que podría afectar a los cimientos del puente, que están dentro del recorrido del movimiento en masa. El tamaño del movimiento en masa supera el límite de alto impacto y como resultado la sección entera se caracteriza por ser de alta probabilidad para el movimiento en masa.

Basado en el análisis de probabilidad de riesgo, el nivel de riesgo para el movimiento en masa es medio-alto.

9.4 Resumen

El trazado de la Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 fue analizado en base a un enfoque detallado de manejo de riesgos. Basados en los factores desarrollados durante el análisis de Vulnerabilidad, movimientos de masa, deslizamientos e inundaciones han sido identificados como las principales amenazas creadas por eventos extremos de precipitación.

Usando un procedimiento cualitativo, se determinó aproximadamente la probabilidad para cada tipo de amenaza capaz de causar un impacto de riesgo medio a alto. Basados en esta estimación se prepararon un registro de riesgo y un perfil de riesgo a lo largo del trazado de la carretera.

El proyecto Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1, está localizado en un entorno esencialmente vulnerable en cuanto a condiciones geológicas, geotécnicas y climatológicas, particularmente, si se afectan por condiciones climatológicas adversas.

Factores característicos, los cuales influyen la probabilidad de movimientos de masa y deslizamientos, fueron usados para evaluar la probabilidad de ocurrencia de estos eventos.

La alta precipitación en el área causa inestabilidad de taludes, al: a) ser socavados por los crecientes caudales que fluyen en los ríos; b) ser cargados con el manto de “regolito” (suelos superficiales y residuales); y c) por la recarga de los acuíferos profundos, los cuales pueden activar superficies de falla más profundas.

La construcción de Ruta del Sol puede impactar la estabilidad de taludes naturales, al incluir el trazado cortes de considerable longitud y alturas de hasta 85m en áreas donde las lutitas son el tipo de roca dominante. Para considerar estos factores, los parámetros claves describiendo cortes, rellenos y puentes – fueron considerados en el análisis los elementos estructurales más vulnerables de la Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1.

El trazado del Tramo 1, como está diseñado, consiste de aproximadamente un 55% de taludes, 18% de puentes, 12% de terraplenes y 15% de túneles. Basados en el perfil de riesgos, los movimientos en masa crean los riesgos más altos ya que afectan todos los tipos de estructuras. Los taludes en corte son los más vulnerables, los cuales se extienden por 55% de la longitud total del trazado. Los puentes son también vulnerables, los cuales serán soportados en áreas susceptibles a inestabilidad y/o afectadas por fallas geológicas. Se identificaron pequeños y grandes deslizamientos que afectan aproximadamente un 15% de la longitud del trazado, equivalente a una longitud acumulada de más de 3,000m, y por lo tanto varias estructuras, incluyendo cortes y puentes, deberán ser construidas dentro de áreas de áreas desestabilizadas que pueden ser susceptibles a futura inestabilidad.

La Parte 1 del trazado, también llamada Ascenso desde Villeta (K0+000 – K12+382), asciende desde el Río Cune por laderas empinadas consistiendo de varios tipos de lutitas, las cuales son altamente susceptibles al proceso de meteorización. Varias taludes inestables (39) fueron identificadas, lo cual podría impactar una longitud aproximada de 2,770m, o aproximadamente 23% de la longitud del trazado. Considerando que un 65% de la longitud de la Parte 1 fue diseñada con cortes de hasta 85m de altura, se concluye que Parte 1 del trazado tiene generalmente un alto riesgo respecto a movimientos de masas.

De particular preocupación son las áreas ubicadas entre el K0+000 y el K5+500 las cuales son afectadas por el sistema de Falla de Quebrada Negra, y entre K6+700 y K7+800, la cual se caracteriza por el impacto combinado de 3 fallas; y la última área, desde el K10+500 hasta el final de la Parte 1, la cual es afectada por el sistema de Falla de Bituima (que se cree es una falla activa).

La Parte 2 del trazado (K12+382 – K16+118) tiene un nivel relativamente bajo de riesgo, la cual incluye principalmente túneles. Preocupa el Puente Río San Francisco Alto debido a la presencia de la Falla El Trigo. Que posiblemente es activa y cruza las luces del puente y los cortes arriba de los portales de los túneles. Sin embargo, el nivel de riesgo con respecto a inundaciones es considerado bajo.

La Parte 3 del trazado, el Descenso a Guaduas (K16+118 – K21+600), desciende a lo largo de lado oriental del anticlinal de Guaduas. Los cortes involucran aproximadamente 71% de la Parte 3, en contraste con los puentes que abarcan un 11% y terraplenes un 18%. Se identificaron varias inestabilidades de talud (14), lo cual podría impactar el trazado en una longitud aproximada de 900m, o aproximadamente 16% de la Parte 3. A diferencia de la Parte 1 donde las inestabilidades están distribuidas más o menos uniformemente a lo largo del trazado, en Parte 3 las inestabilidades aparecen concentradas entre K19+650 y el final de la Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1.

El elemento dominante de la Parte 3 es el masivo deslizamiento de San Francisco, el cual fue causado por la presencia de la Falla La Magdalena y reactivado durante el evento La Nina de 2010-2011. El trazado cruza la falla y la mayor parte del área del deslizamiento entre las abscisas K17+500 y K19+500. El material de deslizamiento es descrito como una mezcla heterogénea de clastos en una matriz areno limosa. Esta sección del trazado presenta un alto nivel de riesgo por deslizamientos.

En la parte restante del trazado, las condiciones de estabilidad son consideradas en tanto mejores que en la Parte 1, con mayor presencia de areniscas en la roca, pendiente de taludes más empinadas y un capa de suelos superficiales (incluyendo depósitos coluviales) relativamente más delgada. Por lo tanto, el modo de movimiento de masas más probable podría ser reptación o deslizamiento de la capa superficial de suelos (o regolito). Aunque los deslizamientos no pueden ser excluidos, la probabilidad de ocurrencia es relativamente menor. El nivel de riesgo en esta área es en general bajo a moderado. En resumen, extensas porciones de Parte 1 y el deslizamiento de San Francisco tienen un alto nivel de riesgo de movimiento de masas y deslizamientos, los cuales son causados por eventos climáticos extremos.

10 Respuestas a las Preguntas Específicas

ANI y HELIOS formularon 6 preguntas específicas, que se agrupan en tres temas. A continuación se proporcionan las preguntas y sus correspondientes respuestas.

10.1 Existencia del hecho sobreviniente

10.1.1 Pregunta 1a

Expresar si es cierto o no que el fenómeno de La Niña ocurrido durante los años 2010-2011, generó una afectación geomorfológica que hace recomendable modificar el Diseño Fase 2 propuesto y aprobado para el Tramo 1 del Proyecto Ruta del Sol Sector 1.

Si, se presentó una afectación geomorfológica que hace recomendable cambiar el Diseño Fase 2 de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1, como se discutirá en los siguientes párrafos.

Los cambios geomorfológicos son procesos continuos. Normalmente, los cambios geomorfológicos tienen lugar durante largos períodos de tiempo (escala geológica), como pasa con los procesos de deformación lenta (reptación o “creeping”) o levantamiento inducidos por la tectónica de placas. Otros cambios son más localizados en el tiempo, eventos más espontáneos que son capaces de cambiar el paisaje instantáneamente, como deslizamientos de tierra.

Estos eventos espontáneos son también el resultado de procesos que ocurren en escalas de tiempo más largas (escala geológica) tales como la meteorización (o degradación de rocas), pero también pueden ser provocados por un cambio a corto plazo de las condiciones externas como un terremoto o un evento de precipitación extraordinario.

