



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

DRENAJE EN SITIOS INESTABLES DE LA VÍA LENTAG – SAN FRANCISCO

RESUMEN

La vía Cuenca – Girón – Pasaje constituye una de las arterias viales más importantes de la región Sur del País; sin embargo esta vía se ha visto interrumpida en innumerables ocasiones debido a los derrumbes y deslizamientos sufridos en los tramos desde el cantón Girón hasta el sector de San Francisco, siendo uno de los más graves el ocurrido el 29 de Junio del 2010 en el sector de Puenteloma. Este hecho ha traído la preocupación de autoridades para dar soluciones definitivas a los problemas, por lo que se ha propuesto los Estudios de Factibilidad, Impactos Ambientales e Ingeniería.

Es un hecho que uno de los principales factores que desencadenan los procesos de inestabilidad es el agua. Por esta razón, el tema de monografía está orientado a los sistemas de drenaje en estas zonas, que serán las soluciones para mejorar su estabilidad.

Para el desarrollo de los estudios se comenzará procesando los datos obtenidos en campo en los sitios inestables. Con estos datos se realizará un modelo digital del terreno que indique la estructura litológica del mismo

Con el modelo digital se obtienen secciones que indiquen la estratigrafía y niveles de agua en la zona de inestabilidad. Luego se realizarán simulaciones para comprobar la estabilidad del talud bajo las condiciones iniciales y casos extremos de filtraciones de agua que puedan afectar la estabilidad.

Finalmente se implementarán medidas de drenaje y subdrenaje que contribuyan con la estabilización del terreno y que deberán ser comprobadas.

PALABRAS CLAVE

- Estabilidad Taludes
- Geo Studio 2007
- Seep/w
- Slope/w
- Rockworks
- Caudales máximos probables
- Drenaje
- Subdrenaje



ÍNDICE

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	7
1.1 INTRODUCCIÓN	7
1.2 OBJETIVOS	8
OBJETIVO GENERAL.....	8
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	8
1.3 ANTECEDENTES	8
1.4 UBICACIÓN Y DATOS GENERALES DEL PROYECTO	9
1.4.1 DESLIZAMIENTO EN EL KM 64+040.....	9
1.4.2 DESLIZAMIENTO EN EL KM 69+240.....	9
1.4.3 CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS.....	10
1.5 FACTORES QUE DESENCADENAN LA INESTABILIDAD	11
1.6 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN	12
CAPÍTULO 2: ESTUDIO HIDROLÓGICO	12
2.1 OBJETIVOS DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO	12
2.2 METODOLOGÍA DE CÁLCULO	13
2.3 CAUDALES MÁXIMOS PROBABLES	13
2.3.1 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA, C.....	15
2.3.1 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.....	17
2.3.2 INTENSIDAD MÁXIMA EN 24H.....	18
2.3.3 INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN.....	19
2.3.4 CÁLCULO DE LOS CAUDALES MÁXIMOS.....	21
CAPÍTULO 3: DRENAJE Y SUBDRENAJE	21
3.1 SISTEMAS DE DRENAJE SUPERFICIAL	22
3.1.1 CUNETAS DE CORONACIÓN.....	23
3.1.2 CANAL DE GRAN PENDIENTE CON RUGOSIDAD ARTIFICIAL...	24
3.2 SISTEMA DE DRENAJE SUBTERRÁNEO	26
3.2.1 SUBDRENES DE ZANJA.....	26
CAPÍTULO 4: APLICACIÓN EN DOS CASOS PRÁCTICOS	30
4.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS DESLIZAMIENTOS	30
4.1.1 DESLIZAMIENTO km 64+040.....	31
4.1.2 DESLIZAMIENTO km 69+240.....	33
4.2 DESCRIPCIÓN DEL PROCESO GEOTÉCNICO PARA MEDIR LA ESTABILIDAD	36
4.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES ACTUALES	39
4.3.1 DESLIZAMIENTO km 64+040.....	39
4.3.2 DESLIZAMIENTO km 69+240.....	43
4.4 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD CON LA INCORPORACIÓN DE ELEMENTOS ESTABILIZADORES	47
4.4.1 DESLIZAMIENTO km 64+040.....	47
4.4.2 DESLIZAMIENTO km 69+240.....	49
4.5 DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE DRENAJE Y SUBDRENAJE	51
4.5.1 CUNETAS DE CORONACIÓN.....	51
4.5.2 SUBDRENES DE ZANJA.....	52



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

4.5.3 CANALES DE RECOLECCIÓN TIPO CUNETAS SOBRE LOS SUBDRENES.....	53
4.5.4 RÁPIDAS CON RUGOSIDAD ARTIFICIAL.....	56
4.6 DISEÑO DE LA ESTABILIZACIÓN	57
4.6.1 DESLIZAMIENTO km 64+040.....	58
4.6.2 DESLIZAMIENTO km 69+240.....	59
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	60
BIBLIOGRAFÍA.....	62
CAPÍTULO 6: ANEXOS.....	64
ANEXO 1: DATOS DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS, SANTA ISABEL	64
ANEXO 2: ANÁLISIS DE GUMBEL PARA OBTENER LAS PROYECCIONES DE LOS CAUDALES MÁXIMOS.....	65
ANEXO 3: MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE GENERAL.....	66
ANEXO 4: PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE LOS ESTRATOS DE SUELO	70
ANEXO 5: DISEÑOS HIDRÁULICOS DE LOS ELEMENTOS DE DRENAJE	75
CUNETAS DE CORONACIÓN	75
SUBDRENES DE ZANJA.....	75
CANALES DE RECOLECCIÓN TIPO CUNETAS SOBRE LOS SUBDRENES.....	77
MATERIAL DE FILTRO.....	79
RÁPIDAS CON RUGOSIDAD ARTIFICIAL.....	79



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Juan Sebastián López Zhindón, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Juan Sebastián López Zhindón
CI: 010444538-2

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316

e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, Juan Sebastián López Zhindón, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciera de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Juan Sebastián López Zhindón
CI: 010444538-2

Cuenca Patrimonio Cultural de la Humanidad. Resolución de la UNESCO del 1 de diciembre de 1999

Av. 12 de Abril, Ciudadela Universitaria, Teléfono: 405 1000, Ext.: 1311, 1312, 1316
e-mail cdjbv@ucuenca.edu.ec casilla No. 1103
Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

UNIVERSIDAD DE CUENCA



Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil

“DRENAJE EN SITIOS INESTABLES DE LA VÍA LENTAG – SAN FRANCISCO”

*Monografía previa a la
obtención del Título de
Ingeniero Civil*

AUTORES:

Juan Sebastián López Zhindón

TUTOR:

Ing. Cristian Coello Msc.

Cuenca – Ecuador

2012



CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

La vía Cuenca – Girón – Pasaje constituye una de las arterias viales más importantes de la región Sur, puesto que facilita la comunicación con uno de los puertos más importantes del País así como con zonas ganaderas y agrícolas de la región, con lo que se permite el desarrollo de las actividades comerciales y turísticas en el austro.

Sin embargo, el flujo de estas actividades se ha visto interrumpido en innumerables ocasiones debido a los permanentes deterioros que ha sufrido en muchos tramos, en especial desde el cantón Girón hasta el sector de San Francisco, siendo uno de los más graves el derrumbe ocurrido el 29 de Junio del año 2010 en el sector de Puenteloma. Este hecho ha traído la preocupación de autoridades para dar soluciones definitivas a los constantes problemas de esta vía y se ha determinado la importancia y la necesidad de contribuir con el estudio de los tramos afectados por estas inestabilidades geológicas, por lo que a partir de estos problemas que se ha propuesto los Estudios de Factibilidad, Impactos Ambientales e Ingeniería, del tramo Léntag - San Francisco.

Es un hecho que uno de los principales factores que desencadenan los procesos de inestabilidad es el agua, ya sea proveniente de los reservorios ubicados en las zonas superiores de la vía, los canales improvisados que conducen el agua de riego o por el efecto de la lluvia. Por esta razón, el tema de monografía está orientado a los sistemas de drenaje en estas zonas, que se prevean serán las soluciones para mejorar su estabilidad y para que la vía Léntag- San Francisco no se vea interrumpida nuevamente por problemas de este tipo.

Para el desarrollo de los estudios se comenzará procesando los datos obtenidos en campo, tanto de perforaciones, calicatas, sondeos, ensayos de refracción sísmica y eléctrica realizados en los sitios inestables. Con estos datos se podrá armar un modelo digital del terreno¹ que indique la estructura litológica del mismo. Esto deberá ser verificado con los estudios geológicos que se realizaron previamente, para que guarden relación y se tengan datos representativos y confiables.

Con el modelo digital del terreno se obtienen secciones según convenga y que indiquen la estratigrafía y niveles de agua en la zona de inestabilidad. Luego, a partir de modelos reales del terreno se realizarán simulaciones para comprobar la estabilidad del talud bajo las condiciones iniciales y bajo casos extremos de lluvias que puedan afectar sustancialmente la estabilidad.

Finalmente se implementarán medidas de drenaje que contribuyan con la estabilización del terreno y que deberán ser debidamente comprobadas mediante los modelos digitales.

¹ El modelo digital del terreno se lo realizó en el Software RockWorks V15.



1.2 OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Diseñar los sistemas de drenaje y subdrenaje para sitios inestables de la Vía Léntag – San Francisco.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Investigar las causas principales que producen las inestabilidades en las vías y plantear soluciones para las mismas.
- Análisis de lluvias e intensidades en la región de proyecto
- Calcular los caudales máximos por el método racional recomendado para áreas pequeñas de drenaje
- Diseño y dimensionamiento de los sistemas de drenaje.
- Obtener conclusiones y recomendaciones que contribuyan para que las medidas que se tomen tengan los resultados esperados.

1.3 ANTECEDENTES

Como se mencionó anteriormente, esta vía se ha visto frecuentemente afectada por deslizamientos, principalmente en el sector comprendido entre Léntag y Puenteloma. Este sector tiene alto riesgo de generación de deslizamientos y toda clase de Fenómenos de Remoción de Masas (FRM), esto debido a las características geológicas (terrenos volcánicos antiguos, cuencas sedimentarias, antiguos derrumbes y la presencia de arcillas), a las condiciones hidrometeorológicas (frecuentes y prolongadas lluvias), y por sus problemas socio-ambientales (intensos procesos de deforestación, mal uso del suelo, mal uso del agua).

Es por esto que hace tiempo atrás, en el año 2001 se llevaron a cabo análisis de estabilidad por la empresa Consultora colombiana Cali & Mayor. Sin embargo estos estudios no llegaron a implementarse.

A partir del deslizamiento ocurrido en Junio del 2010, que causó graves pérdidas económicas para el Austro del país debido a la obstrucción de la vía, se planteo tomar las soluciones definitivas para la vía.

Es por esto que aprovechando los conocimientos adquiridos en el Curso de Graduación “Vialidad Transporte y Construcciones” así como el poder trabajar en la Consultora encargada de los estudios definitivos de Factibilidad, Impactos Ambientales e Ingeniería de La Vía Léntag-San Francisco; se ha propuesto realizar los estudios para mejorar la estabilidad de dos de los sitios inestables de esta vía a través de esta Monografía.

El desarrollo de estos estudios tendrán como tema central la teoría expuesta en el Módulo 3: Sistema de Drenaje para Carreteras, que comprenden los sistemas de drenaje y subdrenaje para la estabilización de los sitios inestables de la vía. Esto se complementará con temas tratados en otros de los Módulos



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

presentados en el Curso de Graduación, estos son el Módulos 4: Cimentaciones, Muros, Estabilidad de Taludes, que comprende el análisis de estabilidad en dichos sitios inestables así como temas tratados en el Módulo 6: Sistemas de Información Geográfica, que servirían para la correcta presentación de los mapas de los sitios.

1.4 UBICACIÓN Y DATOS GENERALES DEL PROYECTO

Existen al menos 14 sitios inestables importantes, de mediana a alta peligrosidad a lo largo de la vía Léntag – San Francisco, a partir del km 55+000, sector de Léntag, hasta el km 72+000, sector de San Francisco. La peligrosidad de estos sitios se mide de acuerdo a diversos factores como son sus dimensiones, a los procesos deformacionales ocurridos en los últimos años, al tipo de suelos de que se constituyen, entre otros.

A partir de estos factores se han analizado varios de los sitios, eligiendo aquellos que abarquen un mayor campo de estudio para poder desarrollar de mejor manera la monografía en cuestión.

En la Tabla 1.1 y 1.2 se presenta la información de los deslizamientos a estudiarse:

1.4.1 DESLIZAMIENTO EN EL KM 64+040²

UBICACIÓN	Sector San Nicolás, Km 64+040	
COORDENADAS (UTM (m))	688650 - 9'638.471 (Parte central del deslizamiento)	
CATEGORÍA	Deslizamiento traslacional, activo de peligrosidad alta	
COTA	CORONA	1400 msnm
	PIE	1370 msnm
DIMENSIONES	LARGO	100 m
	ANCHO	40 m en la parte alta, y 100 m en la base
DATOS GENERALES	ESCARPE PRINCIPAL	2 m
	PROFUNDIDAD MÁXIMA	12 m
	INCLINACIÓN	40° 60° (escarpe principal y zona de acumulación, respectivamente)

Tabla 1.1: Características del deslizamiento en el km 64+040.

1.4.2 DESLIZAMIENTO EN EL KM 69+240

UBICACIÓN	km 69+240
------------------	-----------

² Las coordenadas para los casos de estudio se obtuvieron de los estudios topográficos y geológicos

COORDENADAS (UTM (m))		685.331- 9'636.487 (parte central del deslizamiento)
CATEGORÍA		Deslizamiento traslacional, activo de peligrosidad baja
COTA	CORONA	1485 msnm
	PIE	1270 msnm
DIMENSIONES	LARGO	80 m
	ANCHO	50 m
DATOS GENERALES	ESCARPE PRINCIPAL	18 m
	PROFUNDIDAD MÁXIMA	8m aprox.
	INCLINACIÓN	20°

Tabla 1.2: Características del deslizamiento en el km 69+240.

1.4.3 CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS

Desde el punto de vista hidrológico, las zonas de estudio se encuentran ubicadas dentro de la cuenca hidrológica del Río Minas, tributario del Río Jubones, localizado al sur del cantón de Santa Isabel.

En la Figura 1.1 se puede apreciar la ubicación de los sitios de estudio que afectan a la Vía Léntag- San Francisco:

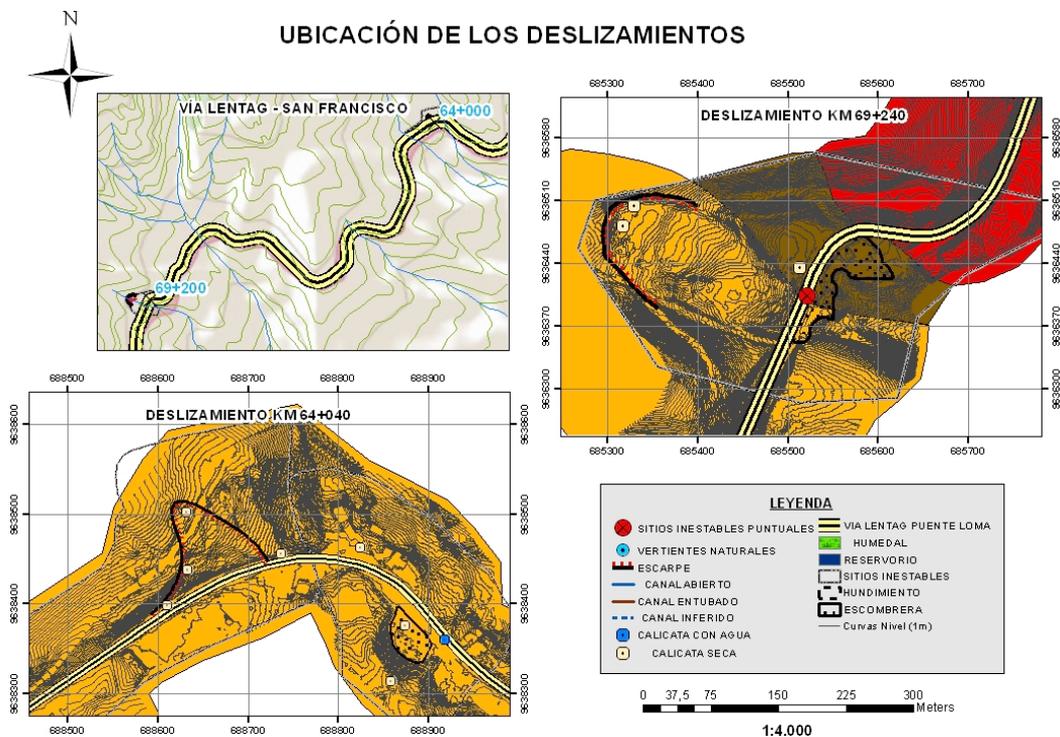


Figura 1.1: Ubicación de los deslizamientos.



1.5 FACTORES QUE DESENCADENAN LA INESTABILIDAD

En base a visitas en campo y estudios geológicos previos se ha podido constatar la alta peligrosidad de los taludes siendo la causa principal los factores antrópicos que al complementarse con los efectos naturales del agua, provocan inestabilidades de gran magnitud. Entre los factores de mayor importancia se pueden citar:

- El factor principal de las inestabilidades se da por la acción del agua, bien sea por acumulación (humedales), infiltraciones, taponamiento de quebradas, canales de agua, o taponamiento de alcantarillas, debido a que la humedad constante varía las condiciones geo-mecánicas de los materiales que afloran en el tramo, produciendo deslizamientos, hundimientos, reptaciones, etc.
- Las acciones antrópicas, como construcción de reservorios, canales de riego, pozos sépticos, desalojos para construcciones, cortes de talud, etc. de manera anti-técnica, inician y/o aceleran los fenómenos de remoción en masa.
- La construcción de reservorios en las zonas superiores de la vía tienen influencia directa sobre los deslizamientos. Estos reservorios se han construido hace varios años atrás sin las condiciones de impermeabilización adecuadas y mucho menos bajo las respectivas normativas técnicas.
- Así mismo, la construcción de canales de riego sin impermeabilizar y sin seguir un trazado técnico ha ocasionado que los taludes se erosionen de manera acelerada.
- Por otro lado, las causas naturales como las vertientes que en épocas de invierno alimentan y desencadenan procesos de inestabilidad que, ayudados por la pendiente del terreno, producen deslizamientos lentos o rápidos dependiendo de las características de los materiales.
- Existen además factores causados por la falta de mantenimiento y control en las vías que ha llevado a realizar acciones que en lugar de mejorar la estabilidad de los taludes, los han vuelto más peligrosos por lo que su estabilización requerirá más tiempo y mayores recursos económicos.
- Un factor fundamental es la falta de control en las municipalidades, ya que no existen adecuados planes de manejo y control de las aguas por lo que al ser una zona seca en ciertas épocas del año, los pobladores se ven forzados a construir obras de almacenamiento y conducción del agua en sitios que afectan directamente a las vías.



1.6 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

El desarrollo de la monografía se basó en una parte teórica y otra práctica para lo cual se tuvo que recolectar información de varias fuentes.

Para la parte teórica se obtuvo información bibliográfica de documentos digitales respecto al tema de estudio y que fueron proporcionados por el Tutor de esta monografía, se obtuvieron además varios libros y documentos de internet. Se utilizó varios manuales y tutoriales sobre los programas que se requirieron, principalmente para la modelación del terreno y los flujos de agua. Todos estos documentos, libros y manuales se detallan en la bibliografía.

Con respecto a la sección práctica, el desarrollo del estudio se tuvo que comenzar desde el procesamiento de datos para obtener una estratigrafía y un modelo del terreno, se requirió información sobre la topográfica, geología, refracción sísmica y las propiedades mecánicas del suelo que se obtuvieron de estudios realizados por consultoras, las mismas que realizaron visitas y ensayos en campo. Esta información fue procesada para cada deslizamiento.

Para el caso de los cálculos hidrológicos, la información histórica que se recolectó corresponde a los registros pluviográficos del INAMHI. Además se utilizaron las cartografías del IGM a escala 1:50000.

CAPÍTULO 2: ESTUDIO HIDROLÓGICO

2.1 OBJETIVOS DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO

El estudio hidrológico tiene como objetivo obtener los caudales de diseño para las obras de drenaje que se plantean realizar, como es el caso de los drenes y subdrenes en los taludes de estudio. Estos caudales se complementarán con los de las infiltraciones causadas por factores antrópicos como son los reservorios o los canales de riego que tienen influencia directa en la estabilidad del talud.

Es así que los objetivos de los estudios hidrológicos serán:

- Recopilación de información hidrometeorológica historia disponible en la zona del proyecto.
- Análisis de intensidades máximas de precipitación a partir del estudio de lluvias intensas del INAMHI.
- Determinación de áreas de aporte, periodos de retorno y estimación del coeficiente de escorrentía en función al uso predominante del suelo y la pendiente del terreno.



- Estudio hidrológico de drenaje con la aplicación del método racional Americano y obtención de caudales para el diseño hidráulico de las obras necesarias para el mejor manejo y evacuación de las aguas.

2.2 METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Debido a que las obras hidráulicas que se diseñarán son de drenaje y no obras de arte mayor como puentes, se empleara la información de lluvias intensas del INAMHI de 1999 y las expresiones derivadas para la zona de localización del proyecto, las recomendaciones del MTOP para evaluación del coeficiente de escorrentía y la aplicación del método Racional Americano.

Este método se recomienda para cuencas montañosas de tamaño inferior a las 160Ha.³

2.3 CAUDALES MÁXIMOS PROBABLES

Como se mencionó anteriormente, para el cálculo del caudal de diseño para la obras de drenaje se utilizó el Método Racional Americano recomendado en el Manual de diseño de carreteras del MTOP.

Este método se basa en la suposición de que los caudales máximos originados por un evento de precipitación son producidos cuando la duración de las mismas es igual al tiempo de concentración, momento en que toda la cuenca está aportando al caudal de salida. Considera las características de la cuenca de drenaje, desde su tamaño, forma, pendiente hasta su cobertura vegetal que determina el grado de escurrimiento, es decir engloba una serie de factores que permiten caracterizar adecuadamente la hidrología de pequeñas cuencas hidrográficas.

La expresión general de este método se puede expresar como:

$$Q = C \cdot I \cdot A / 360$$

Donde: Q: Caudal máximo m³/s
C: Coeficiente de Escorrentía
I: Intensidad media de precipitación de duración igual al tiempo de concentración (mm/h)
A: Área de aporte (Ha)

La expresión supone que la intensidad de lluvia es uniforme y constante en toda la cuenca durante el tiempo necesario para que toda el área aporte al derrame en el punto de descarga, así mismo el factor C es constante durante la precipitación.