El detonante en el caso del evento La Niña 2010-2011 ha sido, sin duda, la precipitación. Por lo tanto, es necesario un profundo análisis de los datos climatológicos disponibles.

Los datos climatológicos disponibles en el área del proyecto son limitados e incluyen principalmente tres estaciones pluviométricas cercanas que proporcionan datos de precipitación, así como estaciones hidrométricas cerca de Villeta. Un análisis detallado de los datos ha mostrado que el evento de La Niña 2010-2011 fue un evento de condiciones climáticas extremas, pero en términos generales no corresponde al evento más extremo de La Niña alguna vez observado. Por lo tanto, es muy probable que eventos de La Niña similares o aún más extremos

sean observados durante la vida útil esperada en el diseño del proyecto Ruta del Sol.

La cantidad disponible de evidencia documentada de cambios geomorfológicos en el corredor del trazado de la Ruta del Sol, antes y después del evento específico La Niña 2010-2011 es muy limitada: HELIOS ha documentado numerosas ubicaciones de flujos de tierra (movimientos en masa) y deslizamientos en la superficie estrictamente dentro del área del proyecto en el informe fechado en Mayo de 2011, pero no queda claro si estos deslizamientos fueron documentados antes, durante o después del evento de La Niña 2010-2011.

Evidencia documentada de cambios geomorfológicos debido al evento La Niña 2010-2011 se encuentra en el deslizamiento de San Francisco (alrededor de la abscisa K18+300) y otros deslizamientos ocurridos a lo largo del trazado de la Ruta Nacional 50 (Villeta – Honda). De estos eventos, sólo el deslizamiento de San Francisco se encuentra directamente dentro del corredor del trazado de 1 kilómetro de ancho de la Ruta del Sol; los demás cambios claramente identificados y fechados 2010-2011 como cambios geomorfológicos ocurrieron fuera de este corredor. Basado en el conocimiento sobre los procesos de documentación geomorfológica y de deslizamientos, es muy probable que los deslizamientos no relacionados con carreteras o comunidades permanezcan, en general, todavía no documentados.

Una serie de deslizamientos de tierra a lo largo de la Ruta Nacional 50, cerca del corredor del proyecto, tuvo lugar entre el 18 y el 23 de abril de 2011. Es probable que estos eventos fueron provocados por fuertes precipitaciones de corto plazo combinado con precipitaciones previas constantemente por encima del promedio, durante un largo periodo de tiempo. El análisis de precipitación y deslizamientos disponibles muestra que un periodo de lluvias de 6 a 20 días de duración crítica produjo los acontecimientos extremos de abril de 2011. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que se trata de una teoría, que parece sólida, pero no se puede probar con precisión científica para el área del proyecto, debido a la limitada cantidad de datos disponibles.

En resumen, no hay cambios mayores geomorfológicos debidamente fechados en el corredor de 1 km de ancho del proyecto de la Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1, a excepción del deslizamiento de San Francisco. No obstante parece muy probable que ocurrieran cambios geomorfológicos a lo largo del corredor del trazado, debido a que las condiciones geológicas en el corredor del proyecto son muy similares a las condiciones en la Ruta Nacional 50, donde los cambios geomorfológicos se encuentran debidamente fechados.

Basados en la información disponible, pareciera ser concluyente que el evento La Niña 2010-2011 generó una afectación geomorfológica en el área del proyecto, no sólo en los lugares adecuadamente documentados.

Un análisis detallado del corredor del Sector 1, Tramo 1 ha mostrado que se encuentra atravesado por varias fallas y sistemas de fallas, lo cual crea masas rocosas más fracturadas y meteorizadas. Además, estas áreas yacen bajo suelos superficiales relativamente débiles así como a roca sedimentaria, arcillosa de grano fino, es decir, lutitas y lodolitas, las cuales no sólo son rocas débiles, sino que también son altamente susceptibles a una rápida meteorización.

Ambos aspectos hacen el área del proyecto, en general, más sensible a inestabilidades de la ladera. Los estratos geológicos en el área del proyecto son propensos a procesos de meteorización acelerada, especialmente cuando son expuestos al aire y al agua. Numerosos ejemplos de flujos de tierra y deslizamientos han sido documentados (Diseño Fase 2), y deslizamientos históricos fueron observados durante la visita al sitio en julio de 2013.

Un análisis de la vía propuesta ha mostrado numerosos taludes en corte de gran altura y pendientes pronunciadas. Estos cortes propician flujos de tierra y deslizamientos debido a su geometría, así como su exposición a los elementos del suelo. Además, el trazado cruza el área del conocido deslizamiento activo de San Francisco.

Las mencionadas características geológicas, combinadas con los taludes en corte altos y empinados planeados, hacen el trazado en general susceptible y vulnerable a inestabilidades. La posibilidad de mitigar cortes altos y empinados dentro del corredor contractual resulta muy limitada debido a la topografía de la zona.

De acuerdo al Índice Multivariado ENOS (MEI, por sus siglas en inglés) que se muestra en la Figura 5-7, los eventos intensos de La Niña han ocurrido en al menos nueve ocasiones desde el año 1950, resultando en un promedio de recurrencia de alrededor de seis a siete años. Los datos climáticos sugieren varios eventos de La Niña durante el Periodo de Diseño de la vía propuesta.

Parece existir una alta probabilidad de que eventos similares o aún peores que el evento La Niña 2010-2011 tendrán impactos serios y potencialmente catastróficos en la Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 durante su vida de diseño. Escenarios probables incluyen: cierres parciales o totales de la carretera en secciones vulnerables de la vía debido a flujos de tierra que sepulten la vía, pérdida parcial o total de las secciones de la carretera dentro de grandes deslizamientos, puesta en peligro la seguridad pública, costosos mantenimientos de altos taludes en corte, y secciones de la carretera y puentes o viaductos dañados debido a continuos movimientos o deformaciones del terreno.

En las secuelas del evento La Niña 2010-2011, el gobierno Colombiano ha dado una dirección clara planteando requisitos concretos para el futuro desarrollo de proyectos de infraestructura clave en Colombia. Tomando en consideración estos requisitos, así como la afectación geomorfológica generada por el evento de La Niña 2010-2011, llegamos a la conclusión de que el actual diseño propuesto y aprobado de la Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1, en nuestro concepto, no cumple con éstos y no es capaz de proporcionar una infraestructura confiable, sostenible y segura para la población durante condiciones climáticas extremas como el evento La Niña 2010-2011.

Por tanto, considerando la naturaleza continua de los procesos geomorfológicos, y específicamente los cambios geomorfológicos en el área del deslizamiento activo San Francisco durante el evento de La Niña 2010-2011, recomendamos que se modifique el actual Diseño Fase 2 propuesto y aprobado de la Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1.

10.1.2 Pregunta 1b

De acuerdo con la respuesta anterior sustente técnicamente las razones por las cuales fue así:

- ***¿Se han incrementado los riesgos, la vulnerabilidad e inestabilidad sobre el trazado proyectado?***
- ***¿Se afectó la estabilidad y resistencia de las laderas que tendrán cortes planeados hasta de 70 metros?***
- ***¿Es viable (sostenible en el tiempo – 20 años), la construcción proyectada por las zonas del deslizamiento de San Francisco y otras zonas similares?***
- ***¿Otras razones?***

Si, se han incrementado los riesgos, la vulnerabilidad e inestabilidad del trazado proyectado.

Si, se afectó la estabilidad y resistencia de las laderas que tendrán cortes planeados hasta de 70 metros, los cuales se localizan entre el K10+000 y el K11+000 y entre el K16+000 y el K19+000.