Para el cálculo del área de aporte se utilizó un Sistema de Información Geográfica (GIS), en este caso la aplicación ArcMap del paquete de ArcGIS. A partir de la topografía obtenida del Instituto Geográfico Militar (IGM) con curvas

³ Recomendación del MTOP.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

de nivel cada 40m se creó en ArcMap un modelo digital del terreno con el cual quedan definidas las cuencas.

A partir del trazo de las cuencas de las quebradas cercanas a la zona del proyecto se puede obtener el área de aporte que va a influir directamente en el deslizamiento. Esto se puede observar en la Fig. 2.1 y Fig. 2.3 en donde se indican las áreas de aporte para los deslizamientos 64+040 y 69+240 respectivamente.

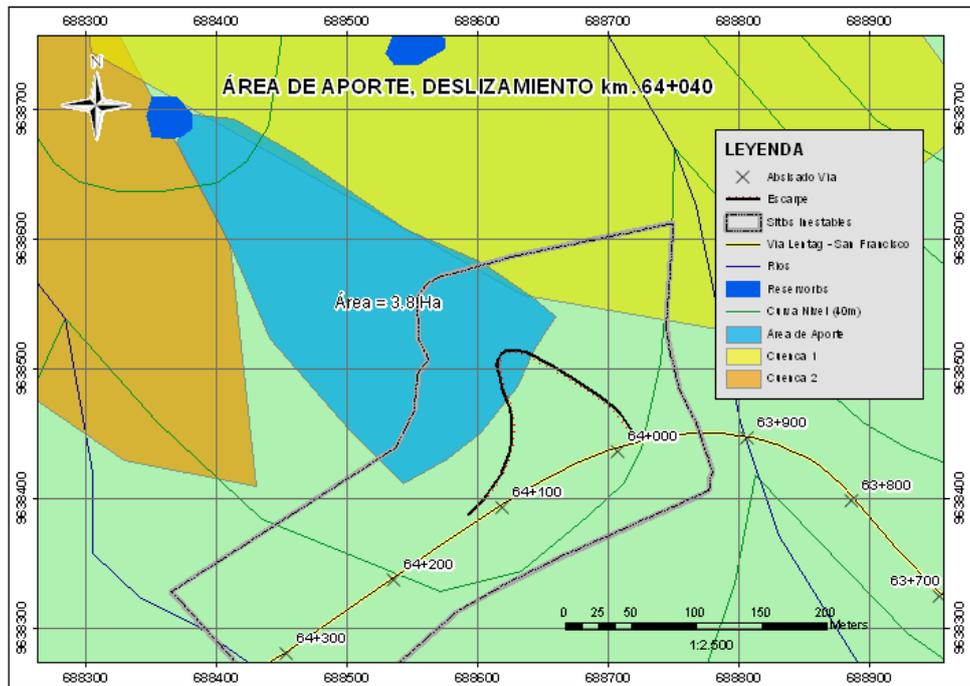


Figura 2.1: Área de aporte del deslizamiento en el km 64+040.

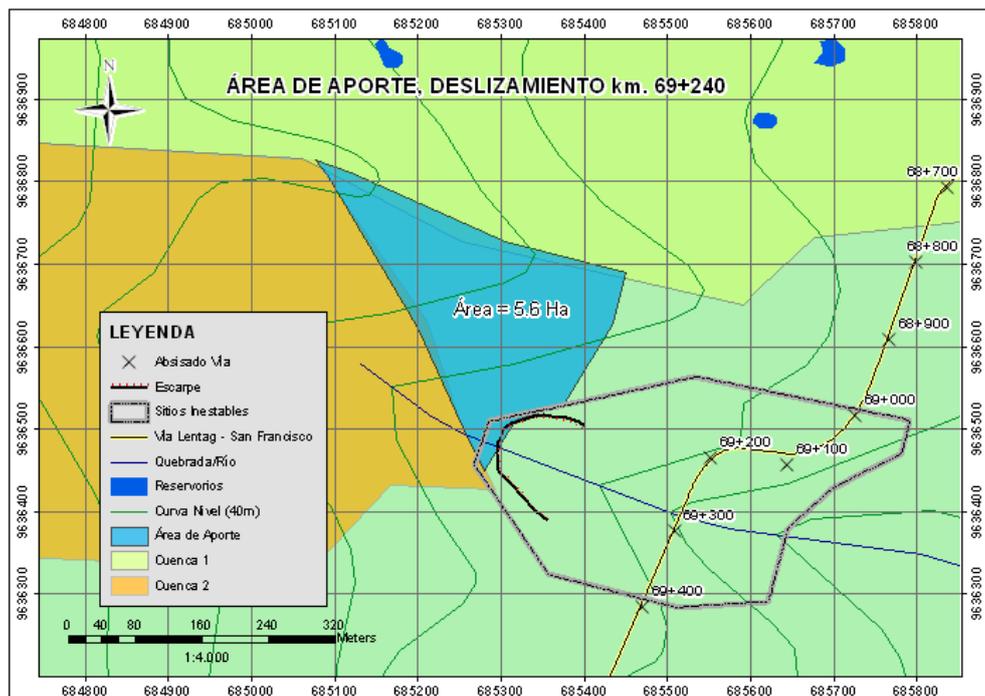


Figura 2.2: Área de aporte del deslizamiento en el km 69+240.



Las características de las cuencas de aporte se indican en la Tabla 2.1.

CARACTERÍSTICAS DE LAS CUENCAS DE APORTE						
Descripción	Área	Área	Cota mínima	Cota Máxima	Desnivel (m)	Longitud Trayecto (km)
	(Ha)	(km ²)	(m s.n.m)	(m s.n.m)		
km 64+040	3.8	0.038	1395	1465	70	0.35
km 69+240	5.6	0.056	1485	1620	135	0.44

Tabla 2.1: Características de las cuencas de aporte.

2.3.1 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA, C

Este coeficiente establece la relación que existe entre la cantidad total de lluvia que se precipita y la que escurre superficialmente; su valor dependerá de varios factores: permeabilidad del suelo, morfología de la cuenca, pendientes longitudinales y cobertura vegetal.⁴

Para el cálculo del coeficiente C se utilizaron mapas de usos de suelos a escala 1:50000 con los que se pudo constatar el tipo de cobertura influyente en el proyecto son los cultivos de ciclo corto y los cultivos de caña (Fig. 2.3). Sin embargo, en las salidas de campo se constato que la zona de deslizamiento del km. 64+040 se ve más influenciadas por los cultivos de caña, mientras que la zona de deslizamiento del km. 69+240 por cultivos de ciclo corto y pastos. Para que el diseño sea seguro, se escogerán valores de C conservadores ya que no se tienen las características específicas de los usos del suelo.

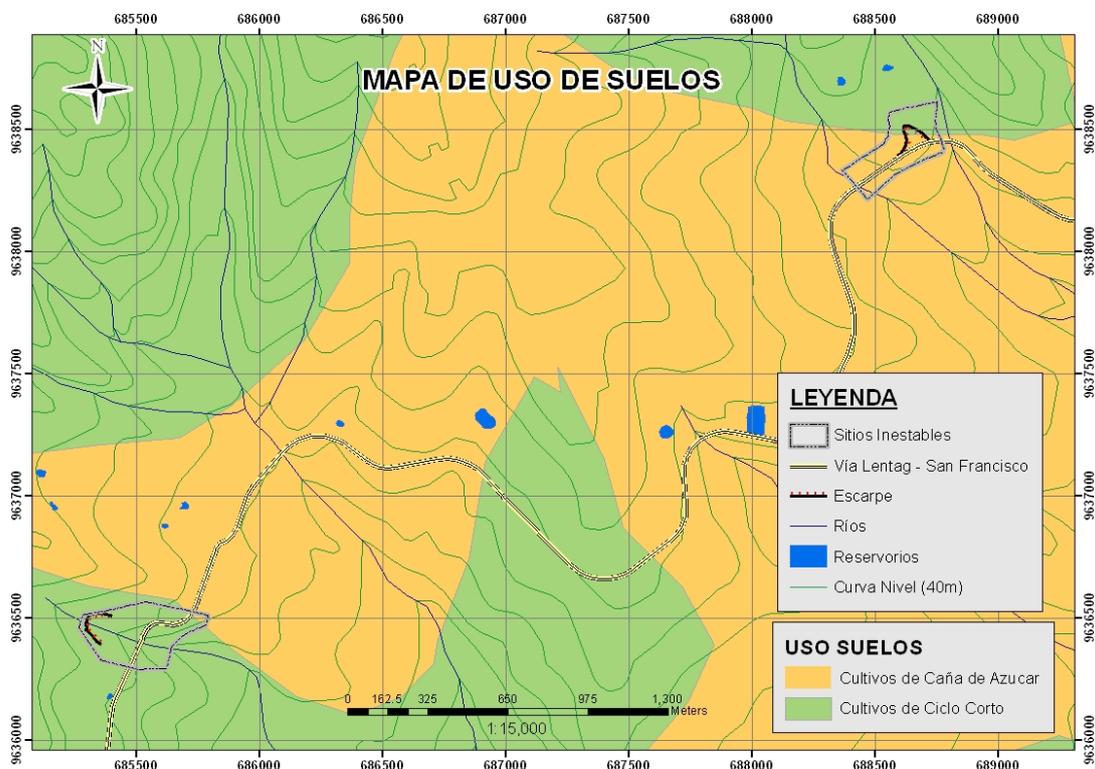


Figura 2.3: Mapa de uso de suelos para los sitios de estudio.

⁴ Definición obtenida de los apuntes de clase, Módulo 3: Sistemas de Drenaje para Carreteras.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Una vez obtenida las coberturas vegetales se calcularán los coeficientes de escorrentía por medio de dos criterios ampliamente utilizados. Luego se compararán los coeficientes obtenidos analizando cuál de ellos es el más adecuado para los estudios.⁵

Se calcularán según las tablas de Benítez (1980) y Velasco Molina (1991) que son los adecuados para el cálculo de caudales punta por el método racional y para dimensionar zanjas de infiltración que es el caso de los estudios del drenaje en taludes.

Así, en el primer caso se dará prioridad al tipo de cobertura del suelo, mientras que en el segundo a su composición litológica. Las tablas para ambos criterios se muestran a continuación:

COBERTURA DEL SUELO	TIPO DE SUELO	PENDIENTE (%)				
		> 50	20-50	5-20	1-5	0-1
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosque, vegetación densa	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Tabla 2.2: Coeficientes de escorrentía (C) según Benítez.

VEGETACIÓN	PENDIENTE (%)	TEXTURA DEL SUELO		
		Arenosa	Arcillosa y limosa	Arcilla
Bosques	0-5	0,10	0,30	0,40
	5-10	0,25	0,35	0,50
	10-30	0,30	0,50	0,60
Pastizales	0-5	0,10	0,30	0,40
	5-10	0,16	0,36	0,55
	10-30	0,22	0,42	0,60
Terrenos de cultivo	0-5	0,30	0,50	0,60
	5-10	0,40	0,60	0,70
	10-30	0,52	0,72	0,82

Tabla 2.3: Coeficientes de escorrentía (C) según V. Molina.

Los coeficientes de escorrentía se calcularán para cada zona de estudio, las pendientes se las calculará en base a la cartografía disponible y a los levantamientos topográficos realizados. Para el criterio de Benítez, el tipo de suelo se lo considerará semipermeable que es lo característico para los suelos de Santa Isabel. En tanto que para el criterio de Velasco Molina, la textura del suelo se la obtendrá de los estudios geológicos, perforaciones, calicatas y sondeos que se realizaron previamente en los sitios inestables. En la Tabla 2.4

⁵ Las tablas se obtuvieron de la bibliografía: Tablas del Manual de diseño Geométrico de Carreteras 2003.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

se pueden observar los coeficientes de escorrentía obtenidos por ambos criterios:

COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA						
Descripción	Usos	Tipo de Suelo	Textura del suelo	Pendiente	Coeficiente de Escorrentía , C	
				(%)	Benítez	V. Molina
km 64+040	Cultivos de Ciclo Corto, cultivos de caña	Semipermeable	Arcillosa Limosa (CL)	26.8	0.55	0.72
km 69+240	Pastos, Cultivos de Ciclo Corto	Semipermeable	Grava Arcillosa (GC)	30.1	0.55	0.5

Tabla 2.4: Coeficientes de escorrentía.

Ya que no se tiene a detalle la textura del suelo para toda la zona de estudio por lo que el valor calculado según el criterio de V. Molina no sería aproximado al valor de escorrentía real, se escogerá el criterio de Benítez para ambos deslizamientos. Así se tendrá un coeficiente $C=0.55$ tanto para el deslizamiento en el km 64+040 como para el deslizamiento en el km 69+240.

2.3.1 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Se define el tiempo de concentración (T_c) como el tiempo requerido por una gota de agua para fluir desde el punto más remoto en la cuenca hasta el punto de interés. Para su cálculo se utilizará la fórmula dada por Kirpich (1940):

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Donde: T_c : Tiempo de concentración (min)
 H : Diferencia de nivel de los puntos extremos del curso de agua (m)
 L : Longitud del curso de agua (m)

Debido a la limitada información existente se recomienda tomar el tiempo de duración de la lluvia igual al tiempo de concentración, considerando que en ese lapso se produce la mayor aportación de la cuenca al cauce.

En la Tabla 2.5 se presentan los tiempos de concentración para los deslizamientos de estudio.

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN				
Descripción	Longitud del Trayecto	Desnivel	Tiempo Concentración, T_c	Tc Utilizado (>5min)
	(km)		(m)	(min)
km 64+040 (1)	0.35	70	3.30	5.0
km 69+240 (2)	0.44	135	3.33	5.0

Tabla 2.5: Tiempos de concentración.



2.3.2 INTENSIDAD MÁXIMA EN 24H

La precipitación máxima en 24 horas se obtendrá de los registros de las estaciones pluviométricas más cercana a la zona del proyecto, cuando no se disponen de tales datos se podría recurrir al mapa de isolíneas del INAMHI, en correlación con la zonificación con la que han sido determinadas las ecuaciones.

Para la zona de estudio se disponen de datos de precipitaciones de un total de 43 años.⁶ Luego para hallar la precipitación máxima en 24 horas se realizará un análisis probabilístico a los registros de lluvias de la estación de Santa Isabel.

En la Tabla 2.3 se indican las proyecciones de precipitación al aplicar el método de Gumbel⁷ mientras que en la Fig. 2.2 se presentan el gráfico respectivo.

ANÁLISIS GUMBEL PARA EL CÁLCULO DE PRECIPITACIONES	
Tiempo de retorno	Precipitación
(años)	(mm)
5	39.2
10	45.5
25	53.5
50	59.4
100	65.3

Tabla 2.3: Resultados del Análisis de Gumbel.

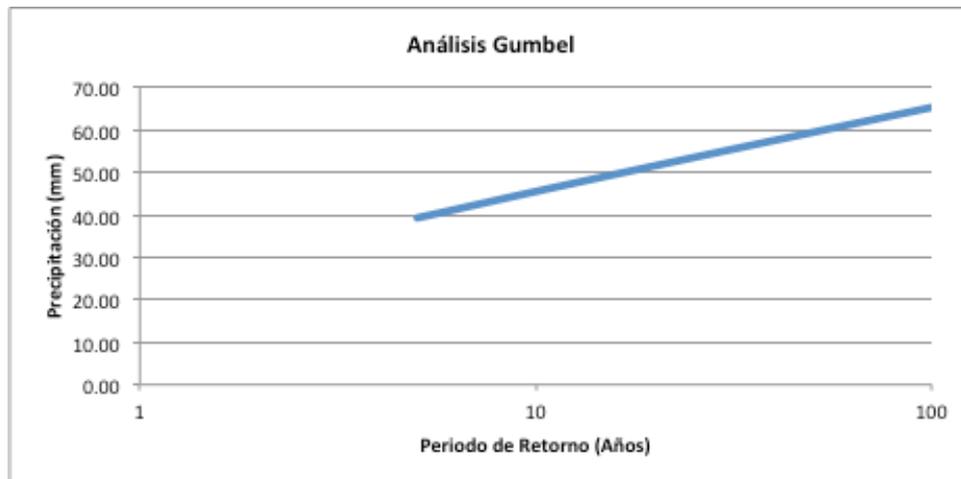


Figura 2.2: Análisis Gumbel.

Debido a la importancia de la arteria vial sobre la que se realizan los estudios, siendo una red estatal que conecta a dos provincias del Ecuador, se utilizará un periodo de retorno de 50 años con lo que los diseños que se realizarán

⁶ La lista detallada de las precipitaciones se presenta en el Anexo 1

⁷ El desarrollo de las ecuaciones para el método de Gumbel se presenta en el Anexo 2.

posteriormente cubran los eventos más desfavorables de precipitaciones y caudales.

2.3.3 INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN

Para el cálculo de intensidad de precipitación se utilizarán las ecuaciones definidas por el Instituto Nacional de Hidrológica y Meteorología del Ecuador (INAMHI) del año 1999. Estas ecuaciones calculan las intensidades para diferentes periodos de retorno. En la Figura 2.3 se indican la zonificación realizada por el INAMHI en el año de 1999.

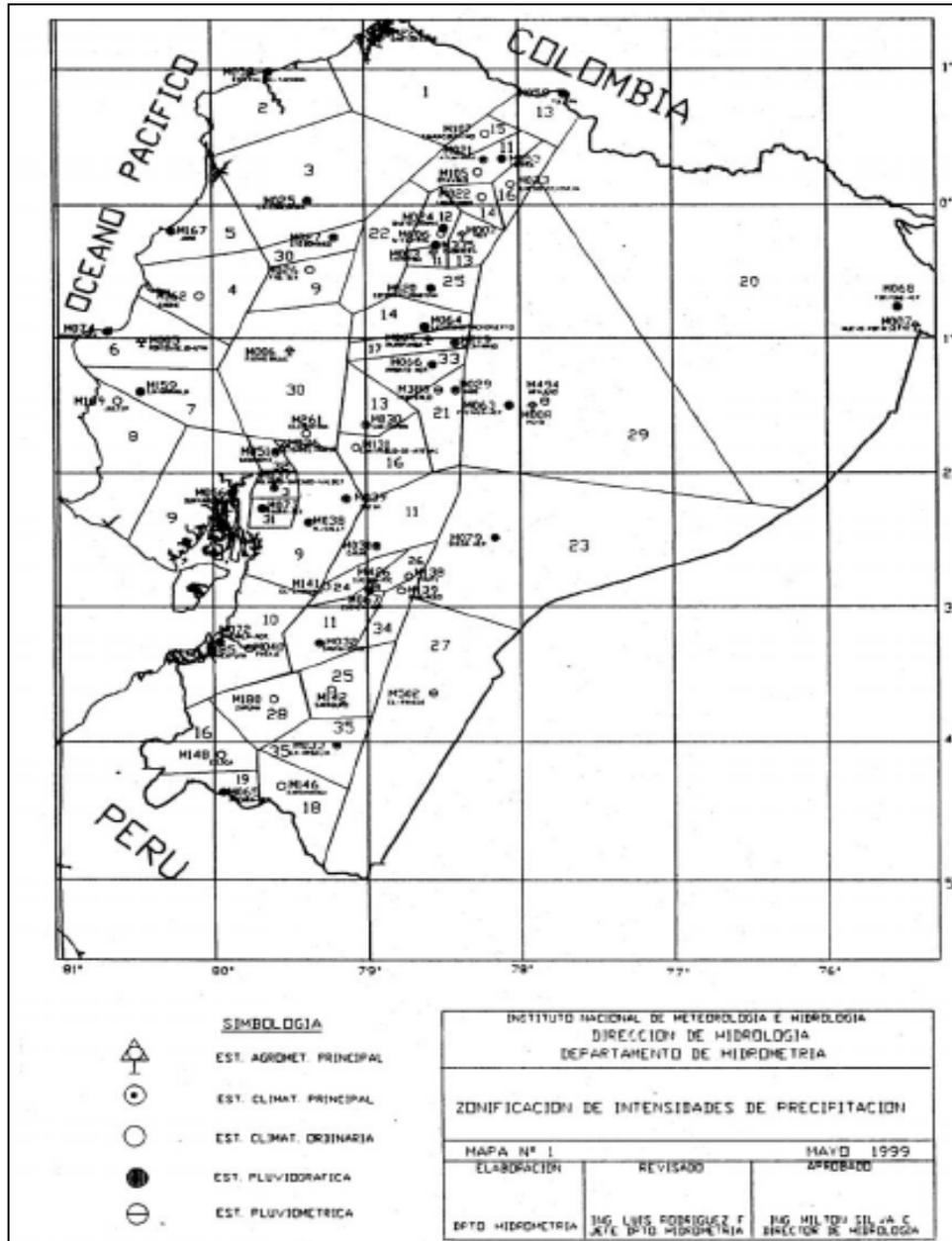


Figura 2.3: Mapa de zonificación de Intensidades de Precipitación.

Se determinó que el lugar donde se realizan los estudios se encuentran dentro de la Zona 11 o en la zona de la estación pluviométrica M032 correspondiente al cantón de Santa Isabel, en la Fig. 2.4 se indica la ubicación de esta estación.

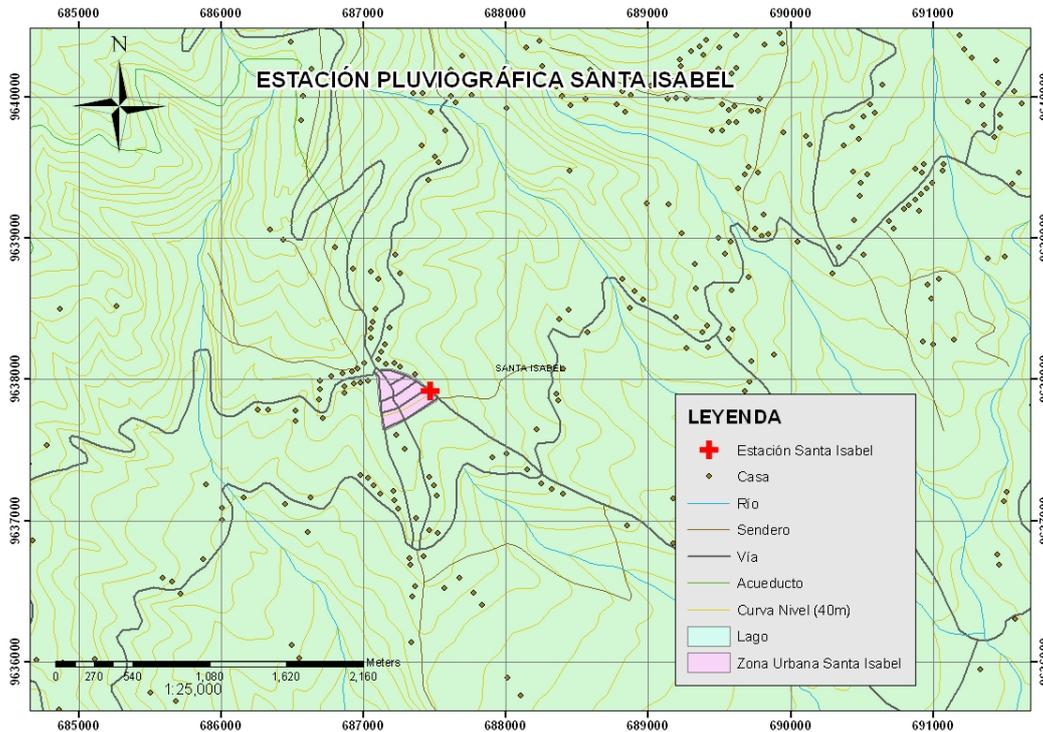


Figura 2.4: Ubicación de la estación pluviométrica de Santa Isabel.