No, la construcción proyectada en el área Deslizamiento San Francisco y otras áreas similares no es sostenible en un periodo de 20 años.

A pesar del hecho de que en el Diseño Fase 2 de la Ruta del Sol no hemos encontrado defectos mayores, no cumple con los objetivos definidos por el Departamento Nacional de Planeación (DNP) en las secuelas del Evento de La Niña 2010-2011 para una carretera segura y sostenible para el futuro de Colombia. En nuestro concepto, para una nueva vía como Ruta del Sol, la prevención, más que la adaptación, tiene que ser el objetivo primordial del diseño.

Las siguientes áreas de la Ruta del Sol no cumplen con este requisito:

El área del proyecto de la Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 se encuentra en un entorno inherentemente vulnerable en cuanto a las condiciones topográficas, geológicas (incluyendo sísmica), geotécnicas y climatológicas debido a las interacciones de alta precipitación, predominio de materiales litológicos débiles, extensas fallas, y localmente aguas subterráneas relativamente superficiales. Estos factores proporcionan los componentes necesarios para el desarrollo de inestabilidad.

Movimientos en masa, deslizamientos de tierra e inundaciones han sido identificadas como las principales amenazas derivadas de fenómenos meteorológicos extremos en el área del proyecto. Estas amenazas han sido objeto de una evaluación semi-cuantitativa para ayudar a determinar la probabilidad que tiene cada amenaza principal de causar un impacto de mediano o alto riesgo, lo cual permitió la producción de un perfil de riesgo a lo largo del trazado.

Basado en el perfil de riesgo y los datos adjuntos, es claro que la gran área del deslizamiento de San Francisco, entre K17+500 y K19+500, la cual es el resultado de la Falla La Magdalena, es una de las zonas de más alto riesgo del proyecto, sobrepasando los límites de lo que generalmente se considera prohibitivo. La magnitud del deslizamiento activo hace extremadamente difícil de mitigar tanto el riesgo como el impacto, potencialmente podría conducir a una destrucción de la vía y de los puentes una vez se reactive, y en un peor escenario un peligro para la seguridad pública.

El ascenso a lo largo del flanco occidental del valle El Cune, K8+000 hasta el Túnel El Trigo, plantea la segunda sección más crítica. Este ascenso, consiste en una serie de cortes altos y puentes a lo largo de empinadas e inestables laderas constituidas por formaciones rocosas de lutitas débiles, en un área dominada por la presencia del Sistema de Fallas de Bituima, que es considerado como activo. La distribución de riesgo indica áreas limitadas de riesgo bajo o medio dentro de un área mayor de alto riesgo para los movimientos en masa y la única área de riesgo medio para el desarrollo de deslizamientos, con excepción de los puntos críticos para deslizamientos. La densidad lineal de movimiento de masa (aquí definida como: el número de áreas de movimientos en masa por unidad de longitud a lo

largo del trazado) es la más alta a lo largo del proyecto y su impacto podría ser considerable durante eventos tipo La Niña.

La sección de K3+000 a K4+200 muestra alto riesgo de deslizamientos de tierra, propiciado principalmente por la abundancia de rocas débiles (lutitas) y la presencia de deslizamientos históricos a lo largo del trazado. En general, grandes deslizamientos (relativamente más profundos) son menos frecuentes; su frecuencia generalmente disminuye con el tamaño del deslizamiento. Aunque eventos tipo La Niña no alteren el umbral requerido para el desarrollo de deslizamientos de tierra, su efecto es significativo ya que alteran la frecuencia de fenómenos de remoción en masa y, por tanto su probabilidad y riesgo.

La última parte del trazado, desde K21+000 hasta el final del proyecto, es una sección de alto riesgo por movimientos en masa, debidos principalmente a la ocurrencia de éstos, de tamaño considerable, a lo largo del trazado.

Por otra parte, la sección del túnel (K12+382 a K16+118) representa la sección de más bajo riesgo del trazado debido a la exposición mínima a la variación climática. Por lo tanto, esta sección es de relativamente baja vulnerabilidad a las amenazas asociadas con condiciones meteorológicas extremas y la rápida meteorización de las formaciones rocosas más débiles. La única excepción para toda la sección es el Puente Río San Francisco Alto, que podría ser afectado por las inundaciones y por lo tanto se considera de riesgo medio para esa amenaza específica. La sección desde el Portal Oeste del Túnel La Cumbre hasta la gran área del deslizamiento de San Francisco es un segmento de relativamente menor riesgo de remoción en masa, en general debido a la presencia predominante de rocas más competentes.

Los dos túneles no son susceptibles a la influencia de fenómenos meteorológicos extremos, aunque, en las áreas de portales, la estabilidad de taludes tiene que ser investigada exhaustivamente. Independientemente de las características climáticas, el trazado debe evitar túneles alineados de forma paralela a fallas cercanas, como es el caso de la Falla de Tibayes que corre cerca y paralelamente al Túnel El Trigo entero y a la primera parte del Túnel La Cumbre.

En resumen, se concluye que la afectación geomorfológica del evento La Niña 2010-2011 ha incrementado la vulnerabilidad y el riesgo de inestabilidades impactando la Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 y muestra el potencial de ocurrencia de eventos similares o peores. El riesgo es especialmente alto en el caso de los muy altos taludes en corte que han sido previstos. Debe tenerse en cuenta que riesgo y vulnerabilidad también existen en relación con las laderas naturales adyacentes, estén o no intervenidas por la vía propuesta. En caso de falla de estas laderas naturales, las masas de suelo desplazadas pueden también bloquear parcial o totalmente (o inclusive destruir) una sección de la vía propuesta.

Tampoco parece factible o recomendable construir la Ruta del Sol Sector 1, Tramo 1 en las áreas identificadas con niveles altos de riesgo (en el registro de riesgos) de movimientos en masa y escenarios de impacto por deslizamientos; especialmente en la proximidad del deslizamiento de San Francisco. En esta y otras áreas similares no se espera que sea sostenible el trazado actual de la Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 durante largos periodos de tiempo (mayores que 20 años).

10.1.3 Pregunta 1c

Si se produjo la afectación, ¿es posible determinar con exactitud científica la fecha cierta de ocurrencia de la misma?

La Niña es un fenómeno climático en función de cambios cíclicos y definido por parámetros de referencia de gran escala. Los cambios geomorfológicos generalmente ocurren durante largos períodos de tiempo (en escala geológica).

Aunque los deslizamientos pueden ser vinculados a una fecha específica, el cambio geomorfológico de un área es un proceso continuo, que llega a ser obvio después de un evento detonante específico. Además, estos cambios geomorfológicos no se encuentran bien documentados (científicamente, en el área del proyecto), y algunas veces no documentados en absoluto. Por lo tanto, no es siempre posible especificar claramente la fecha de cuando se produjo la afectación.

Sin embargo, claramente puede ser demostrado que abril de 2011 es el período más crítico durante el evento La Niña 2010-2011 en la amplia zona del proyecto. Un período continuo de lluvia, que aumentó en intensidad desde el 5 de abril y hasta el 24 de abril de 2011, puede ser identificado como "el evento detonante". Como se ha documentado, una serie de deslizamientos de tierra en las proximidades de la zona del proyecto tuvo lugar el 18 y el 23 de abril de 2011. Estos hechos parecen ser la indicación más fuerte de una acumulación de cambios geomorfológicos extremos en la zona del proyecto durante el evento de La Niña 2010-2011.

10.2 Soluciones Sobre el Trazado Actual

10.2.1 Pregunta 2a

En caso de que la respuesta a la pregunta 1a sea afirmativa, esto es que se requiere un cambio en los diseños Fase 2 del Sector 1, ¿la afectación producida hace recomendable en su concepto, modificar el trazado

aprobado para el sector 2, definido este como una franja de 1 Km alrededor de las abscisas originales del trazado?

Si, en nuestro concepto, un cambio al Diseño Fase 2 es requerido, como se describe en los siguientes apartados para las Partes 1, 2 y 3 del trazado propuesto, respectivamente.

Parte 1 – Ascenso desde Villeta hacia el Túnel El Trigo

Las condiciones geológicas subyacentes de la Parte 1 (ascenso desde Villeta) son propensas a flujos de tierra y deslizamientos. La segunda mitad de la Parte 1, desde K9+300 hasta el Portal Este del Túnel El Trigo, consiste de terreno muy escarpado, que requiere de puentes y taludes en corte especialmente altos y empinados. Además, el trazado en esta ubicación se encuentra entre dos fallas importantes.

Debido a la geología subyacente, la cual desarrolla comportamientos críticos especialmente en eventos climáticos extremos, es generalmente deseable evitar cortes altos y empinados o acortar la longitud a lo largo del trazado. En general, las zonas conocidas de inestabilidades y fallas deben evitarse o ser cruzadas en la distancia más corta posible para minimizar su impacto en el trazado para proveer una vía sostenible y robusta, incluso bajo condiciones extremas climáticas. La presencia de aguas relativamente superficiales acentúa aún más esta vulnerabilidad. Sin embargo, la utilización alternativa de puentes bajo estas condiciones no es menos problemática y, por lo tanto, no necesariamente proporciona una mejor opción.

En general, el corredor de 1Km de ancho del trazado proporcionado de la Parte 1 no proporciona la suficiente flexibilidad para evitar los problemas geotécnicos discutidos. Se recomienda bajar la cota del Portal Este del Túnel El Trigo y alargar la sección subterránea. Esto permite que la longitud total de la Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 sea acortada en la Parte 1, permite también que el cruce de las condiciones desfavorables del suelo sea en la distancia más corta y evita taludes en corte altos y empinados (así como puentes o viaductos). Bajar la cota del Portal Este del Túnel El Trigo también alargará el túnel, lo que hará la Ruta del Sol menos vulnerable a los deslizamientos y movimientos de masa.

Parte 2 – Túnel El Trigo, Río Puente San Francisco Alto y Túnel La Cumbre

La Parte 2 del trazado actual corre paralela a la Falla Tibayes y está en proximidad cercana o cruza otras fallas en la zona, como la Falla Honda, el Sistema de Fallas de Bituima, la Falla Don Joaco y la Falla de Alto del Trigo.

En general, el trazado del túnel debería evitar fallas y sistemas de fallas. Si no se pueden evitar las fallas, éstas deben ser preferiblemente cruzadas perpendicularmente, en la distancia más corta.

Si el túnel fuera movido hacia el norte, otras fallas como la Falla Don Joaco, la Falla Columpio y la Falla La Magdalena serían encontradas. Para evitar esto, recomendamos cambiar el trazado del túnel hacia el sur, cruzando el Sistema de Fallas de Bituima y la Falla del Alto del Trigo tan perpendicularmente como sea posible, evitando interferencias con la Falla La Masata.

Parte 3 – Descenso a Guaduas

La sección más crítica en el descenso hacia Guaduas es el cruce del activo y masivo deslizamiento de San Francisco, que es concurrente con el cruce de la Falla la Magdalena.

Recomendamos evitar completamente la zona del deslizamiento de San Francisco para soportar las estructuras de la vía propuesta. Este enfoque también permitirá evitar los taludes en cortes críticos, muy empinados y altos entre K18+500 y K19+400 dentro o en las proximidades del deslizamiento de San Francisco y Falla la Magdalena.

Cortes muy altos entre K16+600 y K17+750, que cruzan o están en proximidad cercana a otras fallas conocidas o sospechadas, deben ser más investigados o completamente evitados.

Recomendaciones Generales de Diseño

Además de las anteriores recomendaciones específicas, las siguientes recomendaciones de diseño deberían seguirse, si esto es posible.

En nuestro concepto, si un nuevo trazado fuera a desarrollarse, debería prestarse atención especial a las fallas geológicas en el área del proyecto. Se recomienda realizar estudios geológicos específicos sobre fallas, incluyendo análisis sobre potenciales desplazamientos de fallas. El trazado no debería alinearse paralelo o sub-paralelo a, o en proximidades de fallas. Si las mayores fallas geológicas no pueden ser evitadas, éstas deberían ser cruzadas en la distancia más corta y, preferiblemente, perpendicularmente. Esta pauta es especialmente importante para los túneles.

Cortes de taludes altos, especialmente aquellos combinados con pendientes empinadas y/o con estratos de roca débil con componentes de buzamiento adversas (hacia fuera de la ladera), deben evitarse en las condiciones del terreno, que son naturalmente propensas a deslizamientos y movimientos en masa. Si fueran necesarios taludes en corte en estas áreas, estos deberían ser tan pequeños como fuera posible.

En general, deben evitarse las zonas inestables, tales como áreas con grandes deslizamientos de tierra, para la construcción de cualquier tipo de estructura. Los principios fundamentales del nuevo diseño del trazado deben incluir un exhaustivo programa de investigación geológica y geotécnica. Recomendaciones adicionales sobre aspectos geotécnicos, geológicos y de movimientos de tierra se presentan en el Apéndice 3 (Sección 3.4).

Condiciones extremas de diferente naturaleza deberían considerarse durante el diseño. Estas condiciones incluyen, por ejemplo, altas precipitaciones en particular eventos de larga duración, terremotos y variabilidad de parámetros geotécnicos de los suelos y rocas de la zona del proyecto.

Las áreas de corte en los portales de los túneles deben considerarse especialmente vulnerables, las cuales son de alta sensibilidad y deben ser correspondientemente planeadas.

Las cimentaciones y estribos de puentes, viaductos y muros de contención, los cuales son especialmente vulnerables a desplazamientos. Estas estructuras son altamente sensibles y especialmente críticas. Cimentaciones de puentes en movimientos en masa, deslizamientos de tierra o zonas con fallas deben evitarse.

Debe reducirse al mínimo el impacto ecológico y ambiental causado por un cambio en el régimen de aguas subterráneas, particularmente en las áreas de Reservas Naturales. Esto preferiblemente incluiría la instalación de pozos de monitoreo de niveles de aguas subterráneas en estas áreas. La vegetación natural debe mantenerse intacta, o restaurada tanto como sea posible, con el fin de reducir la erosión de suelos y proporcionar mayor estabilidad a los taludes.

Para recomendaciones adicionales refiérase también al Capítulo 4.2.8 y Apéndice 3 (Sección 3.4).

10.2.2 Pregunta 2b

En caso de que la respuesta a la pregunta anterior sea negativa, esto es que no es necesario cambiar el trazado seleccionado, ¿qué modificaciones, en su concepto, e necesario implementar al diseño Fase 2 propuesto y aprobado para el Tramo 1 del Proyecto Ruta del Sol Sector 1?

No Aplica.

10.3 Razones Para Un Nuevo Trazado

Si la respuesta 2a es positiva, esto es que es necesario hacer nuevo trazado, sustente técnicamente las razones por las cuales es así.

Las razones para un Nuevo trazado se resumen de la siguiente forma.