A continuación se muestran las ecuaciones de Intensidad para la Estaciones mencionadas:

Zona 11:

$$I_{TR} = 132.27 \times t^{-0.6163 Id_{TR}} \text{ para } 5\text{min} < 60\text{min}$$

$$I_{TR} = 578.56 \times t^{-0.8736 Id_{TR}} \text{ para } 43\text{min} < 1440\text{min}$$

Estación Santa Isabel:

$$I_{TR} = 121.82 \times t^{-0.490 Id_{TR}} \text{ para } 5\text{min} < 43\text{min}$$

$$I_{TR} = 473.1 \times t^{-0.9529 Id_{TR}} \text{ para } 43\text{min} < 1440\text{min}$$

Donde: I: Intensidad de la precipitación (mm/h)
TR: Tiempo de Retorno considerado (años)
t: Duración de la precipitación, igual al tiempo de concentración (min)
Id: Intensidad diaria (mm/h)

Ya que la zona 11 cubre gran parte de la provincia del Azuay (desde el sur del Azuay hasta la provincia del Cañar), y la estación pluviométrica se encuentra a pocos kilómetros de los sitios inestables, será esta última la que tenga ecuaciones con mejores aproximaciones a las lluvias reales que se presenten en estos sitios por lo que serán las que se utilicen para del cálculo de las intensidades.

En la Tabla 2.6 se presentan las intensidades de precipitación obtenidas aplicando la ecuación para la Estación de Santa Isabel.



INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN				
Descripción	Precipitación Máxima 50 años	Intensidad diaria	Tc Utilizado (>5min)	Intensidad de Precipitación
	(mm)	mm/h	(min)	150 (mm/h)
km 64+040 (1)	59.4	2.48	5.0	136.96
km 69+240 (2)	59.4	2.48	5.0	136.96

Tabla 2.6: Intensidades de precipitación.

2.3.4 CÁLCULO DE LOS CAUDALES MÁXIMOS

Una vez definidos los parámetros necesarios para el cálculo de los caudales máximos por escorrentía se procederá a su cálculo como se puede apreciar en la Tabla 2.7.

CÁLCULOS DE LOS CAUDALES DE DRENAJE				
Descripción	Coeficiente de Escorrentía, C	Intensidad Precipitación	Área	Caudal de drenaje
		(mm)	(Ha)	(m ³ /s)
km 64+040 (1)	0.55	136.96	3.8	0.80
km 69+240 (2)	0.55	136.96	5.6	1.17

Tabla 2.7: Cálculo de los caudales máximos.

Los caudales calculados en la Tabla anterior servirán para el diseño de las cunetas de coronación.

CAPÍTULO 3: DRENAJE Y SUBDRENAJE

Existen varias formas de drenaje, superficial y profundo. El objetivo principal de estos métodos es el de disminuir la presión de poros y en esa forma aumentar la resistencia al corte y eliminar las fuerzas hidrostáticas desestabilizantes. El factor de seguridad de cualquier superficie de falla que pasa por debajo del nivel de agua puede ser mejorado por medio de subdrenaje (Suárez, 2010)

Los métodos de estabilización de deslizamientos que contemplen el control del agua, tanto superficial como subterránea son muy efectivos y generalmente, más económicos que la construcción de grandes obras de contención, en cuanto tienden a desactivar la presión de poros, considerada como el principal elemento desestabilizante de los taludes. El drenaje reduce el peso de la masa y al mismo tiempo aumenta la resistencia del talud al disminuir la presión de poros.

Los sistemas más comunes para el control de agua son:

- Zanjas de coronación o canales colectores (Drenaje Superficial).
- Cortinas subterráneas.
- Drenes interceptores.
- Subdrenes horizontales o de penetración.
- Galerías y túneles de drenaje.
- Drenes verticales.
- Trincheras estabilizadoras.



- Pantallas de drenaje.
- Pozos de drenaje.

La efectividad de los sistemas varía de acuerdo a las condiciones hidrogeológicas y climáticas. En cualquier sistema de subdrenaje el monitoreo posterior a su construcción es muy importante.

El uso de uno u otro sistema dependerá de la morfología del sitio de estudio, de los caudales a evacuar, además de las condiciones en que se encuentre el agua en el talud, por lo que se analizará cual es la alternativa más eficaz para el control y su evacuación, ya sean sistemas de drenaje superficial o subdrenaje.

A partir de las condiciones en que se encuentran los taludes y los análisis previos se analizarán cuáles son las mejores alternativas, y son estas las que se describirán en los apartados posteriores.

Es así que para cada sitio de estudio se analizarán cada uno de los factores que determinarán la mejor solución de drenaje, lo que contribuirá a la estabilización del talud.

3.1 SISTEMAS DE DRENAJE SUPERFICIAL

El objetivo principal del drenaje superficial es mejorar la estabilidad del talud reduciendo la infiltración y evitando la erosión.

El sistema de recolección de aguas superficiales debe captar la escorrentía tanto del talud como de la cuenca de drenaje arriba del talud y llevar el agua a un sitio seguro lejos del deslizamiento. El agua de escorrentía debe en lo posible, desviarse antes de que penetre el área del deslizamiento. Esto puede lograrse con la construcción de zanjas interceptoras en la parte alta del talud, llamadas zanjas de coronación. No se recomienda en problemas de taludes la utilización de conducciones en tubería por la alta susceptibilidad a agrietarse o a taponarse, generando problemas de infiltración masiva concentrada.

Por otro lado el agua que cae por lluvias directamente sobre la superficie del talud, debe ser evacuada lo más rápidamente posible, evitando al mismo tiempo que su paso cause daños considerables al talud, por erosión, almacenamientos e infiltraciones; perjuicios que pueden ser evitados, tratando el talud con una serie de medidas que favorezcan el drenaje. Entre las más utilizadas son: sellado de grietas con arcilla y empradización, imprimación del talud con asfalto, recubrimiento con plásticos, recubrimiento parcial o total con enrocado, conformación y nivelación para evitar o eliminar depresiones y alcantarillas superficiales.

En ocasiones es importante la construcción de medidas temporales de drenaje superficial después de ocurrido un deslizamiento para evitar su ampliación o aceleración. Estas obras pueden consistir en diques o canales de bolsas de polipropileno o fibras vegetales rellenas de suelo.

3.1.1 CUNETAS DE CORONACIÓN

Las cunetas en la corona o parte alta de un talud son utilizadas para interceptar y conducir adecuadamente las aguas lluvias provenientes de la cuenca de aporte, evitando su paso por el talud. La zanja de coronación no debe construirse muy cerca al borde superior del talud, para evitar que se conviertan en el comienzo y guía de un deslizamiento en cortes recientes o de una nueva superficie de falla (movimiento regresivo) en deslizamientos ya producidos; o se produzca la falla de la corona del talud o escarpe.

Se recomienda que las zanjas de coronación sean totalmente impermeabilizadas, así como debe proveerse una suficiente pendiente para garantizar un rápido drenaje del agua captada. Sin embargo se anota que a pesar de lograrse originalmente una impermeabilización, con el tiempo se producen movimientos en el terreno que causan grietas en el impermeabilizante y por lo tanto infiltraciones que conllevan a una disminución de la resistencia del suelo y por ende a su falla. La recomendación de impermeabilizar se debe adicionar con un correcto mantenimiento. Se sugiere que al menos cada dos años se deben reparar las zanjas de coronación para impermeabilizar las fisuras y grietas que se presenten.

Las dimensiones y ubicación de la zanja pueden variar de acuerdo a la topografía de la zona y al cálculo previo de caudales colectados. Generalmente, se recomienda una zanja rectangular de mínimo 40 cm, de ancho y 50 cm de profundidad. Se procura que queden localizadas a lo largo de una curva de nivel para un correcto drenaje y que estén suficientemente atrás de las grietas de tensión en la corona. La separación mínima recomendada es de tres metros del borde de la corona. En la Figura 3.1 se puede apreciar las dimensiones mínimas recomendadas para este tipo de drenajes.

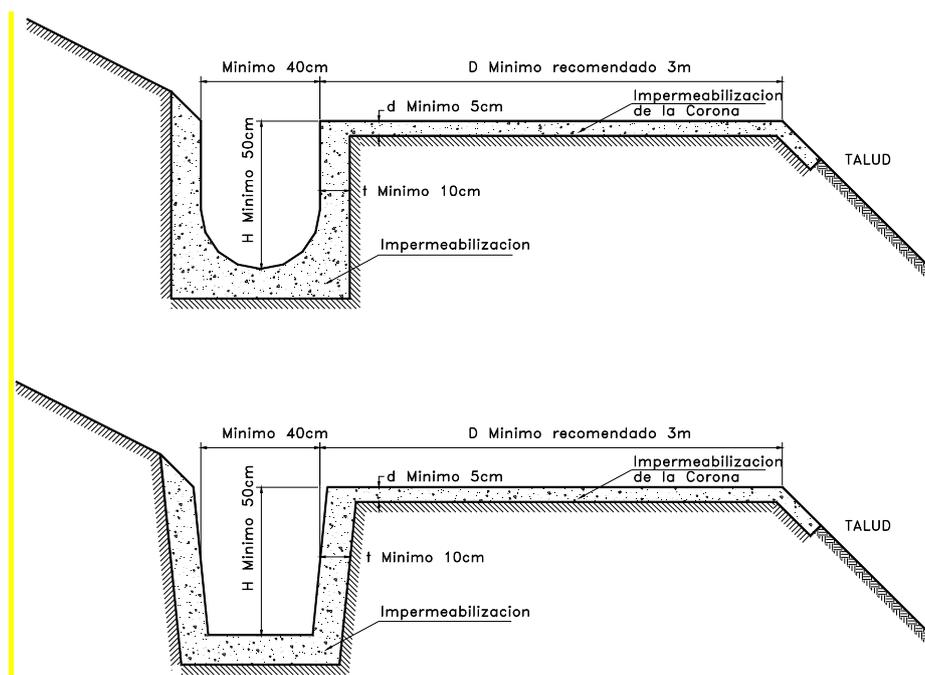


Figura 3.1: Secciones recomendadas para cunetas de coronación.



Estas cunetas se colocarán en la parte superior de los deslizamientos, antes del plano de falla del deslizamiento. Con estas cunetas se interceptará toda el agua de escorrentía que fluye hacia el talud y se evitará que este flujo se dirija hacia la zona del deslizamiento y hacia las obras de drenaje adicionales como son los subdrenes.

El cálculo del caudal máximo que fluirá por la cuneta de coronación se realizó mediante el Método Racional y se presentan en los estudios hidrológicos del Capítulo 2. Los caudales máximos que se obtuvieron para cada cuneta de coronación se presentan la Tabla 3.1.

CAUDALES PARA LAS CUNETAS DE CORONACIÓN	
Descripción	Caudal de Diseño
	(m ³ /s)
km 64+040 (1)	0.80
km 69+240 (2)	1.20

Tabla 3.1: Caudales de diseño para las cunetas de coronación.

Para la ubicación de las cunetas de coronación utilizó la cartografía básica empleada y la topografía a detalle de las zonas de estudio. La ubicación de las cunetas según el estudio de hidrología se presentará en el dimensionamiento final de las obras de drenaje en el Capítulo 4.

DISEÑO HIDRÁULICO

Debido a que la sección geométrica utilizada comúnmente en cunetas de coronación es trapezoidal, el diseño se realizó con el método de Manning para canales abiertos (1891) con un coeficiente de rugosidad de $n = 0,015$ para el hormigón. La expresión que permite determinar los caudales de diseño se presenta a continuación:

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$$

- Donde:
- Q: Caudal (m³/s)
 - n: Rugosidad
 - A: Área (m²)
 - R: Radio hidráulico: Área de la sección húmeda / Perímetro húmedo
 - S: Pendiente de la tubería (m/m)

Las dimensiones finales de las cuentas se presentan a en el Capítulo 4. Se debe tomar en cuenta la impermeabilización del terreno para evitar la erosión.

3.1.2 CANAL DE GRAN PENDIENTE CON RUGOSIDAD ARTIFICIAL

El agua proveniente de las cunetas de coronación deberá ser evacuada hacia alguna quebrada cercana. Debido a las condiciones del terreno, las obras de evacuación pueden ser ubicadas en zonas de gran pendiente. Es así que se



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

deberán construir estructuras especiales para conducir el agua en las laderas de fuerte gradiente.

Las velocidades que se producen en canales con gran pendiente pueden ser inadmisibles sea porque llegan a destruir el revestimiento o porque se requieren de obras de disipación demasiado costosas. Por otro lado las rápidas en forma de escalera de colchones pueden significar una solución demasiado cara. Es por esto que en estos casos se utilizará rugosidad artificial que consiste en introducir en la solera salientes de forma geoméricamente regular. (Krochin, 1978)

Estos elementos producen resistencias locales que equivalen a un aumento de rugosidad y disminuyen por lo tanto la velocidad.

La velocidad que se produce en una rápida se calcula mediante la fórmula de Chezy:

$$V = C \sqrt{R \sin(\theta)}$$

- Donde: V: Velocidad (m/s).
- C: Coeficiente C, depende del tipo de rugosidad.
- R: Radio hidráulico (m).
- θ: Ángulo de la pendiente longitudinal.

El valor del coeficiente C se calcula mediante fórmulas empíricas en función de relaciones h/σ y b/h siendo:

$$\frac{100}{C} = k_1 + k_2 \frac{h}{\sigma} + k_3 \frac{b}{h}$$

- Donde: h: Altura del agua sobre la rugosidad (m).
- σ: Altura de la rugosidad (m).
- b: Ancho del canal, por general de forma rectangular.
- k₁, k₂, k₃: Coeficientes relacionados con el tipo de rugosidad

(Tabla 3.2)

TIPO DE RUGOSIDAD		COEFICIENTE			VALORES LÍMITE DE C	
	Forma	k1	k2	k3	Min.	Máx.
1	Tipo W	116.1	-6.1	-1.2	11.85	35.09
2	Tipo V	85.8	-3.9	-0.8	13.9	19.96
3	Barras Cortadas	54.2	-2.1	0.33	19.27	26.46
4	Dados	52	-5.1	0.8	26.04	49.75
5	Barras Continuas	47.5	-1.2	0.1	21.88	25.38

Tabla 3.2: Coeficientes según el tipo de rugosidad artificial.

La distancia recomendada entre los elementos de rugosidad es de 8σ.

Debido a la disipación de la energía obtenida con la rugosidad artificial, el flujo no es acelerado como en los canales de gran pendiente sino que la velocidad adquiere un valor constante después de un recorrido relativamente corto.

Los experimentos ha demostrado que la fórmula es valedera para valores de:

$$h/\sigma > 3$$

pues de no cumplirse esta condición, el flujo se deforma y pierde su estabilidad.

En la Fig. 3.2 se puede observar un esquema de la disposición de las rugosidades en los canales de gran pendiente:

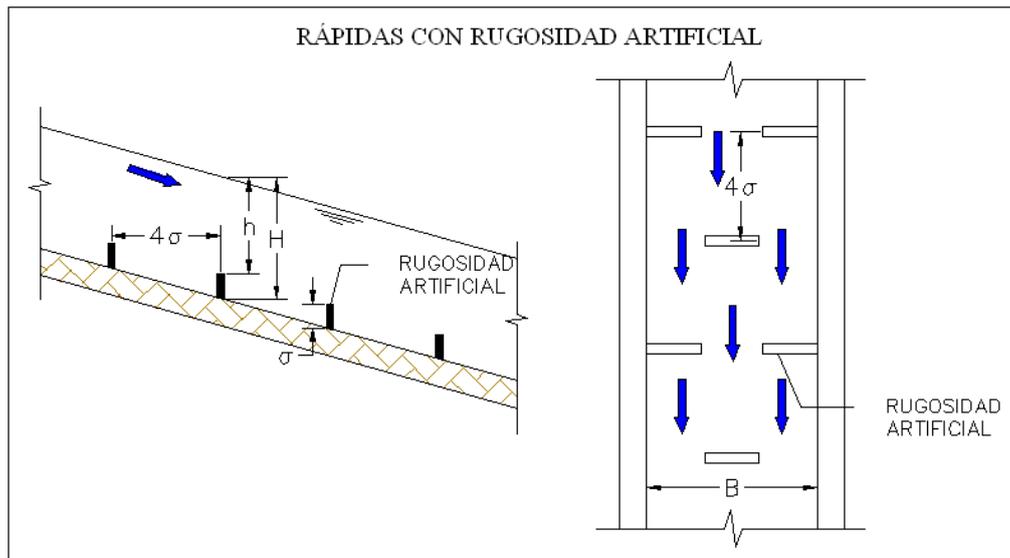


Figura 3.2: Rápidas con rugosidad artificial.

3.2 SISTEMA DE DRENAJE SUBTERRÁNEO

El drenaje subterráneo tiene por objeto disminuir las presiones de poro o impedir que estas aumenten.

La cantidad de agua recolectada por un sistema de subdrenaje depende de la permeabilidad de los suelos o rocas y de los gradientes hidráulicos. Cuando se instala un dren, generalmente el nivel piezométrico se disminuye al igual que el gradiente hidráulico, lo cual disminuye el caudal inicial recolectado por los drenes.

Ya que una de las soluciones que se propondrán es la de remover material de los deslizamientos con la construcción de terrazas de manera que se puede llegar a un nivel más cercano a la línea piezométrica, pudiendo así colocar subdrenes que sirvan para abatir el nivel freático como se indica a continuación.

3.2.1 SUBDRENES DE ZANJA

Los subdrenes de zanja son excavaciones realizadas manualmente o con retroexcavadora, rellenas de material filtrante y elementos de captación con el objeto de captar y transportar el agua subterránea y de esa forma, abatir el nivel freático. Los hay de diversas formas:

1. Con material de filtro y tubo colector.
2. Con material grueso permeable sin tubo (filtro francés)
3. Con geotextil como filtro, material grueso y tubo colector.
4. Con geotextil, material grueso y sin tubo.
5. Tubo colector con capa gruesa de geotextil a su alrededor.
6. Dren sintético con geomalla, geotextil y tubo colector

El tipo de dren interceptor a emplear dependerá de:

1. Disponibilidad de materiales en la región y costos.
2. Necesidad de captación y caudal del dren.

Los subdrenes de zanja constituyen un sistema de tratamiento muy bueno (a un costo moderado) para los deslizamientos poco profundos y con niveles freáticos superficiales (Fig. 3.3).

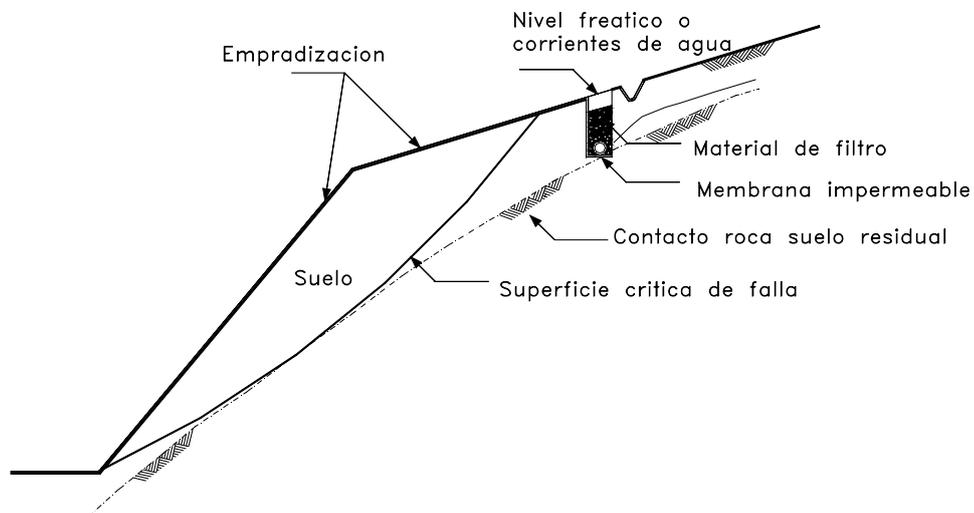


Figura 3.3: Subdrenes de zanja.

Este tipo de subdrenes son más efectivos en los deslizamientos poco profundos (con profundidad menor a 3m), en los cuales los drenes penetran completamente a través de la masa deslizada dentro del material estable.

En los deslizamientos profundos (más de 6 m de espesor), generalmente los subdrenes de zanja no son efectivos y se pueden requerir otros sistemas de subdrenaje, como son los drenes horizontales o las galerías de drenaje. Los subdrenes de zanja, generalmente, se consideran como obras complementarias dentro del proceso de estabilización en los deslizamientos profundos. En la Fig. 3.4 se presentan las dimensiones típicas de subdrenes de zanja.

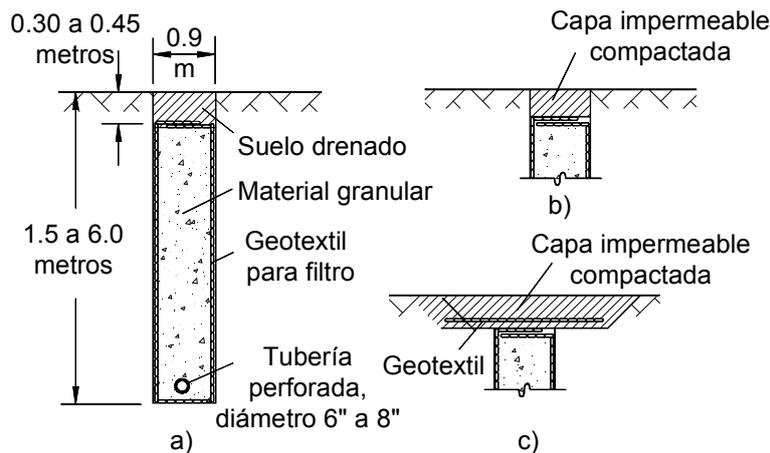


Figura 3.4: Secciones recomendadas para subdrenes de zanja.