Parte 1 – Ascenso de Villeta hacia el Túnel El Trigo

El trazado completo en la Parte 1 atraviesa un área de condiciones bastante difíciles topográficas y geológicas, incluyendo roca débil sujeta de rápida meteorización (degradación de las propiedades de ingeniería) lo que hace al área propensa a flujos de tierra y deslizamientos. Adicionalmente, el trazado se encuentra entre dos potencialmente activos sistemas de fallas orientados esencialmente en la dirección Norte-Sur, el Sistema de Fallas de Quebrada Negra en el este y el Sistema de Fallas de Bituima en el oeste.

El propósito de esta parte del trazado es ganar elevación desde el comienzo del Sector 1, Tramo 1 en K0+000 (el. 892m) hasta el Portal oriental del Túnel El Trigo (el. 1,597m).

La resultante diferencia de elevación de 705m, combinado con la pendiente máxima permitida del 7%, resulta en una longitud mínima teórica de un poco más de 10 km. Tomando en consideración otras restricciones, incluyendo la topografía de la zona, el promedio de pendiente es 5.7% en 12.35 km de largo de la Parte 1, parece razonable basado en nuestra experiencia.

Entre K0+000 y K5+500, el trazado es oblicuo a casi paralelo al Sistema de Fallas de Quebrada Negra. Entre K5+500 y K7+500, el trazado entra en la zona de este sistema de fallas y se acerca a otras fallas. Cambiar el trazado hacia el este en el sistema de Quebrada Negra, no es recomendable debido a que es de esperarse una aún mayor vulnerabilidad. Cambiar el trazado al oeste lo alejará de a superficie del terreno, provocando altos terraplenes, puentes y viaductos a mantener la pendiente requerida, los cuales tendrían que ser construidos en condiciones desfavorables del terreno.

La sección más crítica en la Parte 1 del Tramo 1 es el segmento entre K9+300 y el Portal Este del Túnel El Trigo. El terreno es muy escarpado y propenso a deslizamientos, y el trazado requiere taludes en corte muy empinados y altos

combinados con puentes altos. Cambiar el trazado en dirección de los taludes naturales provocará cortes aún más altos o más empinados, mientras que cambiar el trazado para alejarlo de los taludes naturales resultará en secciones de puente largas, las cuales deberán ser cimentadas en las empinadas laderas y en condiciones geológicas desfavorables.

Por tanto, el trazado actual no es deseable, y no puede ser suficientemente optimizado para alcanzar la requerida sostenibilidad.

Parte 2 – Túnel El Trigo, Puente Río San Francisco Alto y Túnel La Cumbre

Los dos túneles, Túnel El Trigo y el Túnel La Cumbre, son los elementos menos críticos con respecto a condiciones meteorológicas extremas. Sin embargo, debe ponerse atención especial, durante el diseño de los portales, a los taludes en corte en tres lados, y dificultades constructivas en terrenos probablemente altamente fracturados, debido a la cercana Falla paralela Tibayes.

El trazado actual ubica ambos túneles en paralelo y cercanos a la Falla Tibayes. En general, las fallas crean numerosos desafíos geológicos, especialmente durante la excavación y soporte de los túneles, que también podrían afectar el diseño final del revestimiento así como la operación y el mantenimiento de durante su vida útil. Estas condiciones difíciles de terreno requieren métodos sofisticados de diseño y construcción de túneles, soportes complejos y pueden causar inestabilidades y colapsos en el peor escenario. Generalmente, las zonas de fallas proporcionan una ruta de migración para las aguas subterráneas, que pueden causar incremento en infiltraciones de agua, flujos temporales y deterioro de las condiciones del terreno. Las malas condiciones del terreno y mayor presión de las aguas subterráneas generalmente requieren soportes iniciales y finales más fuertes y costosos, repercutiendo en el sistema de impermeabilización o de drenaje del diseño final.

Por lo tanto, es altamente recomendable evitar condiciones de terreno críticas y de agua subterránea. Zonas de fallas deben ser evitadas, especialmente en casos donde el trazado es aproximadamente paralelo muy cercano a una falla.

El Puente Río San Francisco Alto está expuesto a un riesgo potencial de inundaciones, deslizamientos y erosión. Sin embargo, se asume que estos riesgos se pueden manejar con un diseño sólido. La ubicación del puente en la intersección de tres fallas geológicas, la Falla de Alto del Trigo, Falla Tibayes y Falla Don Joaco, es motivo de preocupación. La intersección de fallas ocasionará condiciones de terreno muy desfavorables. Además, los movimientos son de esperarse. Aunque sea posible abordar estas preocupaciones dentro del diseño, la

reubicación del trazado es un método significativamente mejor, especialmente en relación con la sustentabilidad a largo plazo de la estructura.

Parte 3 – Descenso a Guaduas

La Falla La Magdalena y el deslizamiento de San Francisco son dos importantes dificultades geológicas que plantearán enormes desafíos para la construcción, operación y mantenimiento del proyecto. Se anticipa que movimientos en masa a gran escala serán un reto constante durante la vida útil de la Ruta del Sol. Basados en la cantidad limitada de datos geológicos. Detalles de los mecanismos internos del deslizamiento siguen siendo poco entendidos, lo que hace actualmente muy difícil proporcionar un diseño seguro, sostenible y razonablemente efectivo en términos de costo; es muy probable que la sección prevista de Ruta del Sol dentro del deslizamiento se movilice periódicamente. El diseño actual parece no ser capaz de soportar estos movimientos, y su factibilidad es cuestionable. Por lo tanto es mucho más conveniente, desde una perspectiva a largo plazo, evitar el área en lugar de intentar resistir el impacto del deslizamiento.

La segunda mayor preocupación en la Parte 3 son los taludes en corte muy altos y empinados después de que el trazado ha cruzado el deslizamiento de San Francisco (K18+500 a K19+000). Debe tenerse en cuenta que el trazado corre muy cerca de un deslizamiento mayor y muy cerca de una falla mayor. La zona tiene un gran riesgo inherente de inestabilidades, que se amplifica con taludes en corte altos y empinados. Nuevamente, evitar el deslizamiento de San Francisco es la mejor solución desde un punto de vista de sustentabilidad a largo plazo.

Un enfoque similar también es recomendable en el área anterior al deslizamiento de San Francisco, donde el trazado cruza la Falla Columpio y dos presuntas fallas sin nombre. A pesar del hecho de que las fallas se cruzan casi perpendicularmente, se planean taludes en corte muy altos en esta zona del trazado. Teniendo en cuenta las anteriores recomendaciones, se concluye que el trazado debe preferiblemente mantenerse fuera de ésta área, con el fin de evitar futuras inestabilidades de laderas.

APÉNDICES

Apéndice 1 – Informe de Visita al Sitio

Apéndice 2 – minutas de Reuniones

UNGRD, julio 7, 2013

Colombia Humanitaria - FNC, julio 9, 2013

IGAC, julio 10, 2013

IDEAM, julio 10, 2013

INGEOMINAS, julio 11, 2013

ANLA, julio 11, 2013

Ministerio de Transporte / INVIAS, Julio 12, 2013

Apéndice 3 – Geotecnia

Apéndice 3.1 – Resumen de Principales Elementos Estructurales, Movimientos de Tierras y Consideraciones Geológicas.

Apéndice 3.2a – Secciones Geológicas del Diseño Fase 2 – Resumen de Geometría de Laderas y Ángulo de buzamiento aparente.

Apéndice 3.2b – Resumen de Características Geométricas de principales Cortes y rellenos.

Apéndice 3.3 – Resumen de potenciales Mecanismos de Falla, basado en la interpretación de secciones geológicas y geometría del Diseño Fase 2

Apéndice 3.4 – Recomendaciones Generales y Lineamientos Regulatorios para construcción en áreas propensas a deslizamientos y áreas de alta sismicidad.