Con frecuencia, los drenes de zanja que sólo penetran dentro del deslizamiento pero que no atraviesan la superficie de falla, pueden mejorar las condiciones de estabilidad pero no siempre actúan como estabilizadores. Comúnmente, se precisan obras adicionales al sistema de subdrenaje. Los subdrenes para la estabilización parcial, se pueden construir en la dirección de la pendiente o transversal a ésta.

Se puede construir un solo dren o varios drenes paralelos. Es muy difícil y complejo, en la mayoría de los casos, utilizar subdrenes de zanja para el control del agua subterránea en formaciones rocosas y generalmente, se prefiere el uso de subdrenes de penetración.

DISEÑO HIDRÁULICO

El diseño de subdrenes de zanja tiene por objeto determinar los siguientes elementos:

- Profundidad y ancho de la zanja
- Espaciamiento entre zanjas
- Localización en planta de los subdrenes
- Material filtrante y especificaciones
- Cálculo de caudales colectados
- Sistemas de recolección y entrega

La profundidad, y el ancho de los subdrenes se la calculará a partir del nivel piezométrico en el lugar donde se colocarán los subdrenes, es decir a partir del nivel que se deberá abatir.

El espaciamiento y localización en planta vendrán definidos por los cortes que se realizarán en los deslizamientos. Estos subdrenes deberán ser colocados en los bordes de las explanaciones, además se utilizará la topografía de la zona para definir las pendientes los cursos de agua hacia donde descargarán.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Debido a las características montañosas de la zona, al tipo de suelo y a los caudales que se recolectarán en los subdrenes, el método más adecuado el diseño hidráulico será el método de Colebrook (Sistemas de Drenaje con Geodrén, Luz Amparo). En este método se define el diámetro de la tubería a partir del caudal máximo que se deba recolectar que se calculará con el Nomograma desarrollado por Colebrook (Fig. 3.5).

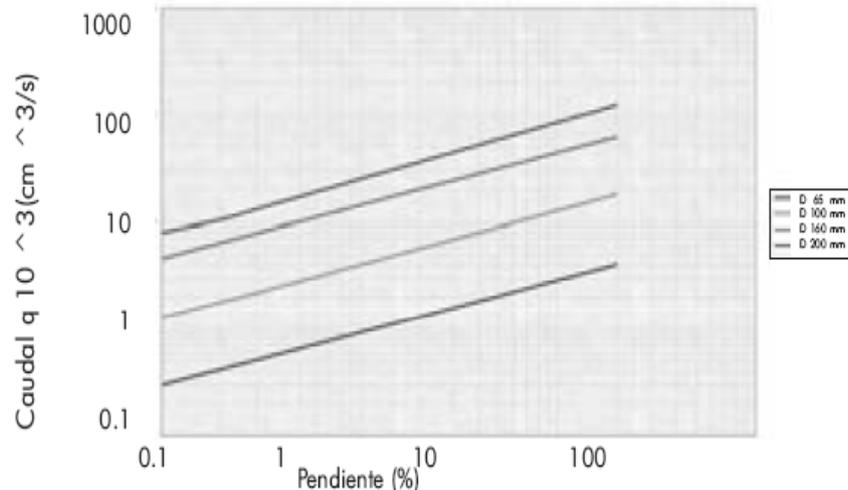


Figura 3.5: Nomograma de Colebrook para el cálculo del diámetro de la tubería en el subdrén.

Los criterios para el material del filtro, geotextiles y diámetros mínimos de la tubería recolectora se tomarán de las recomendaciones de la U.S. Army Corps of Engineers y se indicarán según se vayan realizando el diseño y dimensionamiento de los subdrenes.

Los caudales recolectados se los obtendrá a partir del nivel freático a abatir (Q_{NF}) y de la infiltración del terreno (Q_{INF}):

Q_{INF} : El caudal generado por la infiltración de agua lluvia: el agua lluvia cae directamente en la terraza estabilizadora. Una parte de ésta inevitablemente se infiltra en la estructura de las explanaciones de las terrazas debido a la permeabilidad de los materiales. El caudal por infiltración se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{INF} = I_R \times B \times L \times F_i \times F_r$$

Donde:

- IR: Precipitación máxima horaria de frecuencia anual, registrada en la zona del proyecto. A partir de las curvas IDF (mm/h).
- B: Para subdrenes longitudinales, B es la explanada de la terraza (cm).
- L: Longitud del tramo de drenaje (cm).
- Fi: Factor de infiltración.
- Fr: Factor de retención de la capa granular, refleja el hecho que la capa granular, dada su permeabilidad, entrega lentamente el agua al subdrén, FR = 0.25 - 0.5



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Q_{NF} : Es la principal causa del uso de subdrenes en estos taludes ya que el nivel freático a una altura tal, que afecte estabilidad global del talud por lo es necesario abatir este nivel de manera de aumentar el Factor de Seguridad. Este caudal se calculará con la siguiente expresión:

$$Q_{NF} = k \times l \times A_o$$

$$l = (N_d - N_f) / B$$

$$A_o = (N_f - N_f) \times L$$

Donde:

- K: Coeficiente de permeabilidad de suelo adyacente.
- i: Gradiente hidráulico.
- N_d: Cota inferior del subdrén (cm).
- N_f: Cota superior del nivel freático (cm).
- A_o: Área efectiva para el caso de abatimiento del nivel freático (cm²).
- B: Para subdrenes longitudinales, B es el ancho de la terraza (cm).
- L: Longitud del tramo de drenaje (cm).

CANAL COLECTOR SUPERFICIAL SOBRE LOS SUBDRENES

El caudal debido a la infiltración por las explanadas de las terrazas que se realizarán en los deslizamientos es muy superior al que se obtiene por el abatimiento del nivel freático. Parte de este caudal que no se infiltra y es drenado superficialmente deberá ser recolectado por canales colectores que se colocarán en la parte superior de los subdrenes.

El caudal que circulará por estos canales tipo cunetas, como se mencionó anteriormente, será el que no se infiltra por lo que se calculará con la misma ecuación del caudal de infiltración variando el parámetro del factor de infiltración (Fr), es decir el caudal restante. El cálculo de este caudal se detallará en el Capítulo 4, en los diseños correspondientes.

El diseño hidráulico se lo realizará a partir del caudal obtenido anteriormente con la ecuación de Manning y con la pendiente longitudinal que se utilizó en los subdrenes.

CAPÍTULO 4: APLICACIÓN EN DOS CASOS PRÁCTICOS

4.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS DESLIZAMIENTOS

A partir de las visitas de campo y de los estudios geológicos realizados previamente se constató las condiciones actuales de los deslizamientos al analizar algunos parámetros que son de utilidad para conocer su peligrosidad.

A continuación se presenta una breve descripción de las características geológicas actuales de los deslizamientos.⁸

4.1.1 DESLIZAMIENTO km 64+040

Se trata de un deslizamiento traslacional activo de alta peligrosidad. Este deslizamiento es reciente y se presume que los problemas se iniciaron a partir de la construcción de varios reservorios y un canal de riego existente en la parte alta del deslizamiento. Actualmente este deslizamiento está activo y ha provocado la destrucción de algunas viviendas, así como un hundimiento en la vía de ingreso al sector. En la Fig. 4.1 se puede apreciar un mapa geológico de la zona del deslizamiento y en la Fig. 4.2 se muestra una imagen del sitio inestable.

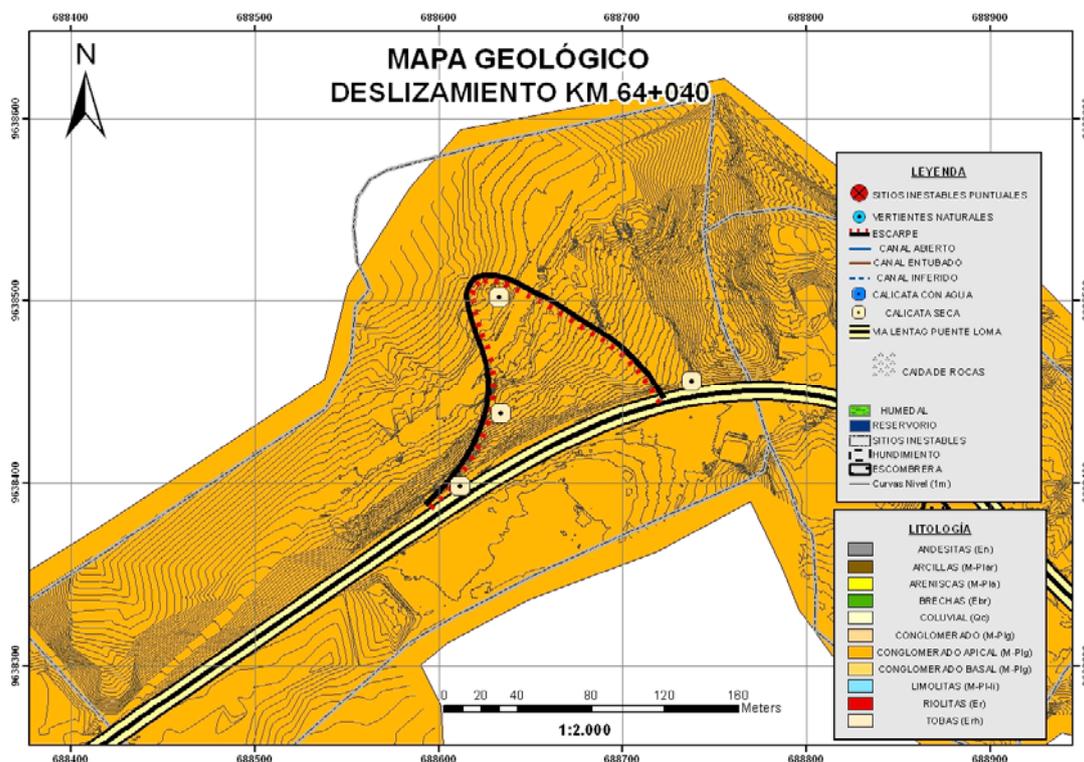


Figura 4.1: Mapa geológico de la zona del deslizamiento.

MORFOLOGÍA, GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

En la parte alta se puede observar los escarpes que se forman al avanzar el movimiento. Su composición litológica es de sedimentos coluvionados poco consolidados, constituidos de arcillas y areniscas tobáceas. Los sedimentos presentan propiedades geotécnicas de materiales poco competentes, muy blandos y de baja resistencia.

Según los estudios geofísicos, existe una capa de más o menos 5 a 10 m de potencia que presenta características de una zona húmeda y de pobres características geomecánicas. Luego se observa un estrato compacto de

⁸ Parte de las descripciones se tomaron de los estudios geológicos de los sitios inestables de la Vía Léntag-San Francisco. (MTO, 2012 en ejecución)



buenas características mecánicas, bajo el cual se podría encontrar rocas volcánicas.



Figura 4.2: Deslizamiento 64+040.

Susceptibilidad a terrenos inestables

Alta. Este deslizamiento es de tipo traslacional activo se encuentra junto a la vía, se puede observar que en épocas invernales se reactiva pudiendo afectar la parte baja del carretero. La susceptibilidad puede ser incrementada por la mala utilización del agua de riego, la construcción de reservorios sin impermeabilizar y canales abiertos en la parte alta.

HIDROGEOLOGÍA

A pesar de que en las calicatas realizadas no se encontró la presencia de agua, existe una permeabilidad secundaria generada por el fracturamiento del macizo rocoso que permite el ingreso del agua proveniente de las partes altas, lo que produce los deslizamientos.

En este deslizamiento existe la influencia de varios reservorios que se presentan en la Fig. 4.3:

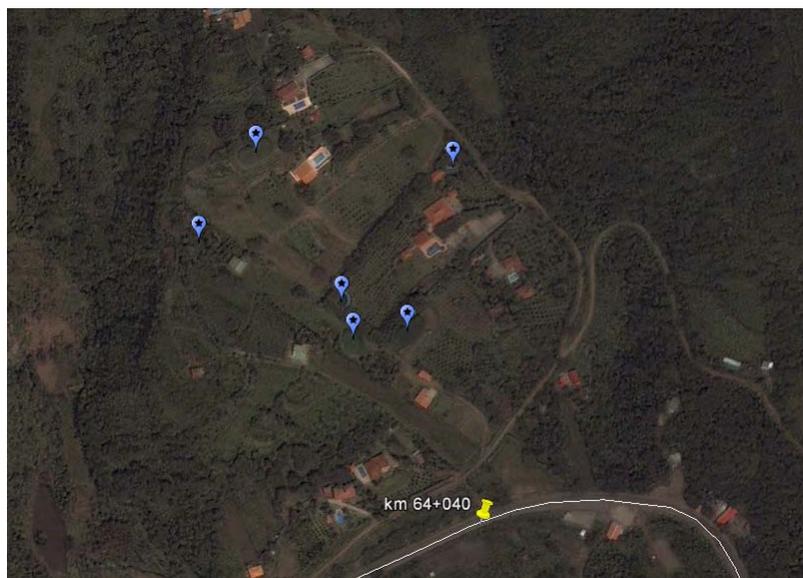


Figura 4.3: Reservorios que influyen en el deslizamiento 64+040.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Estos reservorios se encuentran en la parte alta del deslizamiento entre 60 a 400m de la vía. Su construcción se la realizó sin normativas técnicas y sin la adecuada impermeabilización, el agua que se infiltró por el suelo por lo que la susceptibilidad del deslizamiento puede ser seriamente incrementada. Estos reservorios se considerarán en los análisis de estabilidad que se realiza en el Capítulo 4.

Existen además pozos sépticos, cruces de agua de riego y canales abiertos en la parte alta que podrían tener efectos sobre el deslizamiento.

DINÁMICA Y PELIGROSIDAD

Como se mencionó anteriormente, este deslizamiento es de tipo traslacional activo y se encuentra junto a la vía. Actualmente se puede observar grandes aceleraciones y avance de los escarpes hacia la parte alta. Luego del análisis de los parámetros morfodinámicos, litológicos, geotécnicos e hidrogeológicos que caracterizan al deslizamiento se puede concluir que existe una probabilidad muy alta de que este deslizamiento experimente movimientos y aceleraciones bruscas causando grandes daños a las viviendas y a la vía.

Las causas que podrían desencadenar estas aceleraciones pueden deberse a factores externos antrópicos (interrupción de la circulación del agua lluvia, construcción de reservorios y canales no impermeabilizados de las vertientes) y naturales (elevada pluviosidad, sismos, erosión en el pie del talud). En consecuencia, la peligrosidad de este deslizamiento es muy alta.

La limpieza que se realiza en la base del talud, cuando el deslizamiento avanza, causa desestabilización del mismo, por lo que esta acción no es la más recomendable, porque las causas que producen el movimiento no están siendo corregidas.

4.1.2 DESLIZAMIENTO km 69+240

Se trata de un deslizamiento traslacional activo en el sector del Km 69+240. Se observa un antiguo escarpe hacia la parte alta, producto del deslizamiento de una gran masa de suelo. Actualmente, este depósito coluvionado se encuentra en movimiento debido a la saturación de agua en estos materiales. En la Fig. 4.4 se puede apreciar un mapa geológico de la zona del deslizamiento y en la Fig. 4.5 se muestra una imagen del sitio inestable.

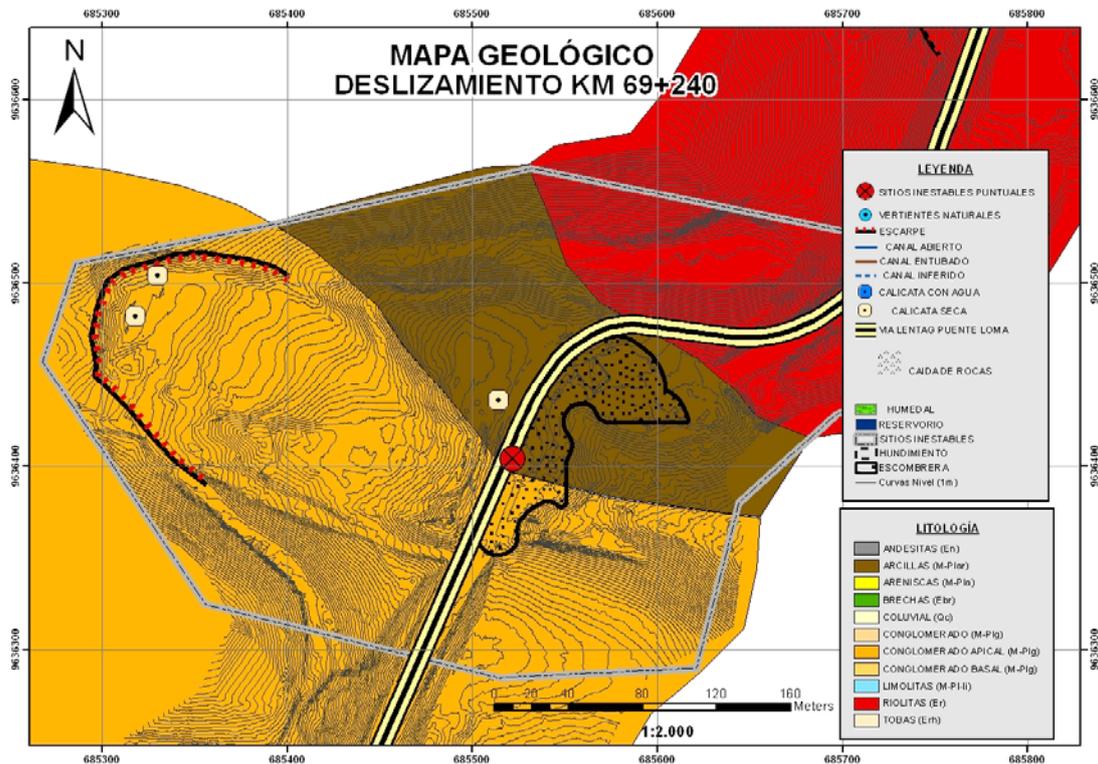


Figura 4.4: Mapa geológico de la zona del deslizamiento.

MORFOLOGÍA, GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

En la cabecera existe un escarpe relicto de aproximadamente 10 m de alto en el cual se observa evidencias morfológicas del deslizamiento.

Su composición litológica es de sedimentos coluvionados poco consolidados, constituidos de arcillas color chocolate y areniscas tobáceas de color abano claro. Dentro del área del deslizamiento se encuentran clastos volcánicos que han sido acarreados desde las partes altas dentro del coluvio. Todas estas características hacen que esta serie de sedimentos presenten una característica geotécnica de materiales poco competentes, muy blandos y de baja resistencia.

En base a la geofísica se establece que existe una capa de más o menos una potencia de 5 a 8 m de pobres condiciones geomecánicas producto de la acción del agua; esta capa sería la más propensa a deslizarse. Luego se presenta una capa dura que podría estar constituida de una intercalación de conglomerados y areniscas en una matriz de arcillas.



Figura 4.5: Deslizamiento 64+040.

Susceptibilidad a terrenos inestables

Baja. Este deslizamiento es antiguo y su escarpe se encuentra alejado de la vía, pero se puede observar el material producto del deslizamiento antiguo, en épocas invernales se reactiva pudiendo afectar la parte baja por esfuerzo de empuje, si no se controla la acción del agua en la parte alta. La susceptibilidad puede ser incrementada por la mala utilización del agua de riego y por la presencia de vertientes naturales en la parte alta del escarpe antiguo.

Las bajas pendientes tienden a estabilizar el deslizamiento, pero las lluvias permanentes en épocas invernales saturan las capas haciendo que estas presenten hundimiento y deformaciones. Hacia el frente de este depósito coluvial, existe una gran escombrera que estaría afectando la estabilidad de la vía, ya que este relleno no es realizado técnicamente, lo que podría a futuro colapsar y afectar este tramo de la vía.

HIDROGEOLOGÍA

Material de mediana permeabilidad con intercalaciones de arcillas y areniscas tobáceas, presencia de estratos con abundante presencia de carbonato de calcio, que son alimentadas por niveles freáticos poco profundos generando flujos paralelos sobre contactos más duros.

La presencia de canales abiertos en la parte alta del escarpe relicto indicaría la causa desencadenante de este deslizamiento. Estos canales se considerarán en el análisis de flujo del Capítulo 4.

Existe una quebrada que se forma en la parte superior de la ladera y se extiende a lo largo del deslizamiento, sin embargo esta quebrada ha sido bloqueada en la zona media del deslizamiento y en la parte superior existe un canal que intercepta las aguas de esta quebrada así como de gran parte del agua por escorrentía que se produce en la zona.

Este canal es de pequeñas dimensiones por lo que en épocas de lluvia no es capaz de conducir toda el agua de escorrentía y proveniente de la quebrada por lo que se pueden producir desbordamientos y el agua se dirigirá



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

directamente a la zona de inestabilidad, lo que pudo haber desencadenado el proceso de deslizamiento.

Por otro lado, debido a la humedad del suelo presente en la parte inferior del canal se pudo observar que el canal no tiene una adecuada impermeabilización contribuyendo igualmente a la inestabilidad de la zona.

Se realizó la excavación de una calicata en este sector donde no se encontró presencia de agua, lo que indicaría que se trata de un deslizamiento producido por saturación superficial del terreno.

DINÁMICA Y PELIGROSIDAD

De acuerdo a las características del deslizamiento el movimiento es lento; actualmente se puede observar que éste se encuentra activo y sufre aceleración en épocas invernales cuando se presentan continuas precipitaciones.

Los parámetros morfodinámicos, litológicos, geotécnicos e hidrogeológicos que caracterizan al deslizamiento fueron analizados, indicando que existe una probabilidad baja, de que este deslizamiento experimente movimientos y aceleraciones bruscas que movilicen la masa coluvial causando daños mayores.

Considerando las características geológicas y geotécnicas del área, estos movimientos son relativamente lentos, aunque podrían ocurrir aceleraciones de varias decenas de centímetros por día que, sin embargo, no deberían ocasionar pérdida de vidas, salvo por negligencia, descuido o inobservancia de las obras de mitigación y normas de protección civil.

4.2 DESCRIPCIÓN DEL PROCESO GEOTÉCNICO PARA MEDIR LA ESTABILIDAD

La estabilidad de un talud o ladera se mide a través de su factor de seguridad que es la relación entre las fuerzas que tienden a producir la desestabilización y las fuerzas resistentes producidas por las características del suelo.

En los casos de estudio se tienen laderas que han venido deslizándose a lo largo del tiempo, esto se lo puede apreciar por la formación de escarpes que indican el sentido del deslizamiento. Estas laderas afectan directamente a las vías ya que esta cruza por el pie de los deslizamientos y es por lo que se han producido graves deformaciones en la vía.

Como se mencionó anteriormente, la causa principal de estos deslizamientos es el inadecuado control del agua por lo que el diseño de las obras de drenaje es fundamental para la estabilización de los deslizamientos. Los flujos de agua superficiales se trataron en el Capítulo anterior en los que básicamente se necesitaron cartografías de la superficie del suelo y los estudios topográficos de la zona de estudio; sin embargo se necesita conocer los flujos de agua bajo el suelo ya sea proveniente de las lluvias o por los canales y reservorios cercanos a los deslizamientos y que influyen directamente en su estabilidad. Es

así que para obtener los perfiles de flujos subterráneos se deberá primeramente realizar el modelamiento de los deslizamientos, con sus diferentes estratos y superficie del terreno.

El modelamiento se basó en los estudios geológicos (perfiles geológicos, composición litológica, informes), en los estudios de topografía, estudios de refracción (líneas sísmicas, refracción eléctrica, refracción sísmica) y en las perforaciones, calicatas y sondeos realizados en la zona. Estos datos se analizaron para verificar sus relaciones y eliminar discordancias. Luego fueron procesados en el programa RockWorks⁹ de la siguiente manera:

- El modelo digital de la superficie del terreno se lo tuvo inicialmente en formato CAD, los puntos de esta superficie se los exportó a Rockworks y se creó una nueva superficie que sirvió para delimitar el área de estudio dentro del deslizamiento.
- Las calicatas, sondeos y perforaciones se las utilizó para obtener perfiles estratigráficos que el programa Rockworks crea en base a la ubicación y profundidad de los estratos de cada pozo de exploración. Debido a que hay sectores donde no existen perforaciones cercanas, se utilizaron las líneas de refracción sísmica de ondas primarias (VP) para comprobar la profundidad de los estratos en dichos sectores.

Finalmente se creó el modelo digital del Terreno para los diferentes perfiles estratigráficos que son los que se requieren para los pasos posteriores. En la Fig. 4.6 se muestra uno de los modelos digitales en 3D de los sitios de estudio.

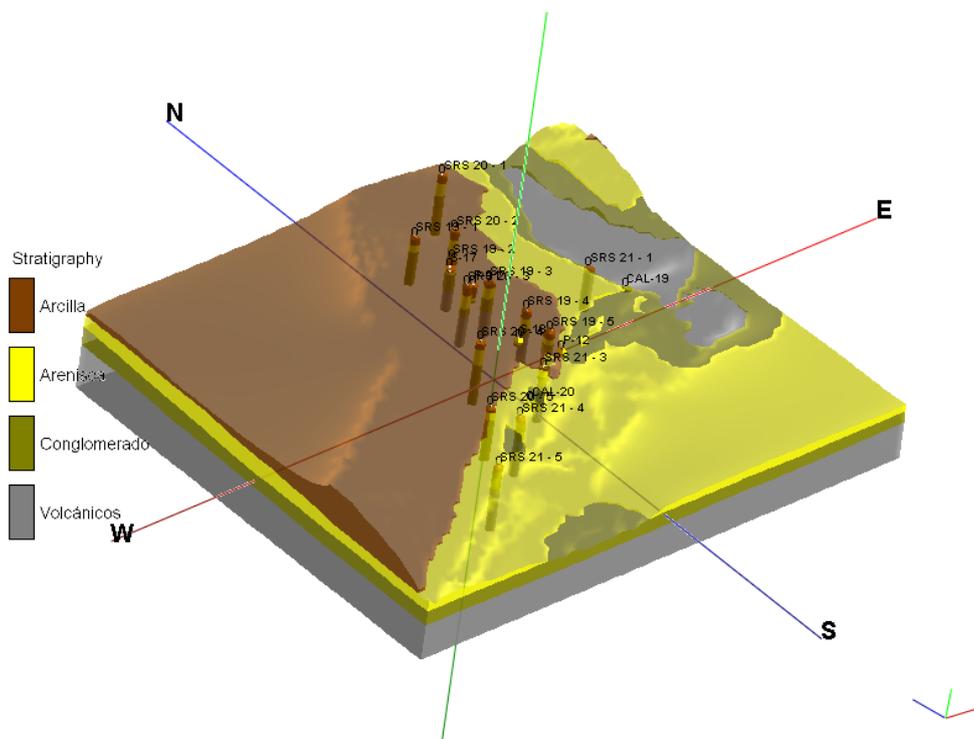


Fig. 4.6: Modelo digitales de los deslizamientos en el km 64+040

⁹ Se utilizó el Software Rockworks V15.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Una vez obtenidos los perfiles estratigráficos se pudo crear los estratos de suelo que fueron comprobadas con las clasificaciones litológicas de las perforaciones, definiendo así de forma más precisa la distribución de cada litología en el suelo pero al mismo tiempo simplificando la composición de los perfiles de acuerdo a lo recomendado para el modelamiento de los perfiles de flujo y estabilidad de los taludes. De esta manera, se procedió a exportar los estratos litológicos a las distintas aplicaciones del programa geotécnico Geoestudio: Seep y Slope. El uso de estas aplicaciones se detalla a continuación:

Con la aplicación SEEP/W se creó un modelo del flujo de agua en estado estático, esto es cuando el modelo no está cambiando, es decir ha alcanzado un estado de quietud y se mantendrá así indefinidamente¹⁰. Esto es válido para el modelo ya que se simulará bajo la acción de los reservorios ubicados en las zonas superiores de los deslizamientos por lo que se considerará como caso más desfavorable que estos reservorios no han sido impermeabilizados y han alcanzado un estado estático en la zona del deslizamiento que afecta directamente la vía.

Hubo que indicar las condiciones de borde de los estratos así como las funciones de conductividad hidráulica de los materiales que depende principalmente de su litología. Con estas condiciones se obtuvieron diversas líneas piezométricas en los perfiles, las cuales fueron procesadas para los análisis de estabilidad de los taludes.

Finalmente en el programa SLOPE/W se realizó el análisis de la estabilidad por el Método de Equilibrio Límite General (ELG) que consiste en equilibrar el polígono de fuerzas que actúan en cada dovela de la masa de suelo inestable de los deslizamiento. Existen diferentes métodos de análisis de equilibrio y su diferencia radica en cuáles son las ecuaciones de estática que están incluidas y satisfechas, cuales son las fuerzas entre dovelas incluidas en el análisis, y cuál es la relación asumida entre las fuerzas de corte y fuerzas normales de las dovelas.

Para los análisis de estabilidad se escogió la metodología de Morgenstern-Price que considera el equilibrio de las fuerzas estáticas así como de los momentos en las secciones de análisis. El desarrollo del Método de Equilibrio Límite General así como de sus diferentes metodologías se presenta en el Anexo 3.

Los parámetros geomecánicos de los suelos se los obtuvo de los ensayos de laboratorio de las perforaciones que se realizaron en las zonas de estudio.

Una vez definidos todas los parámetros del deslizamiento se realizaron simulaciones considerando además el talud con el flujo de agua que se lo hallo en SEEP/W y sometido a aceleraciones sísmicas. Las combinaciones de las condiciones de análisis de estabilidad se detallarán en los análisis posteriores.

¹⁰ Descripción obtenida del Manual de Ingeniería del SEEP/W 2007.

Finalmente, a partir de estos análisis se obtuvo el Factor de Seguridad (FS) y el posible plano de falla del deslizamiento para los casos más desfavorables. A partir de este punto se pueden tomar las medidas necesarias para mejorar la estabilidad de las laderas, esto incluye, como medida fundamental, el diseño de drenajes y subdrenajes de las vías.

4.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN CONDICIONES ACTUALES

4.3.1 DESLIZAMIENTO km 64+040

Se ha establecido realizar el análisis de estabilidad para el perfil más desfavorable de la zona del deslizamiento, con esto se asegura que el análisis sea más representativo y abarque todo el deslizamiento, pudiendo así proporcionar mejores soluciones. En la Fig. 4.8 se identifican el perfil que se trazó así como su ubicación.

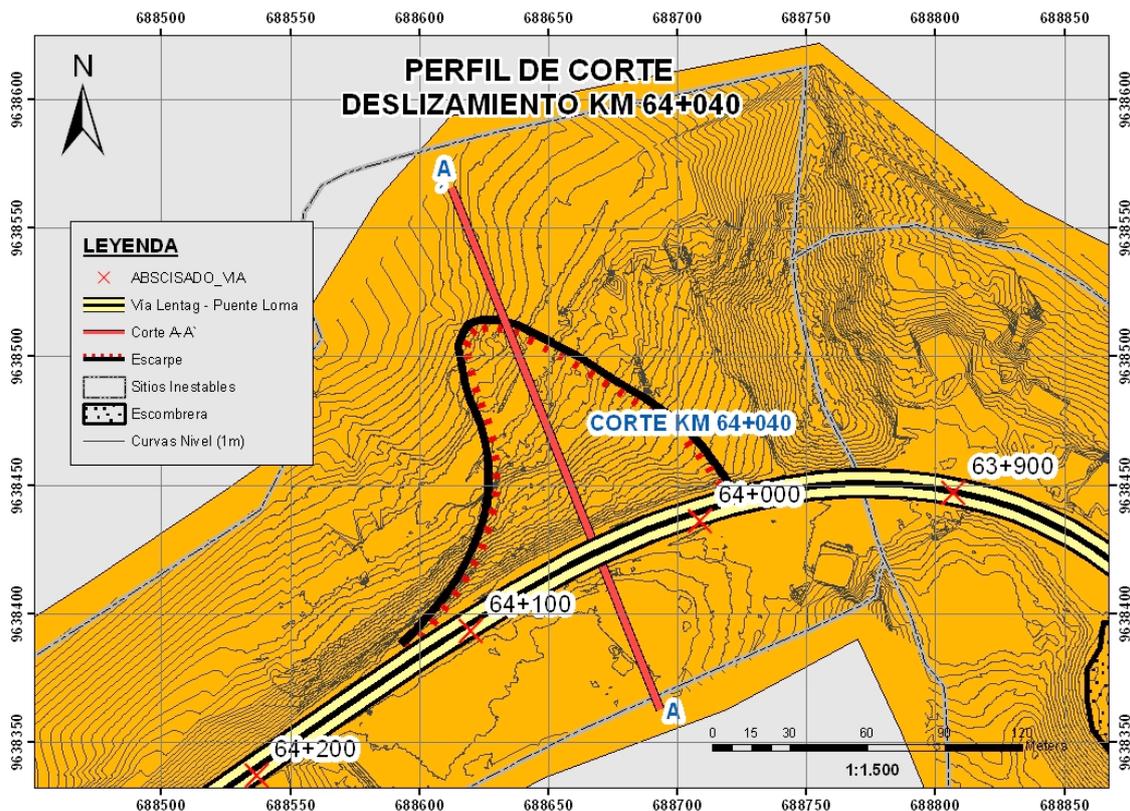


Figura 4.8: Perfil de análisis para el deslizamiento en el km 64+040.

En la Fig. 4.9, se puede apreciar el perfil del deslizamiento con su estratigrafía respectiva y en el Anexo 4 se indican los parámetros geomecánicos de los diferentes estratos del perfil.

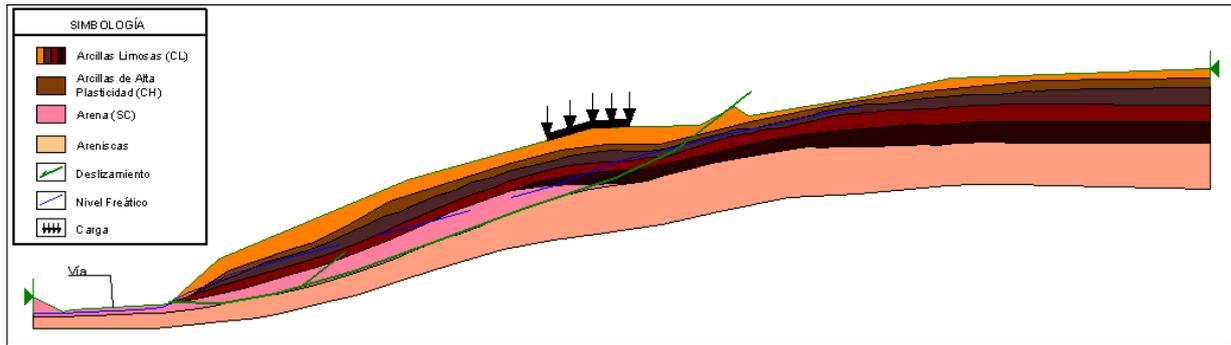


Figura 4.9: Perfil estratigráfico del deslizamiento 64+040.

ANÁLISIS DEL FLUJO DE AGUA EN SEEP/W

En el perfil de flujo se consideró la acción de varios reservorios ubicados en la parte superior del deslizamiento, fuera de la superficie de falla. El análisis del flujo se simuló sin impermeabilización en los reservorios, como condición más desfavorable, ya que el deslizamiento se desencadenó a causa del agua proveniente de los mismos.

El tamaño de los reservorios es variable y no se tienen sus dimensiones exactas por lo que se supuso diámetros desde 10 hasta 25m y profundidades desde 3m hasta 4m para los reservorios más grandes.

Además de los reservorios se supone la acción de un pozo séptico perteneciente a una casa que se encuentra a aproximadamente 70m de la vía. Este pozo tiene una sección de 3mx2m.

Las propiedades hidráulicas del suelo necesarias para la simulación en SEEP/W se han obtenido de tablas que correlacionan la clasificación del suelo (SUCS) con los rangos de permeabilidad. Para una modelación más adecuada se han indicado funciones de permeabilidad tratando de asemejar al comportamiento del agua en el suelo en condiciones saturadas y no saturadas. En la Tabla 4.1 se presentan los valores de permeabilidad para los diversos tipos de suelo del modelo.

PERMEABILIDAD DE LOS MATERIALES				
Descripción	Clasificación SUCS	Color Simb.	Permeabilidad (m/s)	
			Min	Max
Arena Arcillosa de baja permeabilidad	SC		1.00E-05	1.00E-06
4 estratos de arcilla limosa	CL		5.00E-06	1.00E-07
1 estrato intermedio de arcilla de alta plasticidad	CH		8.00E-08	1.00E-08

Tabla 4.1: Permeabilidad de los estratos del modelo.

El esquema del perfil del terreno con los reservorios y el pozo séptico, así como el perfil de flujo resultante obtenido al realizar la simulación en el programa SEEP/W, se puede apreciar en la Fig. 14.10 y 4.11 respectivamente.

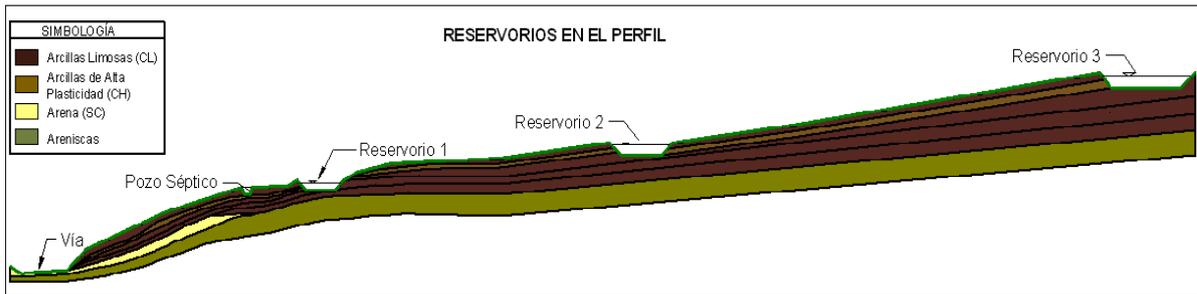


Figura 4.10: Esquema del perfil para el análisis en SEEP/W.

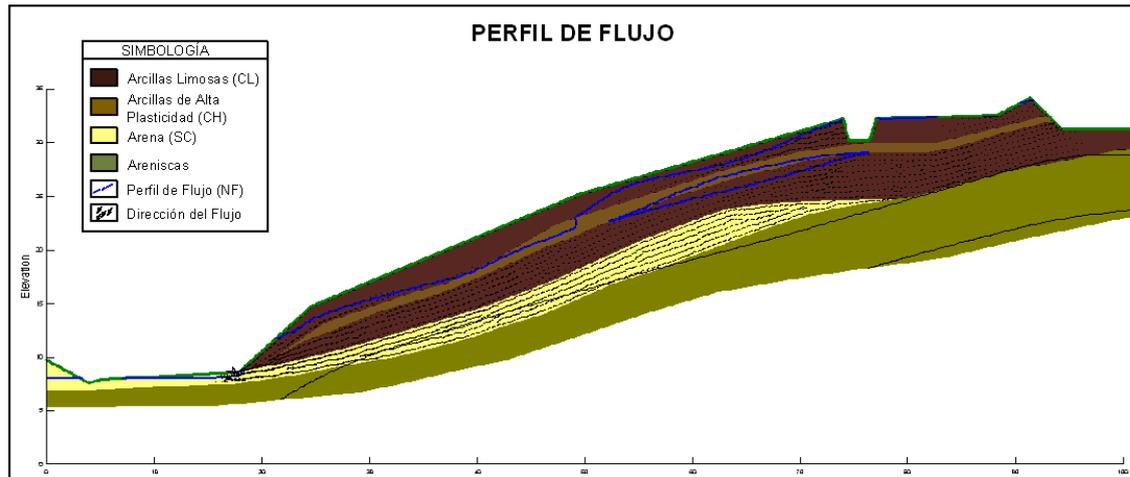


Figura 4.11: Resultado del modelamiento del flujo de agua en SEEP/W.

Al incluir el nivel freático obtenido en el análisis de flujo y la acción de una carga en la corona del deslizamiento perteneciente a una casa, se realizaron los análisis de estabilidad en SLOPE/W mediante el método de Morgenstern-Price.

Inicialmente se calculó el Factor de Estabilidad para las condiciones actuales del terreno con las propiedades geomecánicas obtenidas de los ensayos de laboratorio de las perforaciones realizadas en la zona, con el nivel piezométrico encontrado en las calicatas y con un análisis sísmico según el factor sísmico Z especificado para la zona de estudio¹¹. Los resultados de estos análisis se muestran en la Tabla 4.2.

VALOR DEL F.S. EN LAS CONDICIONES ACUALES				
Corrida	Descripción	Método Utilizado	Carga Sísmica	F.S.
			Valor g (x)	
1	Simulación en las condiciones actuales	Morgestern-Price	0	1.396
2	Simulación en las condiciones actuales considerando cargas de las casas	Morgestern-Price	0	1.298
3	Simulación bajo la acción de sismo	Morgestern-Price	0.25	0.796

¹¹ El factor Z fue obtenido de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 (NEC-11).



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

4	Simulación con la línea piezométrica actual	Morgestern-Price	0	1.123
---	---	------------------	---	-------

Tabla 4.2: Resultados del cálculo del F.S. en el programa SLOPE/W.

BACK ANALISYS (ANÁLISIS ANTERIOR)

Una vez obtenidos FS para las condiciones actuales se realizó un “Back Análisis”. Esto es una modelación del terreno de tal manera que se simulen las condiciones que tuvo el talud al momento de la falla. Esto se logra al variar los parámetros geomecánicos del estrato más crítico hasta llegar a un Factor de Seguridad de 1, que es donde se produjo el deslizamiento.

En este caso, tenemos en la parte inferior un estrato de consistencia muy dura ($N^{12} > 50$) compuesto de Arenisca, encima de este estrato se tiene una capa de arena con clasificación SC según la SUCS, luego se hallan estratos de arcillas limosas (CL) de valores de cohesión variables y un estrato intermedio de arcilla de alta plasticidad (CH). Los parámetros mecánicos de los estratos se detallan en la Tabla 4.3.

Descripción del material	Clasificación SUCS	Color Simb.	γ		Cu		φ
			(Tn/m)	(kN/m)	(kg/cm ²)	(kN/m ²)	(°)
Arena arcillosa con grava de compactación media de color café	CL	CL1	1.61	15.79	0.81	78.89	-
Arcilla de alta plasticidad de color gris	CH	CH	1.38	13.57	0.27	25.97	-
Arcilla de baja plasticidad de consistencia muy dura de color gris	CL	CL2	1.45	14.20	1.37	133.77	-
Arcilla de baja plasticidad de consistencia muy dura de color gris	CL	CL3	1.38	13.57	0.27	25.97	-
Arcilla de baja plasticidad de consistencia muy dura de color gris	CL	CL4	1.38	13.57	2	196.00	-
Arena arcillosa con grava de compactación media de color café	SC	SC	1.88	18.42	-	-	32
Arena limosa bien gradada con grava de compactación muy densa de color café oscuro, Arenisca	SW-SM	Arenisca	1.88	18.42	-	-	35

Tabla 4.3: Resumen de los parámetros geomecánicos de los estratos.

A partir de las observaciones en campo y del análisis de los estratos descritos en el párrafo anterior se pudo apreciar que el estrato crítico donde se produjo una variación de la estructura interna del suelo, en este caso por la acción del

¹² N es el número de golpes del ensayo SPT, varios de los parámetros geomecánicos de los materiales se correlacionaron a partir del valor de N.



agua proveniente de los reservorios, es el estrato de Arena Arcillosa (SC). Es así que al saturarse la capa de arena se produjo una disminución del ángulo de fricción interna (ϕ) hasta tal punto que se produjo el deslizamiento ($FS < 1$).

Además, al existir un estrato de muy baja permeabilidad (Arenisca) que se encuentra a poca profundidad de la vía (2m a 3m), esto provocó que el agua no pueda circular libremente, produciéndose un empozamiento hacia el lado derecho de la vía a tal punto que al momento del deslizamiento el agua se escurría por el talud.

En la Tabla 4.4 se indican los valores del análisis de estabilidad al realizar el Back Analysis.

RESULTADOS DEL BACK ANALYSIS					
Corrida	Descripción	Método Utilizado	Carga Sísmica	Angulo Fricción SC	FS
			Valor g (x)	ϕ (°)	
1	Simulación hallando el ángulo de fricción crítico	Morgestern-Price	0	20	1.051
2	Simulación con el ángulo de fricción crítico considerando sismo	Morgestern-Price	0.25	20	0.692

Tabla 4.4: Resultados del Back Analysis en SLOPE/W.

Realizando varias simulaciones se pudo hallar que el ángulo de fricción interna crítico es de 14° , es decir hubo una variación de 18° . En la Fig. 4.12 se puede apreciar el deslizamiento.

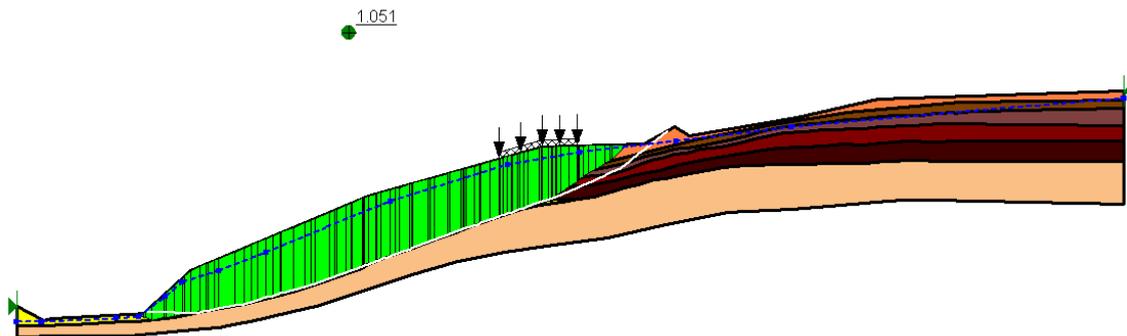


Figura 4.12: Resultados del análisis en SLOPE/W para el caso más desfavorable.