Apéndice 3.5 – Plano Geológico General

Apéndice 3.6 – Inventario de Deslizamientos de IDEAM

Apéndice 4 – Registro de Riesgos

Apéndice 4.1 – Probabilidad de Riesgo de Movimientos en Masa – Rutal del Sol, Sector 1, Tramo 1

Apéndice 4.2 – Probabilidad de Riesgo de Deslizamientos – Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1

Apéndice 4.3 – Registro de Riesgos – Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1

Apéndice 4.4 – Probabilidad de Movimientos en Masa – Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1

Apéndice 4.5 – Probabilidad de Deslizamientos – Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1

Apéndice 4.6 – Perfil de Riesgo – Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1

REFERENCIAS

Lista de Referencias

Documentos Oficiales de ANI / Sitio FTP

[101] Presentación Proyecto – Localización

1. PRECONTRACTUALES

a. Pliegos de Condiciones

[102] Anexos (3 archivos)

[103] Apéndices Técnicos (9 archivos)

b. Cuarto de Información de Referencia

[104] Volumen I. Información Principal (3 archivos)

[105] Volumen II. Diseño Geométrico (161 archivos)

[106] Volumen III. Pavimentos (3 archivos)

[107] Volumen IV. Geología y Geotécnica (122 archivos)

[108] Volumen V. Drenajes (20 archivos)

[109] Volumen VI. Estructuras (15 archivos)

[110] Volumen VII. Información Gráfica (193 archivos)

2. CONTRACTUALES

a. Contrato concesión No. 002

[111] 1. Contrato de Concesión No. 002 del 2010 – Sector 1

2. Apéndices Técnicos

[112] Apéndice Ambiental – Sector 1

[113] Apéndice Técnico Anexo 1 – Sector 1

[114] Apéndice Técnico Anexo 2 – Sector 1

[115] Apéndice Técnico Anexo 3 – Sector 1

[116] Apéndice Técnico Parte A – Sector 1

[117] Apéndice Técnico Parte B – Sector 1

b. Diseño Tramo 1 – Consorcio Vial Helios

[118] 1. Diseño Geométrico (512 archivos)

[119] 2. Estudio de Geología (81 archivos)

[120] 3. Diseño de Fundaciones (1507 archivos)

[121] 4. Estabilización Taludes (106 archivos)

[122] 5. Diseño Pavimento (266 archivos)

[123] 6. Diseño Puentes (767 archivos)

[124] 7. Hidrología – Hidráulica (47 archivos)

[125] 8. Señalización (20 archivos)

[126] 9. Tránsito (59 archivos)

[127] 10. Túneles (1225 archivos)

[128] c. Estudio de Impacto Ambiental (2888 archivos)

d. Fundamentos Controversia Entre Las Partes

[129] 1. Concesionario

[130] 2. ANI – Interventoría (4 archivos)

3. PRONUNCIAMIENTO AUTORIDAD AMBIENTAL

- [131] a. Concepto viabilidad ambiental – IGL (14 archivos)
b. Actos Administrativos (5 archivos)
- [132] Resolución 0319 del 16 de marzo de 2012
- [133] Resolución 0227 del 17 de abril de 2012
- [134] Resolución 0474 del 18 de abril de 2012
- [135] Resolución 0656 del 10 de agosto de 2012
- [136] Resolución 1353 del 10 de agosto de 2012
- [137] **4. DECRETOS EMERGENCIA INVERNAL** (9 archivos)

Información Recibida de Agencias Gubernamentales Colombianas

- [201] Departamento Nacional de Planeación (DNP, 2011): Plan Nacional de Desarrollo 2010-2014 Prosperidad para todos, Resumen Ejecutivo, 66 páginas.
- [202] Ministerio de Transporte (2012): Presentación, Proyectos Postulados – Fondo Adaptación – Sector Transporte.
- [203] INGEOMINAS (2004): Informe Técnico de Peritazgo del Sector Glorieta de la Quebrada Cune, Municipio de Villeta – Cundinamarca, 9 páginas.
- [204] Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín, Instituto de Estudios de Infraestructura (2003): Estudio de Diagnóstico de la Emergencia entre el PR 64+000 y el PR 65+850 “El Cune” de la Carretera Honda – Villeta – Tobiagrande – Bogotá, Ruta 50, Tramo 5008, 61 páginas, y 8 anexos.
- [205] Ara Ingeniería & Arquitectura Ltda. (2002): Estudios Geotécnicos de Diagnóstico para la Atención de la Variante Paso Nacional por Villeta de la Carretera Honda – Villeta – Tobiagrande – Bogotá, Ruta 50, Tramo 5008, Informe Final, 29 páginas y 8 anexos.
- [206] Interventora Itansuca – Proyectos de Ingeniería Limitada y GeoRiesgos (2007): Estudios Geogénicos para la Construcción de la Variante de Villeta, Estabilización del Paso Nacional por Villeta, Planta de Ecopetrol y otros Sitios

- Críticos, o Declarados en Situación de Emergencia por Fenómenos de Remoción de Masa, Informe Final, Barrio San Jorge, Tomo 1, Versión 3, 186 páginas.
- [207] Ministerio de Minas y Energía Servicio Geológico Colombiano (SGC, 2013): Concepto Solicitado por el Juzgado Único Administrativo de Facatativá, sobre la Inestabilidad del Terreno sobre el Cual se localiza el Barrio San Jorge de Villeta, Informe Final, Acción Popular Número 2009-0052, 197 páginas y 23 anexos.
- [208] Lista preparada por el Servicio Geológico Colombiano (SGC, 2013): Informes de Estudios en Villeta y Guaduas.
- [209] Servicio Geológico Colombiano (SGC, 2013): Sistema de Información de Movimientos en Masa (SIMMA).
- [210] Ingeniería y Geotecnia Limitada (IGL, 2012): Concepto Técnico Final en el Área Física (Aspectos Geológicos, Geotécnicos, Hidrogeológicos y Ambientales) para Determinar la Viabilidad y Sostenibilidad Ambiental del Proyecto Vial "Ruta del Sol", Sector 1, Tramo 1, Informe Final, 152 páginas y 8 anexos.
- [211] INGEOMINAS, Subdirección de Amenazas Geoambientales (2002): Clasificación Regional de Amenaza Relativa de Movimientos de Masa, Colombia.
- [212] INGEOMINAS (2001): Geología de la Plancha 208, Villeta, Departamento de Cundinamarca, Colombia. Memoria Explicativa y Mapa Geológico, Escala 1:100,000.
- [213] INGEOMINAS (2003): Geología de la Plancha 209, Zipaquirá, Departamento de Cundinamarca, Colombia. Memoria Explicativa y Mapa Geológico, Escala 1:100,000.
- [214] INGEOMINAS (2001): Geología de la Plancha 227, La Mesa, Departamento de Cundinamarca, Colombia. Memoria Explicativa y Mapa Geológico, Escala 1:100,000.
- [215] INGEOMINAS (2007): Mapa Geológico de Colombia y Leyenda, Escala 1:2,000,000.
- [216] Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC, 2007) con datos de IDEAM (2006): Atlas de Cundinamarca, Mapa de Uso del Suelo.
- [217] Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible, Web, Reserva Forestal Protectora Río San Francisco:

<<http://www.minambiente.gov.co/contenido/contenido.aspx?conID=5947&catID=278>>.