A partir de este valor del ángulo de fricción, ϕ , se podrán realizar las medidas para estabilizar el deslizamiento de tal manera que se pueda obtener factores de seguridad adecuados tanto para condiciones de nivel freático desfavorables como para casos sísmicos.

4.3.2 DESLIZAMIENTO km 69+240

Al igual que para el análisis del deslizamiento en el km 64+040 se ha establecido realizar el análisis de estabilidad para el perfil más desfavorable de la zona del deslizamiento. En la Fig. 4.12 se identifican el perfil que se trazó.

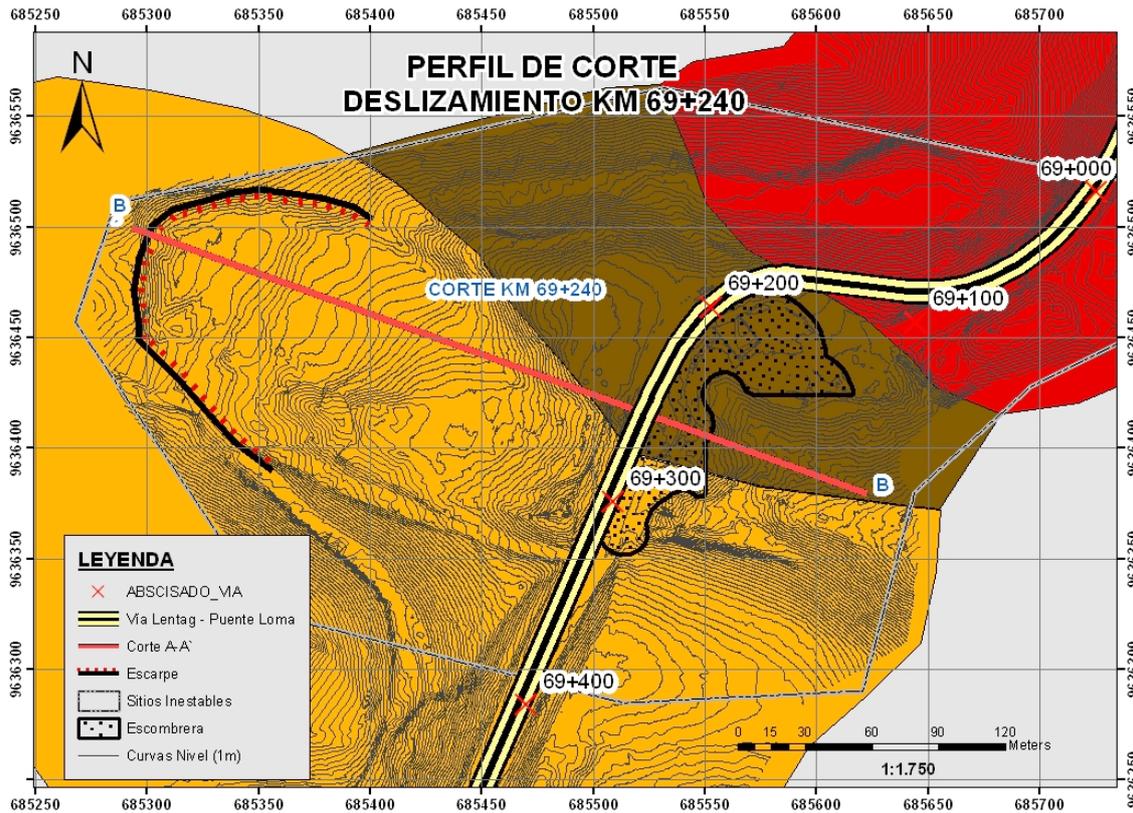


Figura 4.12: Perfil de análisis para el deslizamiento en el km 69+240.

En la Fig. 4.13, se puede apreciar el perfil del deslizamiento con su estratigrafía respectiva y en el Anexo 4 se indican los parámetros geomecánicos de los diferentes estratos del perfil.

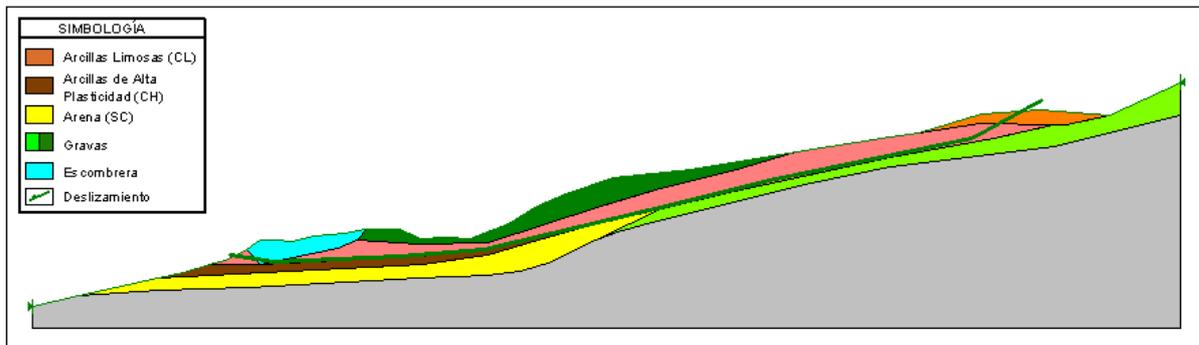


Figura 4.13: Perfil estratigráfico del deslizamiento 69+240.

ANÁLISIS DEL FLUJO DE AGUA EN SEEP/W

A pesar de que no se encontró nivel freático en los sondeos y perforaciones realizados en la zona de estudio como se detalla en la sección 4.1.2, existen infiltraciones en la parte superior que han formado canales en el deslizamiento lo que podría haber provocado la inestabilidad de manera similar a los reservorios en el deslizamiento en el km 64+040.

Se considerará la acción de estos canales para el análisis de flujo en el programa SLOPE/W.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Las propiedades hidráulicas del suelo necesarias para la simulación en SEEP/W se han obtenido de tablas que correlacionan la clasificación del suelo (SUCS) y se han modelado de manera similar a como se realizó en el deslizamiento del km 64+040. En la Tabla 4.5 se presentan los valores de permeabilidad para los diversos tipos de suelo.

PERMEABILIDAD DE LOS MATERIALES				
Descripción	Clasificación SUCS	Color Simb.	Permeabilidad (m/s)	
			Min	Max
Arena Arcillosa de baja permeabilidad	SC/SM		1E-05	1E-06
	SC/GC			
Arcilla limosa	CL		5E-06	1E-07
Arcilla de alta plasticidad	CH		8E-08	1E-08
Gravas	GC		1E-05	1E-06
	GW/SP			

Tabla 4.5: Permeabilidad de los estratos del modelo.

El esquema del perfil del terreno con la ubicación de la quebrada por donde se infiltró el agua y fue uno de los factores principales para el deslizamiento se indican en la Figura 4.14.

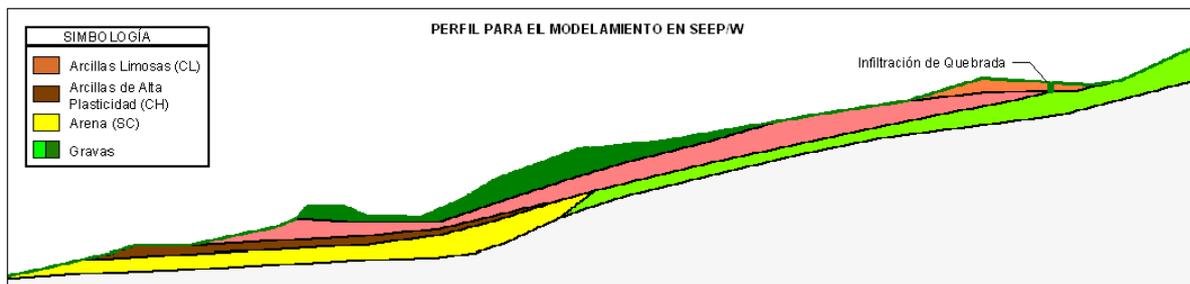


Figura 4.14: Esquema del perfil para el análisis en SEEP/W.

Al realizar el análisis de flujo realizado en SEEP/W considerando la infiltración de la quebrada ubicada en la parte izquierda del deslizamiento se indica en la Figura 4.15.

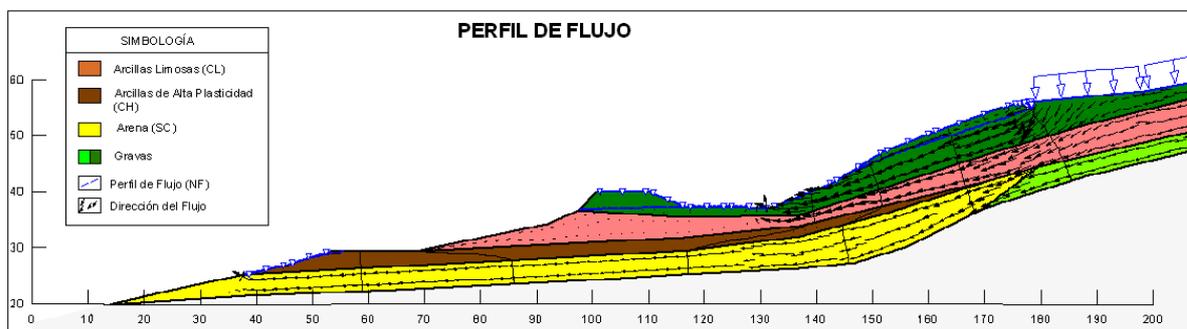


Figura 4.15: Resultado del modelamiento del flujo de agua en SEEP/W.

De la misma manera que para el deslizamiento en el km 64+040, se incluyó el nivel freático en las simulaciones en SLOPE/W. Se calculó el Factor de Estabilidad para las condiciones actuales del terreno con las propiedades geomecánicas obtenidas de los ensayos de laboratorio de las perforaciones



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

realizadas en la zona, con el nivel piezométrico encontrado en las calicatas y con un análisis sísmico según el factor sísmico Z especificado para la zona de estudio¹³. Los resultados de estos análisis se muestran en la Tabla 4.6.

VALOR DEL F.S. EN LAS CONDICIONES ACUTUALES				
Corrida	Descripción	Método Utilizado	Carga Sísmica	F.S.
			Valor g (x)	
1	Simulación en las condiciones actuales	Morgestern-Price	0	2.39
2	Simulación bajo la acción de sismo	Morgestern-Price	0.25	1.099
3	Simulación con la línea piezométrica crítica	Morgestern-Price	0	1.265

Tabla 4.6: Resultados del cálculo del F.S. en el programa SLOPE/W.

BACK ANALISYS (ANÁLISIS ANTERIOR)

Se realizó un “Back Analysis” de manera similar al análisis del km 64+040. En este caso, el material más crítico es la Arena arcillosa (SC) que se extiende desde el pie hasta la parte superior del deslizamiento a una profundidad desde los 3 hasta los 8 m. Los parámetros geomecánicos de cada uno los estratos del perfil se indican en la Tabla 4.7.

Descripción del material	Clasificación SUCS	Color Simb.	γ		Cu		φ (°)
			(Tn/m)	(kN/m)	(kg/cm ²)	(kN/m ²)	
Arena arcillosa, compacidad relativa suelta a media de color café y blanquecino	CL		1.60	15.70	0.70	68.60	-
Arcilla de alta plasticidad, consistencia dura de color café	CH		1.60	15.70	1.00	98.00	-
Arena arcillosa, compacidad relativa suelta de color café	SC/SM		1.80	17.66	-	-	27
Arena arcillosa de compacidad relativa media a densa de color café verdoso	SC/GC		1.80	17.66	-	-	33
Grava arcillosa de compacidad relativa muy suelta de color café grisáceo	GC		1.80	17.66	-	-	30
Grava bien gradada, compacidad relativa densa de color café verdoso	GW		1.80	17.66	-	-	39

Tabla 4.7: Resumen de los parámetros geomecánicos de los estratos.

¹³ El factor Z fue obtenido de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 (NEC-11).



El ángulo de fricción en el que se da la falla es de 23°. En la Tabla 4.8 se detallan los F.S. obtenidos y en la Fig. 4.16 se indica el deslizamiento más desfavorable.

RESULTADOS DEL BACK ANALYSIS					
Corrida	Descripción	Método Utilizado	Carga Sísmica	Angulo Fricción SC	FS
			Valor g (x)	ϕ (°)	
1	Simulación hallando el ángulo de fricción crítico	Morgestern-Price	0	22.5	1.062
2	Simulación con el ángulo de fricción crítico considerando sismo	Morgestern-Price	0.25	22.5	0.898

Tabla 4.8: Resultados del Back Analysis en SLOPE/W.

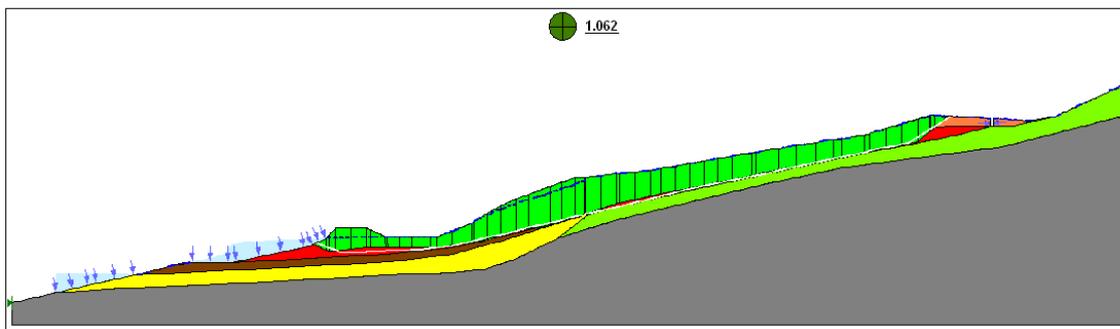


Figura 4.16: Resultados del análisis en SLOPE/W para el caso más desfavorable.

4.4 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD CON LA INCORPORACIÓN DE ELEMENTOS ESTABILIZADORES

A partir de los perfiles obtenidos en la sección anterior se podrá analizar cada uno de los factores que producen los deslizamientos, proponiendo así las medidas que contribuyan a mejorar su estabilidad.

4.4.1 DESLIZAMIENTO km 64+040

Para este deslizamiento se plantean las siguientes medidas:

- Excavación de material, principalmente de la corona del deslizamiento con lo se disminuyó las fuerzas desestabilizantes, aumentando el FS. Esta medida afectó un camino de tierra que se encuentra en la parte superior del deslizamiento por lo que se deberá cambiar el proyecto vertical del camino.
- Construcción de 4 terrazas de 4 a 6m de altura y con una explanada de 8m. Para la inclinación de los taludes se tomarán las recomendaciones del informe geológico en el que se indican las pendientes más adecuadas según el tipo de material; en este caso serán de 1:1 (H:V).



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Deberán aplicarse cargas que simulen la acción de maquinaria al momento de la construcción de las terrazas y que serán aplicadas sobre las mismas. Estas cargas serán de 1 Ton/m.

- Abatimiento del nivel freático mediante la incorporación de subdrenes de zanja. Con esto se asegurará que no se produzcan la destrucción de la estructura interna de la capa de Arena Arcillosa (SC) tal como se indicó en el Back Analysis. Los detalles de diseño hidráulico se desarrollaron en el Capítulo 3 y el dimensionamiento se lo realizará en la siguiente sección.
- Construcción de cunetas de coronación en la parte superior del deslizamiento que intercepten las aguas de lluvia que se dirijan directamente hacia el deslizamiento. Al igual que en los subdrenes, el diseño se presentó en el capítulo 3 y el dimensionamiento se lo realizará en la siguiente sección.

Luego de realizar estas medidas se obtuvo un nuevo perfil del terreno con el cual se comprobó que se cumplan los siguientes Factores de Seguridad:

Condiciones estáticas: $F.S. \geq 2.0$

Con sismo ($a=0.25g$): $F.S. \geq 1.2$

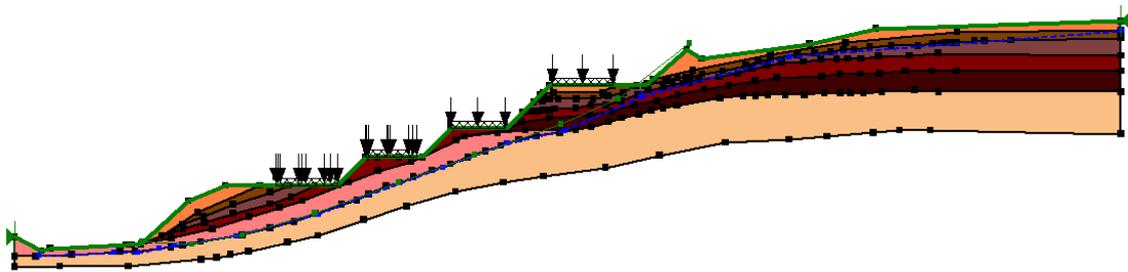


Figura 4.17: Esquema de las soluciones para mejorar la estabilidad del talud.

En la Tabla 4.9 Y 4.10 se pueden apreciar los resultados obtenidos en SLOPE/W.

RESULTADOS DE LA SOLUCIÓN CON LAS CARACTERÍSTICAS DESFAVORABLES DEL SUELO					
Corrida	Descripción	Método Utilizado	Carga Sísmica	Angulo Fricción SC	FS
			Valor g (x)	ϕ (°)	
1	Simulación con el nivel freático causado por los reservorios	Morgestern-Price	0	20	1.689
2	Simulación con el nivel freático abatido mediante la utilización de subdrenes	Morgestern-Price	0	20	2.403
3	Simulación bajo la acción de sismo	Morgestern-Price	0.25	20	1.02



RESULTADOS DE LA SOLUCIÓN CON LAS CARACTERÍSTICAS ACTUALES DEL SUELO					
Corrida	Descripción	Método Utilizado	Carga Sísmica	Angulo Fricción SC	FS
			Valor g (x)	ϕ (°)	
1	Simulación con el nivel freático causado por los reservorios	Morgestern-Price	0	32	1.928
2	Simulación con el nivel freático abatido mediante la utilización de subdrenes	Morgestern-Price	0	32	2.556
3	Simulación bajo la acción de sismo	Morgestern-Price	0.25	32	1.403

Tabla 4.9 Y 4.10: Resultados del análisis en SLOPE/W con las soluciones propuestas.

Como se observa, los F.S. obtenidos cumplen con los mínimos recomendados por lo que las soluciones propuestas son válidas.

4.4.2 DESLIZAMIENTO km 69+240

Para este deslizamiento se plantean las siguientes medidas:

- Excavación de material, principalmente de la corona del deslizamiento con lo se disminuyó las fuerzas desestabilizantes, aumentando el FS. Ya que no existen edificaciones en la zona del deslizamiento que se puedan ver afectadas por estas medidas, el proceso de excavación será más sencillo y el trazado de las bermas se realizará tomando en cuenta la topografía de la zona.
- Construcción de 6 terrazas de 4 a 5m de altura y con una explanada de hasta 10m. Para la inclinación de los taludes se tomarán las recomendaciones del informe geológico en el que se indican las pendientes más adecuadas según el tipo de material; en este caso serán de 1.5:1 (H:V).
- Abatimiento del nivel freático mediante la incorporación de subdrenes de zanja. Con esto se asegurará que no se produzcan la destrucción de la estructura interna de la capa de Arena Arcillosa (SC).
- Rehabilitación de la quebrada que había sido obstruida en la parte media del deslizamiento. Con esto se asegurará que el agua se infiltraba por la zona del deslizamiento siga su cauce natural, además el flujo de agua recolectado por la cuneta de coronación y los subdrenes se conducirá hacia esta quebrada con lo se asegura que no exista infiltraciones en el terreno.
- Construcción de cunetas de coronación en la parte superior del deslizamiento que intercepten las aguas de lluvia que se dirijan directamente hacia el deslizamiento. Al igual que en los subdrenes, el

diseño se presentó en el capítulo 3 y el dimensionamiento se lo realizará en la siguiente sección.

- Restitución de material de mejor calidad en la parte inferior del deslizamiento, al lado izquierdo de la vía. Este material será de tipo granular y se lo colocará en forma de una cuña, en lugar de los escombros que se encuentran actualmente. Debido a que se planea colocar material granular, este material actuará como filtro, de manera de subdrén interceptando el agua de la parte izquierda de la vía.

Aplicando estos criterios se tienen el esquema final del terreno obteniendo así:

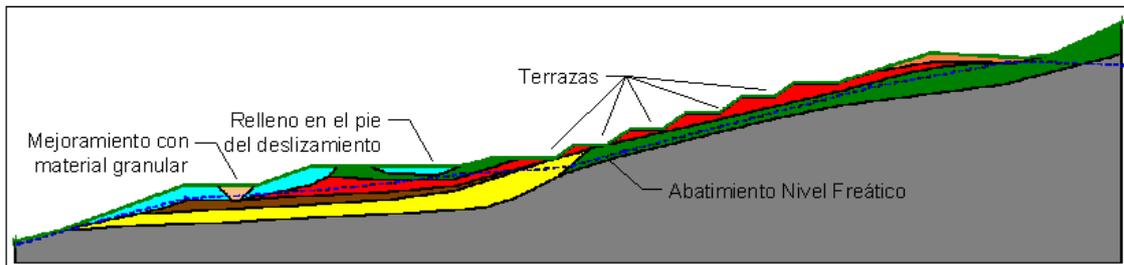


Figura 4.18: Esquema de las soluciones para mejorar la estabilidad del talud.

En la Tabla 4.11 Y 4.12 se pueden apreciar los resultados obtenidos en SLOPE/W.

RESULTADOS DE LA SOLUCIÓN CON LAS CARACTERÍSTICAS DESFAVORABLES DEL SUELO					
Corrida	Descripción	Método Utilizado	Carga Sísmica	Angulo Fricción SC	FS
			Valor g (x)	ϕ (°)	
1	Simulación con terrazas y sin abatimiento del NF	Morgestern-Price	0	22.5	1.000
2	Simulación con terrazas y con abatimiento del NF	Morgestern-Price	0	22.5	1.988
3	Simulación con terrazas y considerando sismo	Morgestern-Price	0.25	22.5	1.350

RESULTADOS DE LA SOLUCIÓN CON LAS CARACTERÍSTICAS ACTUALES DEL SUELO					
Corrida	Descripción	Método Utilizado	Carga Sísmica	Angulo Fricción SC	FS
			Valor g (x)	ϕ (°)	
1	Simulación con terrazas y sin abatimiento del NF	Morgestern-Price	0	22.5	1.180
2	Simulación con terrazas y con abatimiento del NF	Morgestern-Price	0	22.5	2.040
3	Simulación con terrazas y considerando sismo	Morgestern-Price	0.25	22.5	1.351

Tabla 4.11 y 4.12: Resultados del análisis en SLOPE/W con las soluciones propuestas.

Como se puede apreciar, los F.S. obtenidos cumplen con los mínimos recomendados por lo que las soluciones propuestas son válidas.

4.5 DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE DRENAJE Y SUBDRENAJE

4.5.1 CUNETAS DE CORONACIÓN

A partir de los caudales de escorrentía calculados en el Capítulo 2 y de las recomendaciones de diseño descritas en el Capítulo 3, se hallarán las dimensiones de los canales trapezoidales que se ubicarán en la parte superior de los deslizamientos. Para esto se utilizará la fórmula de Manning, considerando un revestimiento de hormigón y pendientes longitudinales a partir de la topografía de la zona.

Los cálculos detallados del diseño hidráulico se presentan en el Anexo 5 mientras que en la Tabla 4.13 se pueden apreciar las dimensiones finales de las cunetas de coronación.

DIMENSIONES FINALES CUNETAS DE CORONACIÓN				
PARÁMETRO	SÍMBOLO	UNIDAD	DESLIZAMIENTO	
			KM 64+040	KM 69+240
Caudal de Diseño:	Q	m ³ /s	0.8	1.20
Pendiente Longitudinal:	S	%	1.0	1.00
Base:	B	m	(H:V)	0.80
Altura:	H	m	0.50	0.60
Pendiente Lados:	(H:V)	-	1:3	1:3
Espesor hormigón:	e	m	0.15	0.15
Superficie libre:	T	m	1.03	1.20
Longitud Total:	L	m	72	0.00

Tabla 4.13: Dimensiones finales de las cunetas de coronación.

En la Fig. 4.20 se indica las dimensiones finales de las cunetas de coronación con sus respectivas recomendaciones de diseño.

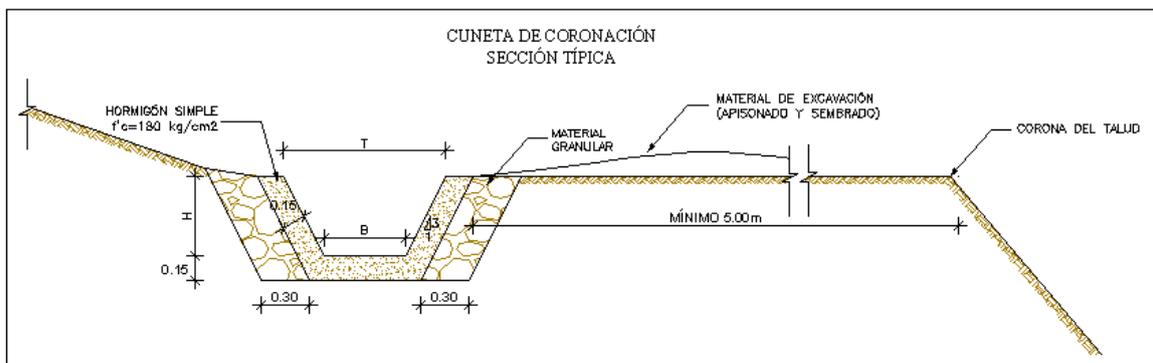


Figura 4.20: Cuneta de coronación para el deslizamiento del km 64+040.

El trazado de la cuneta de coronación para cada deslizamiento se indica en los diseños finales de la siguiente sección.

4.5.2 SUBDRENES DE ZANJA

Para el caso del deslizamiento del km 64+040 se diseñarán 4 subdrenes diferentes, uno para cada terraza, considerando las condiciones de nivel freático más desfavorables, estos niveles se obtuvieron a partir de la simulación en SEEP/W. En tanto que para el deslizamiento del km 69+240 se seguirán los mismos criterios teniendo un total de 6 subdrenes.

En la Figura 4.21, 4.22 y 4.23 se indican la ubicación de los subdrenes para los deslizamientos del km 64+040 y 69+240 respectivamente. En tanto que en las tablas 4.14 y 4.15 se indican las dimensiones finales. Los cálculos hidráulicos se detallan en el Anexo 5.

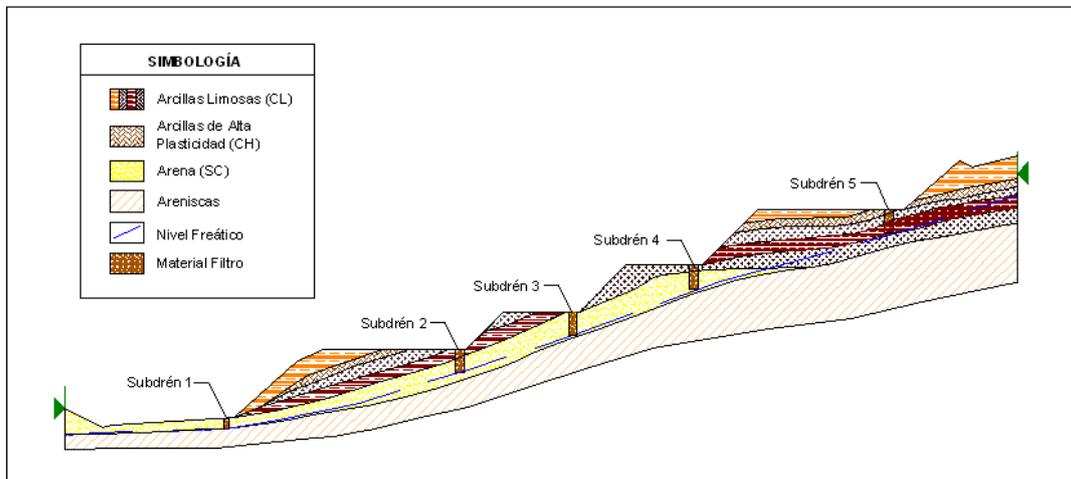
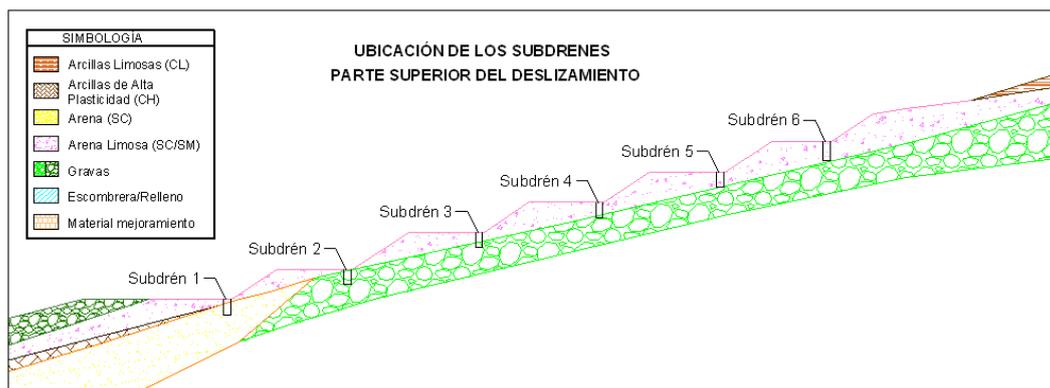


Figura 4.21: Ubicación de los subdrenes.



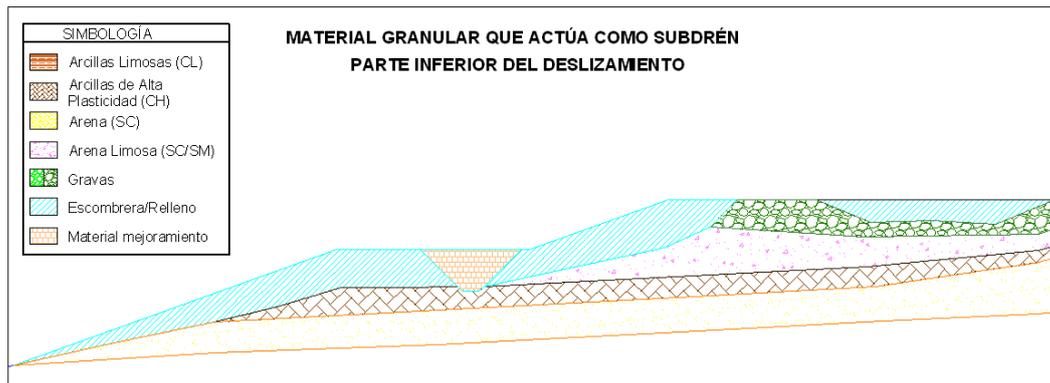


Figura 4.22 y 4.23: Ubicación de los subdrenes.

DIMENSIONES FINALES DE SUBDRENES DE ZANJA PARA EL DESLIZAMIENTO DEL KM 60+040							
PARÁMETRO	UNIDAD	SIMBOLOGÍA	TERRAZA				
			1	2	3	4	5
Caudal Diseño:	Lt/s	Qt	4.5	10.1	4.2	3.0	3.4
Pendiente Longitudinal:	%	S	1	1	1	1	1
Longitud:	m	L	120	110	70	50	50
Profund. Excavación:	m	H	1.0	2.5	2.5	2.5	2.5
Ancho zanja:	m	b	0.6	0.9	0.9	0.9	0.9
Diámetro Tubería (Nomograma):	mm	φ	160	200	160	160	160

Tabla 4.14: Dimensiones de los subdrenes para el deslizamiento en el km 64+040.

DIMENSIONES FINALES DE SUBDRENES DE ZANJA PARA EL DESLIZAMIENTO DEL KM 69+240								
PARÁMETRO	UNIDAD	SIMBOLOGÍA	TERRAZA					
			1	2	3	4	5	6
Caudal Diseño:	Lt/s	Qt	7.6	7.0	6.4	6.4	5.7	4.2
Pendiente Longitudinal:	%	S	1	1	1	1	2	3
Longitud:	m	L	120	110	100	100	90	70
Profund. Excavación:	m	H	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5
Ancho zanja:	m	b	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Diámetro Tubería (Nomograma):	mm	φ	160	160	160	160	160	160

Tabla 4.15: Dimensiones de los subdrenes para el deslizamiento en el km 69+240.

4.5.3 CANALES DE RECOLECCIÓN TIPO CUNETA SOBRE LOS SUBDRENES

Como se explicó en el Capítulo 3, el caudal que no se infiltra en el suelo hacia los subdrenes deberá ser recolectado por canales de recolección tipo cunetas ubicadas en sobre cada subdrén. El diseño y dimensionamiento de estas cunetas se calculará con la ecuación de Manning.

Los canales de recolección se dimensionaron de acuerdo al diseño de los subdrenes, y por facilidad constructiva serán de forma triangular. En el Anexo 5



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

se presenta el diseño hidráulico y en las Tablas 4.16 y 4.17 se indican las dimensiones finales de estos canales.

DIMENSIONES FINALES DE LOS CANALES RECOLECTORES TIPO CUNETASOBRE LOS SUBDRENES DE ZANJA PARA EL DESLIZAMIENTO DEL KM 64+040							
PARÁMETRO	UNIDAD	SIMBOLOGÍA	TERRAZA				
			1	2	3	4	5
Caudal Diseño:	Lt/s	Qt	2.1	3.1	1.0	0.7	1.4
Ancho cunetas:	m	b	0.6	0.9	0.9	0.9	0.9
Altura diseño:	m	h	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

Tabla 4.16: Dimensiones de los canales de recolección en el deslizamiento del km 60+040.

DIMENSIONES FINALES DE LOS CANALES RECOLECTORES TIPO CUNETASOBRE LOS SUBDRENES DE ZANJA PARA EL DESLIZAMIENTO DEL KM 69+240								
PARÁMETRO	UNIDAD	SIMBOLOGÍA	TERRAZA					
			1	2	3	4	5	6
Caudal Diseño:	Lt/s	Qt	2.2	2.0	1.9	1.9	1.7	1.0
Ancho cunetas:	m	b	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Altura diseño:	m	h	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

Tabla 4.17: Dimensiones de los canales de recolección en el deslizamiento del km 69+240.

Ya que los valores de los caudales de infiltración son muy bajos, las dimensiones de los canales también lo serán por lo que se utilizará un solo tipo de canal para todos los subdrenes de ambos sitios inestables. Para el Subdrén No. 1 del deslizamiento en el km 64+040 que se encuentra ubicado al lado derecho de la Vía Léntag – San Francisco no se colocará este tipo canal ya que prevalecerá la cuneta que se colocará en el diseño hidráulico para la vía.

En la Fig. 4.24 y Fig. 4.25 se indican de manera esquemática las dimensiones finales de los subdrenes y de los canales de recolección respectivamente.

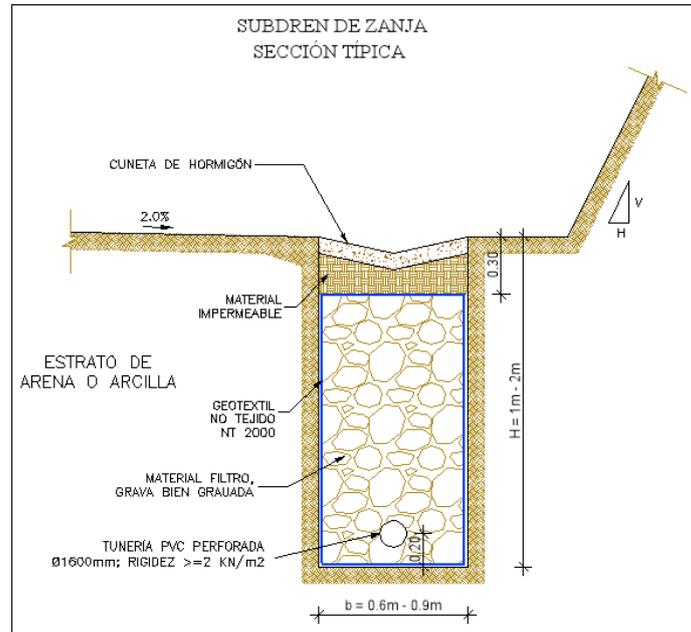


Figura 4.24: Esquema de los subdrenes.

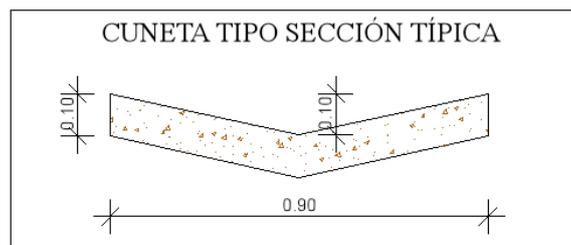


Figura 4.25: Esquema del canal recolector tipo cuneta para los subdrenes.

Como se indica en la Fig. 4.24 los subdrenes se recubrirán con un Geotextil NT 2000 según recomendaciones del MTOP. El material del filtro se lo calculará a partir de la granulometría del suelo que se obtuvo de los estudios de laboratorio de las muestras obtenidas de las perforaciones. Las características de estos materiales se detallan en la Tabla 4.18 y los cálculos en el Anexo 5.

MATERIAL DE FILTRO							
PARÁMETRO	UNIDA D	SIMB.	KM 64+040, TERRAZA		KM 69+240, TERRAZA		
			1, 2, 3, 4	5	1	2	3, 4, 5, 6
Tipo de Suelo:	-	-	Arena Arcillosa	Arcilla Limosa	Arena Arcillosa	Grava	Arena Limosa
Características Filtro:	mm	D85f	3	1.5	3.0	4.0	3.0
	mm	D50f	1.8	0.8	1.8	2.5	1.8
	mm	D15f	1.2	0.4	1.2	2.0	1.2
	cm/s	k	0.06	0.006	0.06	0.06	0.06
Permeabilidad Geotextil (cm/s):	cm/s	k (geot.)	0.01	0.001	0.01	0.01	0.01

Tabla 4.18: Características del material de filtro.



4.5.4 RÁPIDAS CON RUGOSIDAD ARTIFICIAL

En el deslizamiento del km 64+040, se tienen dos quebradas ubicadas cerca del proyecto, una ubicada a más de 500m de la zona del deslizamiento mientras que la otra se ubica a 70m, es por esto que el flujo proveniente de la cuneta de coronación y de los canales de recolección sobre los subdrenes se conducirá hacia esta quebrada, sin embargo para poder conducir el agua hacia esta quebrada de forma directa, el terreno presenta una gran pendiente por lo que se será necesario construir una rápida con rugosidad artificial. Este problema no se da en el deslizamiento del km 69+240 ya que la quebrada donde se descargará el flujo recolectado de las obras hidráulicas se descargará de manera inmediata en la quebrada que recorre el deslizamiento ubicada en la zona izquierda.

Siguiendo las recomendaciones con respecto al tipo de rugosidad que se detallaron en el Capítulo 3 se tendrá el dimensionamiento final de estos canales como se indica en la Tabla 4.19.

DIMENSIONES CANALES CON RUGOSIDAD ARTIFICIAL				
PARÁMETRO	UNIDAD	SÍMBOLO	Alternativa	
			1	2
Base del canal:	m	b	0.5	0.5
Pendiente Longitudinal:	-	So:	0.24	0.24
Altura del canal:	m	H	0.50	0.50
Longitud:	m	L	70	20
Tipo de Rugosidad:	-	-	Barras Cortadas	Dados
Altura de la rugosidad:	m	σ :	0.05	0.06
Distancia entre rugosidades:	m	d	0.4	0.48

Tabla 4.19: Dimensiones de los canales de rugosidad artificial.

Se han escogido dimensiones adecuadas tanto para el canal como para los elementos de rugosidad tomando en cuenta aspectos económicos así como la facilidad constructiva, es por esto que se han optado por las barras cortadas con las que se obtienen velocidades aceptables y se asegura una adecuada conducción del agua hacia la quebrada. En la Figura 4.26 se indica de manera esquemática las dimensiones de los canales con rugosidad artificial.

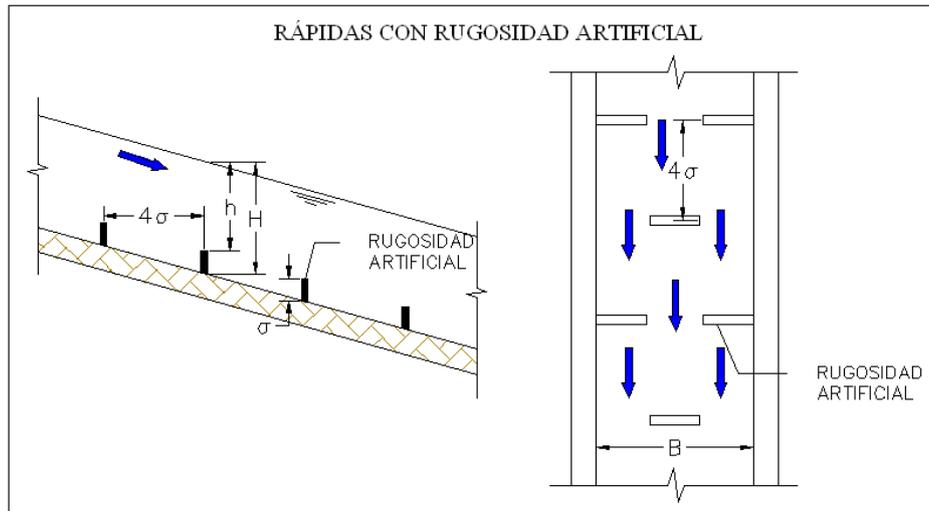


Figura 4.26: Rápidas con rugosidad artificial del deslizamiento del km 64+040.

Se deberá realizar una obra de disipación de energía para la descarga hacia la quebrada. Una de las opciones es el uso de un colchón reno como se indica en la Figura 4.27.

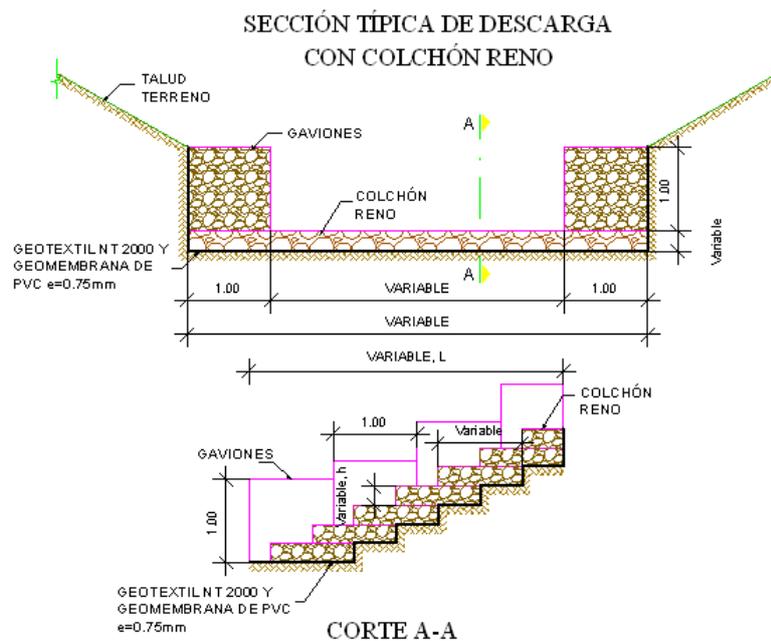


Figura 4.27: Colchón reno para la disipación de energía.