- [218] IDEAM (2010-2011): Boletín Informativo sobre el monitoreo de los Fenómenos de El Niño y La Niña, Boletines consultado número 14-34.
- [219] Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC, 2007) con datos de IDEAM (2006): Atlas de Cundinamarca 2007, Mapa de Clases de Clima.
- [220] Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC, 2007) con datos de IDEAM (2006): Atlas de Cundinamarca 2007, Mapa de Temperatura Media Anual.
- [221] Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC, 2007) con datos de IDEAM (2006): Atlas de Cundinamarca 2007, Mapa de Promedio Anual de Horas de Sol.
- [222] Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC, 2007) con datos de IDEAM (2006): Atlas de Cundinamarca 2007, Mapa de Precipitación Media Anual.
- [223] Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC, 2007) con datos de IDEAM (2006): Atlas de Cundinamarca 2007, Mapa de Humedad Relativa Media Anual.
- [224] Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC, 2007) con datos de INGEOMINAS (2002): Atlas de Cundinamarca 2007, Mapa de Amenaza Sísmica.

Recursos Adicionales

- [301] Rodrigo Ávila Osorio (2011): Video de YouTube, Túnel de Villeta: <<http://www.youtube.com/watch?v=6jhEN1IXvcA>>
- [302] IFC International, Climate and Development Knowledge Network (IFC-CDNK, 2013): Temas Críticos de Cambio Climático para el Sector Transporte de Colombia, Informe preliminar, 171 páginas.
- [303] Hudson, Rex A., (Ed., 2010): Colombia: A Country Study, pages 70-76.
- [304] Paris, Gabriel, Machette, Michael N., Dart, Richard L., and Haller, Kathleen M., (May 2000): Map and Database of Quaternary Faults and Folds in Colombia and its Offshore Regions, U.S. Geological Survey Open-File Report 00-0284.
- [305] Pulido, N., (2003): Seismotectonics of the Northern Andes (Colombia) and the Development of Seismic Networks, Bulletin of the International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Special Edition, pages 69-76.

- [306] Taboada, Alfredo, Rivera, Luis A., Fuenzalida, Andrés, Cisternas, Armando, Philip, Hervé, Bijwaard, Harmen, Olaya, José, and Rivera, Clara, (October 2000): Geodynamics of the northern Andes: Subductions and intracontinental deformation (Colombia), *Tectonics*, Vol. 19, No. 5, pages 787-813.
- [307] Banco Interamericano de Desarrollo (BID), Comisión Económica Para América Latina y el Caribe (CEPAL, 2012): Ola Invernal en Colombia 2010-2011, 240 páginas.
- [308] Haneberg, W.C., Anderson, S.A. (Eds., 1995): Clay and Shale Slope Instability, Geological Society of America, Reviews in Engineering Geology Vol. X, Compilation of 10 Specialty Technical Articles, 153 pages.
- [309] Torres-Suárez, Mario Camilo (2011): Efectos de los Ciclos de Carga-Descarga y Humedecimiento-Secado en el Comportamiento Geomecánico de Rocas Lodosas de los Andes Colombianos (Tesis Doctoral), Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola.
- [310] Geotechnical Control Office, Civil Engineering and Development Department, Hong Kong (1982): Mid-levels Study: Report on Geology, Hydrology and Soil Properties, 265 pages.
- [311] Carter, D.J.T., et al (1986): Estimating Wave Climate Parameters for Engineering Applications, Offshore Technology Report No. OTH 86 228, London: HMSO.
- [312] Coastal Engineering Research Center, US Army Engineer Waterways Experiment Station (1985): Computer Program: WAVDIST (MACE 17) Extremal Significant Wave Height Distributions, Coastal Engineering Technical Note CETN-I-40.
- [313] Davison, A.C. and Smith, R.L. (1990): Models for Exceedences over High Thresholds, *Journal of the Royal Statistical Society, Series B*, Vol. 52, No. 3, pages 393-442.
- [314] Johnson, N.L. and Kotz, S (1970): Continuous Univariate Distributions – 1, Boston: Houghton Mifflin Company, 300 pages.
- [315] Institute of Hydrology, Great Britain (1975): Flood Studies Report Vol. 1: Hydrological Studies, Published by the Natural Environmental Research Council.
- [316] Wolter, K., and Timlin, M.S. (2011): El Niño/Southern Oscillation behaviour since 1871 as diagnosed in an extended multivariate ENSO index (MEI.ext), *International Journal of Climatology*, Vol. 31, 14 pages.

- [317] National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA), National Weather Service Climate Prediction Center, Web, El Niño – Southern Oscillation (ENSO):
<<http://www.cpc.ncep.noaa.gov/products/precip/CWlink/MJO/enso.shtml>>.
- [318] Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC), Web, Climate Change 2001: IPCC Third Assessment Report:
<<http://www.ipcc.ch/organization/organization.shtml#.UhTsq5KwygY>>.
- [319] Auld, H. and Maclver, D., (2006): Changing Weather Patterns, Uncertainty and Infrastructure Risks: Emerging Adaptation Requirements, EIC Climate Change Technology.
- [320] Departamento Nacional de Planeación (DNP, 2012): Plan Nacional de Adaptación al Cambio Climático ABC: Adaptación Bases Conceptuales, Marco conceptual y lineamientos del Plan Nacional de Adaptación al Cambio Climático (PNACC).
- [321] Consejo Nacional de Política Económica y Social República de Colombia, Departamento Nacional de Planeación (CONPES, DNP, 2011): Documento CONPES 3700, Estrategia institucional para la articulación de políticas y acciones en materia de cambio climático en Colombia.
- [322] Penn State College of Earth and Mineral Sciences, Department of Meteorology, Web, From Meteorology to Mitigation: Understanding Global Warming:
< <https://www.e-education.psu.edu/meteo469/node/112>>.
- [323] European Commission, Web, Adaptation to Climate Change:
< http://ec.europa.eu/clima/policies/adaptation/index_en.htm>.
- [324] Inhabit New York City, Web, Mayor Bloomberg Announces RFP for New Seaport City Neighborhood That Would Double as a Flood Barrier:
< <http://inhabitat.com/nyc/mayor-bloomberg-announces-rfp-for-new-seaport-city-neighborhood-that-would-double-as-a-flood-barrier/>>.
- [325] Carter, D.J.T. and Challenor, P.G., (1981): Estimating Return Values of Environmental Parameters, Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society, Vol. 107, Issue 451, pages 259-266.
- [326] BBC News, Asia-Pacific (2010), Web, Australia: Queensland Floods Spur More Evacuations:
<<http://www.bbc.co.uk/news/world-asia-pacific-12097280>>.
- [327] NASA Earth Observatory, Web, Unusually Intense Monsoon Rains:
<<http://web.archive.org/web/20100814195434/http://earthobservatory.nasa.gov/NaturalHazards/view.php?id=45177>>.

- [328] Wikipedia, Web, 2010 Colombian Rainy Season:
<http://en.wikipedia.org/wiki/2010_Colombian_rainy_season>.
- [329] Martínez, O., Departamento del Atlántico, IDEAM, Web, Fenómenos El Niño” y La Niña:
<https://www.siac.gov.co/contenido/contenido_imprimir.aspx?conID=1240&catID=374>.
- [330] Portafolio Magazine, Web:
<<http://www.portafolio.co>>.
- [331] Notisismo, Web, El deslizamiento de Gramalote:
<<http://www.cecalc.ula.ve/blogs/notisismo/prevencion/el-deslizamiento-de-gramalote-por-jaime-laffaille/>>.
- [332] IDEAM, Web, Pronósticos y Alertas:
<<http://www.pronosticosyalertas.gov.co/jsp/909>>.
- [333] IDEAM (2011): Servicio de Seguimiento y Pronóstico de la Amenaza por Deslizamientos, Boletín número 104.
- [334] National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA), Web, Global ISCCP B1 Browse System (GIBBS):
<<http://www.ncdc.noaa.gov/gibbs/year>>.

INDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Índice Multivariado ENOS (MEI) entre los años 1950 y 2013 [ref. 316]	10
Figura 3-1. Triángulo de Interacción.....	27
Figura 4-1. Geodinámica del Noroccidente de Suramérica [305].....	35
Figura 4-2. Mapa Geológico del área del proyecto.....	36
Figura 4-3. Factores Geológicos que Afectan la Estabilidad de Taludes a lo largo del Trazado del Diseño Fase 2.....	54
Figura 4-4. Taludes en Corte – Máxima Altura y Pendiente Promedio (V/H) a lo largo del Trazado	55
Figura 4-5. Taludes en Terraplén – Altura Máxima y Pendiente Promedio (V:H) a lo largo del Trazado del Diseño Fase 2.....	60
Figura 4-6. Área del proyecto aproximadamente entre el K3+000 y el K4+000	77
Figura 4-7. Cruce del Río en la abscisa K8+500.....	78
Figura 4-8. Área del proyecto aproximadamente entre el K9+000 y el K10+000 ..	79
Figura 4-9. Cruce en K11+800	80
Figura 4-10. Cruce Típico de Alcantarilla	82
Figura 4-11. Cruce de Alcantarilla con Escalonada.....	82
Figura 4-12. Deslizamiento El Cune con drenaje detrás del muro	92
Figura 4-13. Cuencas y Ríos Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1	94
Figura 4-14. Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1, a través de la Reserva Nacional Natural San Francisco.....	98
Figura 5-1. Ubicación de las estaciones del IDEAM en el área del proyecto	101
Figura 5-2. Precipitación media mensual (1982 – 2012) para la estación El Tuscolo	102
Figura 5-3. Precipitación media mensual (1981 – 2012) para la estación Útica..	102
Figura 5-4. Análisis de Picos sobre umbral con Distribución de Probabilidad Exponencial para la estación El Tuscolo.....	106
Figura 5-5. Regiones Niño en Pacífico Ecuatorial, según el CPC de la NOAA ...	107
Figura 5-6. Índice Oceánico Niño (ONI) entre 1981 y 2012.....	108

Figura 5-7. Índice Multivariado ENOS (MEI), entre 1950 y 2013.....	109
Figura 5-8. Índice Multivariado ENOS (MEI), los siete eventos más intensos desde 1949	110
Figura 5-9. Alteraciones más probables de la precipitación en Colombia durante la ocurrencia de un evento típico de La Niña.	111
Figura 5-10. Lluvia total anual según mediciones de la estación El Tuscolo entre 1982 y 2012.....	112
Figura 5-11. Precipitación Mensual promedio (1982-2012) (barras azules), lluvia acumulada mensual para 2010 y 2011 en la estación El Tuscolo (barras magenta y rojas, respectivamente).	114
Figura 7-1. Efecto del Fenómeno de La Niña 2010-2011 en el Canal del Dique, Departamento del Atlántico. [329].	154
Figura 7-2. Ruinas en Gramalote debidas al movimiento en masa que se presentó causado por La Niña 2010–2011 [330]	155
Figura 7-3. Ruinas en Gramalote debidas al movimiento en masa que se presentó causado por La Niña 2010–2011	155
Figura 7-4. Deslizamientos, vías y puentes afectados entre 1998 y 2013. Fuente: IFC, CDKN – Cambio Climático y Sector Transporte en Colombia [302].	161
Figura 7-5. Número de Deslizamientos (en rojo) e inundaciones (en azul) entre 1998 y 2013 [302].....	164
Figura 7-6. Mapa del pronóstico de amenaza de deslizamientos generados por lluvia para el Departamento de Cundinamarca para el 18 de abril de 2011 [333]	168
Figura 7-7. Número total de deslizamientos reportados, por mes en el periodo 2006-2011. Información suministrada por IDEAM.....	169
Figura 7-8. Series de tiempo para lluvia mensual para 2010 y 2011 (barras azules) y valor acumulado para dos años consecutivos con lluvia promedio (línea verde) y para 2010 y 2011 (línea magenta)	170
Figura 7-9. Localización de Deslizamientos Reportados el 18 de abril de 2011 .	172
Figura 7-10. Lluvia diaria para abril de 2011, el Valor de abril 18 se resalta en rojo	172
Figura 7-11. Localización de Deslizamientos Reportados el 23 de abril de 2011	173
Figura 7-12. Lluvia diaria para abril de 2011, el Valor de abril 23 se resalta en rojo	173
Figura 7-13. GOES-13 IR. Imagen de abril 18 de 2011 a las 17:45 UTC, fuente: NOAA Satellite and Information Services [334].....	175

Figura 7-14. GOES-13 IR. Imagen de abril 23 de 2011 a las 17:45 UTC, fuente: NOAA Satellite and Information Services [334].....	175
Figura 7-15. Serie de tiempo de eventos extremos de lluvia de duración 6 días, en el periodo 1982 – 2012 para la estación El Tuscolo.....	176
Figura 9-1. Escala de Probabilidad	198
Figura 9-2. Perfil de Probabilidad de Riesgo para la amenaza de Movimiento en Masa	205
Figura 9-3. Perfil de Probabilidad de Riesgo para la amenaza de Deslizamientos	207
Figura 9-4. Matriz de Riesgo	209
Figura 9-5. Perfil de Riesgo de Ruta del Sol, Sector 1, Tramo 1 bajo Eventos Meteorológicos Extremos.....	210

INDICE DE TABLAS

Tabla 4-1. Resumen de Principales Trabajos de Movimientos de Tierras y Amenazas Geológicas – Sector 1, Tramo 1, Diseño Fase 2	47
Tabla 4-10. Permeabilidad Típica en Diferentes Tipos de Acuíferos.....	88
Tabla 4-11. Permeabilidades Estimadas	90
Tabla 4-12. Uso del Suelo a lo largo del Trazado	95
Tabla 4-2. Resumen de Taludes en Corte	53
Tabla 4-3. Materiales Subyaciendo Taludes en Corte.....	57
Tabla 4-4. Resumen de Taludes en Terraplén (propuestos en Diseño Fase 2)	59
Tabla 4-5. Materiales Subyaciendo Taludes en Terraplén	63
Tabla 4-6. Resumen de Muros de Contención (Diseño Fase 2).....	64
Tabla 4-7. Resumen de Taludes Naturales de Alta Pendiente y Altura Adyacentes a la Carretera.....	65
Tabla 4-8. Resumen de los Principales Requisitos del Código de Edificación	73
Tabla 4-9. Fase 2 Inundaciones de Diseño	84
<i>Tabla 5-1. Resumen de los valores extremos de lluvia diaria para cada una de las estaciones analizadas</i>	<i>106</i>
Tabla 6-1. Puentes y Viaductos en Parte 1 – K0+000 – K12+382	119
Tabla 6-2. Puentes y Viaductos en la parte 2 - K12+382 a K16+118.....	140
Tabla 6-3. Túneles en la Parte 2 – K12+382 a K16+118	140
Tabla 6-4. Puentes y Viaductos en la Parte 3. – K16+118 a K21+600.....	145
Tabla 7-1. Resumen de resultados del análisis de eventos de lluvia a largo plazo, aplicado a Diferentes Periodos de Acumulación de Lluvia (1982 – 2012)	177
Tabla 9-1. Factores de Escala de Probabilidad para Movimientos en Masa	199
Tabla 9-2. Factores de Escala de Probabilidad para Deslizamientos	202