4.6 DISEÑO DE LA ESTABILIZACIÓN

Incorporando los subdrenes, cunetas de coronación, rápidas y demás elementos de drenaje que se aplicarán para asegurar la estabilidad de los deslizamientos se tendrán los siguientes diseños finales:

4.6.1 DESLIZAMIENTO km 64+040

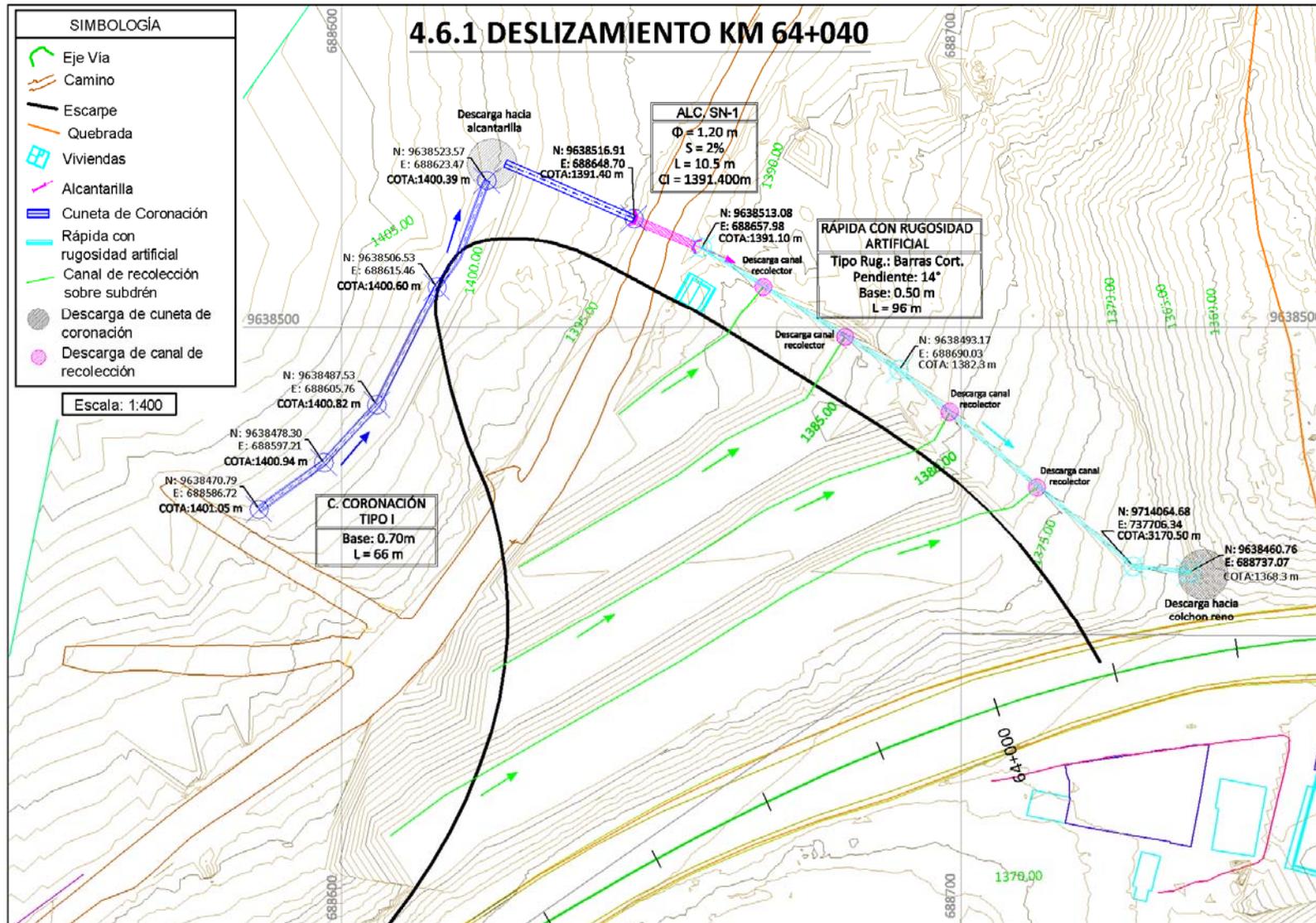


Figura 4.28: Esquema de las obras de drenaje para el deslizamiento del km 64+040.

4.6.2 DESLIZAMIENTO km 69+240

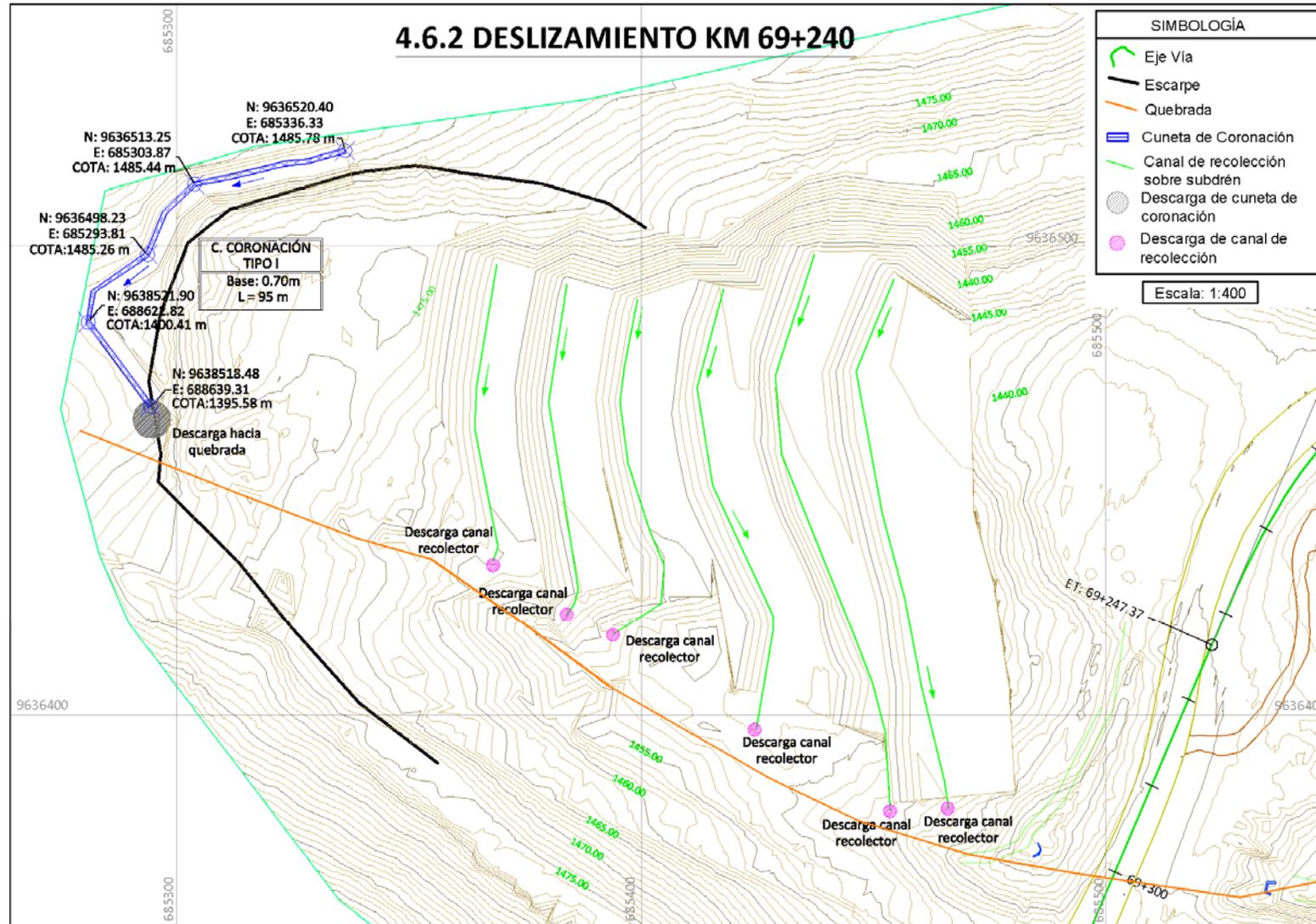


Figura 4.29: Esquema de las obras de drenaje para el deslizamiento del km 69+240.



CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El deslizamiento en el km 64+040 es un deslizamiento activo de alta peligrosidad que puede aumentar sus dimensiones hasta convertirse en un macro deslizamiento. En el paquete estratigráfico existente arcillas color chocolate que cuando están húmedas se vuelven muy plásticas y cuando se secan se fracturan con facilidad; también se presenta hacia la parte media un conglomerado con matriz areno arcillosa. Este conjunto tiene características geo-mecánicas pobres debido a la saturación del estrato
- En el deslizamiento del km 69+240 los escarpes antiguos pueden indicar que esta zona inestable es producto de un antiguo deslizamiento, cuya masa deslizada actualmente se ha activado por la acción del agua.
- La baja permeabilidad de las arcillas existentes no permite su rápida filtración y forman zonas de acumulación (humedales) produciendo el aumento de la densidad del material y un continuo, pero lento movimiento.
- En el paquete estratigráfico existente hay la presencia de arcillas muy plásticas cuando están húmedas y muy fracturadas cuando están secas, lo que genera esfuerzos en la masa.
- A pesar de que ya se han tomado acciones correctivas para mitigar el movimiento como es el secar algunos reservorios ubicados en la zona superior de la zona de falla, deberán tomarse medidas más severas debido a la gran susceptibilidad de este deslizamiento.
- Entre estas medidas se contempla el Implementar un Sistema Integral de Manejo de Aguas, donde se pueda controlar y tecnificar su uso, diseñando sistemas seguros de captación, conducción y distribución.
- Otra de las medidas adicionales sería la siembra de árboles y vegetación adecuada de la zona con lo que se controlaría la erosión en las bermas así como también ayudarían a controlar los flujos de agua.
- Gracias a la implementación de cunetas de coronación, subdrenes y demás obras de conducción del agua se tendrá un control permanente de los flujos a fin de que la misma circule por el deslizamiento y no se infiltre en exceso.
- Para poder controlar de manera adecuada el flujo de agua se han planeado los siguientes sistemas de drenaje:



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Deslizamiento en el km 64+040:

- Una cuneta de coronación ubicada en la parte superior del deslizamiento con lo que se interceptará el agua lluvia proveniente del área de aporte que influye en el deslizamiento.
- 5 subdrenes que se ubicarán cada uno en el pie de cada terraza con lo que se abatirá y controlará el nivel freático. Sobre estos subdrenes se colocarán canales de recolección tipo cuneta para conducir el agua de las explanaciones de las terrazas.
- Una rápida con rugosidad artificial tipo barras cortadas donde se descargarán los caudales provenientes de la cuneta de coronación, los canales recolectores y los subdrenes. Para la descarga de esta rápida se colocará un colcho tipo reno según recomendaciones del MTOP.

Deslizamiento en el km 69+240:

- Una cuneta de coronación ubicada en la parte superior del deslizamiento con lo que se interceptará el agua lluvia proveniente del área de aporte que influye en el deslizamiento, esta cuneta descargará directamente en la quebrada ubicada en el sector izquierdo del sitio inestable.
 - 6 subdrenes que se ubicarán cada uno en el pie de cada terraza con lo que se abatirá y controlará el nivel freático. Sobre estos subdrenes se colocarán canales de recolección tipo cuneta para conducir el agua de las explanaciones de las terrazas. De la misma manera que para la cuneta de coronación, estos canales de recolección y subdrenes descargarán en la quebrada del lado izquierdo del sitio inestable.
- Los caudales recolectados por estas obras de drenaje calculados son:

CAUDALES DE DISEÑO		
OBRA HIDRÁULICA	CAUDAL (m ³ /s)	
	KM 64+040	KM 69+240
Cuneta de coronación	0.80	1.20
Subdrén (qmáx)	0.0101	0.0076
Canal de recolección (qmáx)	0.0031	0.0022
Rápida con rugosidad artificial	0.85	-

- Cabe recalcar que estas obras hidráulicas se han diseñado para los casos más desfavorables de lluvias en épocas invernales, así como de



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

flujos de nivel freático causado por la posible construcción de nuevos reservorios, en el caso del deslizamiento en el km 64+040, o la reutilización de los existentes suponiendo incluso la ruptura de la impermeabilización de los mismos.

- Se debe eliminar los canales de riego construidos por los moradores del sector, debido a que no presenta las condiciones técnicas favorables para la estabilización del talud y por ende del proyecto vial.
- Una de las alternativas a las cunetas de coronación y a los canales de conducción de hormigón que se han empleado en estos estudios, es la construcción de cunetas flexible o biocunetas las cuales consisten en canales de conducción cubiertos con una geomembrana en la cual se colocan vegetación para su protección. La utilización de uno u otro tipo de cuneta dependerá del estado morfodinámico del terreno, ya que hasta la estabilización definitiva de los taludes se pueden seguir presentando movimientos que afectarían en mayor medida a las cunetas rígidas de hormigón antes que a las cunetas flexibles que se podrían resistir dichos movimientos sin sufrir procesos de infiltración como son los agrietamientos en el caso de cunetas de hormigón.
- El movimiento de tierra se llevará a cabo con maquinaria apropiada, de tal manera que se construyan terrazas o bermas de pendiente moderadamente escarpada del -2% (transversal) y con una inclinación de talud correspondiente al Sitio analizado según fuera lo requerido.
- Se deberá mantener un control y monitoreo permanente del deslizamiento, para lo cual se deberán colocar inclinómetros e hitos de control topográfico.

BIBLIOGRAFÍA

- CRISTIÁN COELLO MSc., Apuntes de Clase Módulo 3: Sistemas de Drenaje para Carreteras – Universidad de Cuenca 2012.
- JAVIER SÁNCHEZ S., Hidrología Superficial, Dpto. Geología – Universidad de Salamanca.
- ING. LUIS RODRIGUES FIALLOS, Estudio de Lluvias Intensas, Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, Quito-Ecuador 1999.
- JAIME SUAREZ, Deslizamientos: Técnicas de Remediación.
- SVIATOSLAV KROCHIN, Diseño Hidráulico, 1978.
- LUZ AMPARO, Sistemas de Drenaje con Geodrén.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

- GEO-SLOPE International Ltd., Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version, Tercera Edición, Marzo 2008.
- GEO-SLOPE International Ltd, Seepage modeling with SEEP/W 2007 Version, Tercera Edición, Marzo 2008.



CAPÍTULO 6: ANEXOS

ANEXO 1: DATOS DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS, SANTA ISABEL

DATOS DE PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS, SANTA ISABEL					
# AÑO	AÑO	PRECIPITACIÓN (mm)	# AÑO	AÑO	PRECIPITACIÓN (mm)
1	1968	19.9	23	1990	61
2	1969	35.6	24	1991	20.2
3	1970	31.4	25	1992	30.8
4	1971	33.7	26	1993	33.2
5	1972	41	27	1994	32.1
6	1973	38.6	28	1995	22.5
7	1974		29	1996	40.2
8	1975	20.8	30	1997	32
9	1976	28.1	31	1998	55.2
10	1977	20.2	32	1999	50.5
11	1978	22.4	33	2000	27.6
12	1979	12.6	34	2001	42
13	1980	18.2	35	2002	22.3
14	1981	20.7	36	2003	27.3
15	1982	36.4	37	2004	
16	1983	26.9	38	2005	38
17	1984	38.9	39	2006	39.9
18	1985	20.7	40	2007	47.8
19	1986	30.8	41	2008	30.8
20	1987	31	42	2009	23.5
21	1988	28.6	43	2010	17.7
22	1989	46.8	44	2011	21.1

Los datos fueron obtenidos de los Anuarios del INAMHI.



ANEXO 2: ANÁLISIS DE GUMBEL PARA OBTENER LAS PROYECCIONES DE LOS CAUDALES MÁXIMOS

Es la distribución de probabilidad más utilizada en hidrología, se emplea para el análisis de valores extremos siendo diseñada especialmente para series anuales. Para su cálculo se aplica las siguientes expresiones:

$$x = u - \alpha [-\ln (F(x))]$$

$$F(x) = 1 - 1/T(x)$$

Donde: F(x): Función de probabilidad.
T(x): Periodo de retorno para la intensidad (x).

Aplicando la función de probabilidad de valor extremo tipo 1 cuando K=1.

$$y = \frac{x - u}{\alpha}$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}s}{\pi}$$

$$u = \bar{x} - 0.5772\alpha$$

Donde: u: Parámetro de ubicación (moda).
 α : Parámetro de escala.
s: Desviación estándar.

ANEXO 3: MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE GENERAL

Para modelar los posibles deslizamientos de masas se utilizan los Métodos de Equilibrio Límite General (ELG), que básicamente consisten en equilibrar el polígono de fuerzas que actúan en cada dovela de la masa de suelo inestable. Las fuerzas normales y de corte actúan tanto en la base como en los lados de las dovelas. La diferencia entre los diferentes métodos de análisis de equilibrio límite radica en a) cuales son las ecuaciones de estática que están incluidas y satisfechas, b) Cuales son las fuerzas entre dovelas incluidas en el análisis, y c) cuál es la relación asumida entre las fuerzas de corte y fuerzas normales de las dovelas.

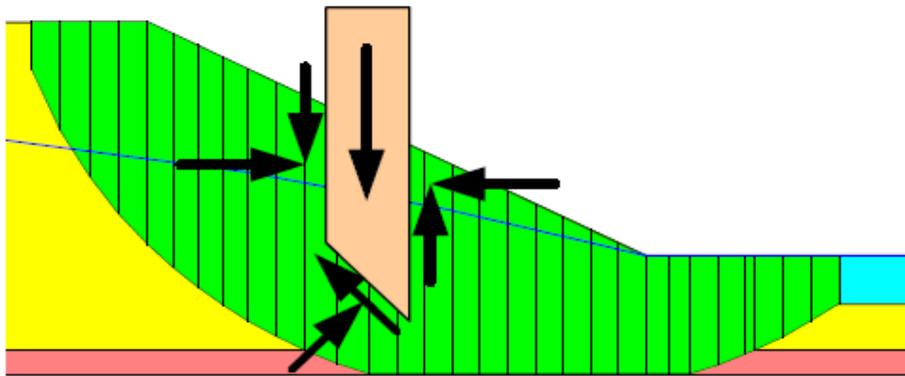


Figura A.1: Fuerzas que actúan en una dovela en cualquier método de equilibrio límite

La ecuación del factor de seguridad con respecto al momento de equilibrio (F_m) es la siguiente:

$$F_m = \frac{\sum(c' \cdot \beta \cdot R + (N - u \cdot \beta) \cdot R \cdot \tan \phi')}{\sum W \cdot \alpha - \sum N \cdot f + \sum D \cdot d}$$

La ecuación del factor de seguridad con respecto a la fuerza horizontal de equilibrio (F_f) es la siguiente:

$$F_f = \frac{\sum(c' \cdot \beta \cdot \cos \alpha + (N - u \cdot \beta) \cdot \tan \phi' \cdot \cos \alpha)}{\sum N \cdot \sin \alpha - \sum D \cdot \cos \omega}$$

Los términos que estas dos ecuaciones utilizan son los siguientes:

c' = cohesión efectiva

ϕ = ángulo de fricción efectivo

u = presión de poros

N = fuerza normal en la base de la dovela

W = peso de la dovela

D = carga puntual concentrada



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

$\beta, R, x, f, d, w =$ *parámetros geométricos*

$\alpha =$ *inclinación de la base de la dovela*

Existen otros términos en las ecuaciones de factor de seguridad, pero no son necesarios para explicar los principios de los métodos de equilibrio límite.

El método de Fellenius fue el primer método desarrollado y éste ignora las fuerzas tanto de corte como normales entre dovelas y solo equilibra los momentos. Esta gran asunción hizo posible calcular las estabildades de taludes de un círculo de falla a mano, lo que fue de gran ayuda en su momento ya que no estaban disponibles aún las computadoras. Bishop (1955) incluyó en sus análisis las fuerzas normales en cada dovela, pero no considera en su análisis las fuerzas de corte entre las dovelas, por lo que este método solo equilibra los momentos (como el método de Fellenius). Lo interesante del método de Bishop es que al incluir las fuerzas normales en las dovelas, la ecuación del factor de seguridad se convirtió en no lineal y se tiene que utilizar un procedimiento iterativo para llegar a la solución. En resumen, cada método trata de manera diferente las fuerzas cortantes que actúan entre las dovelas, por lo que los valores de las fuerzas normales a las bases de las dovelas son diferentes para cada método de análisis utilizado.

La Tabla 1 indica los principales métodos de equilibrio general disponibles de análisis y cuáles son las ecuaciones de la estática que satisface cada método.

Método	Momento de Equilibrio	Fuerza de Equilibrio
<i>Fellenius</i>	<i>Si</i>	<i>No</i>
<i>Bishop Simplificado</i>	<i>Si</i>	<i>No</i>
<i>Jambu Simplificado</i>	<i>No</i>	<i>Si</i>
<i>Spencer</i>	<i>Si</i>	<i>Si</i>
<i>Morgenstern - Price</i>	<i>Si</i>	<i>Si</i>

Tabla 2: Principales Métodos de Equilibrio límite

Los métodos de Equilibrio Límite General (ELG) están dados por la ecuación (1) propuesta por Morgenstern y Price (1965):

$$X = E \cdot \lambda \cdot f(x)$$

Donde:

$f(x) =$ *una función*

$\lambda =$ *el porcentaje (en forma decimal) de la función utilizada*

$E =$ *la fuerza normal que actúa entre las dovelas*

$X =$ *La fuerza cortante que actúa entre las dovelas*

La figura A.2 muestra una típica función de medio seno. La curva superior en la figura es la función especificada, mientras que la curva inferior es la función utilizada. La razón entre las dos curvas representa lambda (λ). El valor de lambda (λ) en esta figura es de 0.43. En la dovela 20, $f(x) = 0.89$. Si, por



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

ejemplo, $E = 200 \text{ kN}$, entonces $X = E \cdot \lambda \cdot f(x) = 200 \cdot 0.43 \cdot 0.89 = 76.54 \text{ kN}$.
 $\text{Arc tan } (76.54/100) = 20.94^\circ$. Esto significa que la fuerza resultante entre las dovelas está inclinada 20.94° con respecto a la horizontal en la dovela 20. El diseñador debe escoger la función que modele el comportamiento de las fuerzas entre las dovelas.

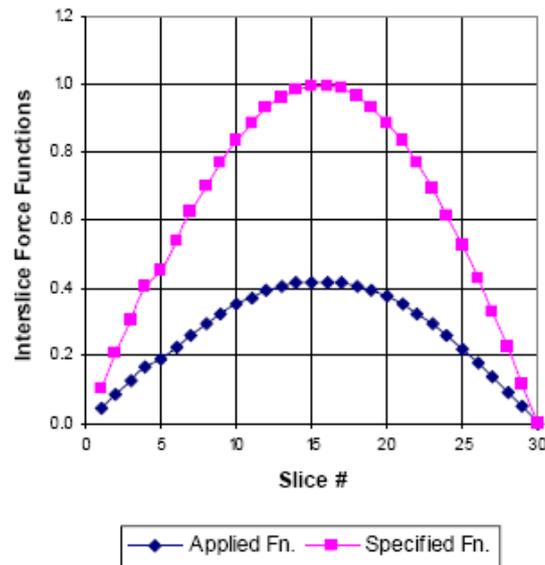


Figura A.2: Función medio seno para fuerzas entre dovelas

La función de medio seno tiende a concentrar las fuerzas cortantes que actúan en las dovelas hacia la mitad de la masa en análisis disminuyendo así las fuerzas de corte en las dovelas tanto en la cresta como en el pie de la masa analizada. Sólo el método de Morgenstern – Price y los métodos de Equilibrio Límite General permiten al diseñador especificar la función de interacción entre las dovelas a utilizar. Algunas de las funciones disponibles son la constante, trapezoidal y de puntos especificados. El análisis de Morgenstern – Price o un análisis de ELG con una función constante es lo mismo que un análisis con el método de Spencer.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

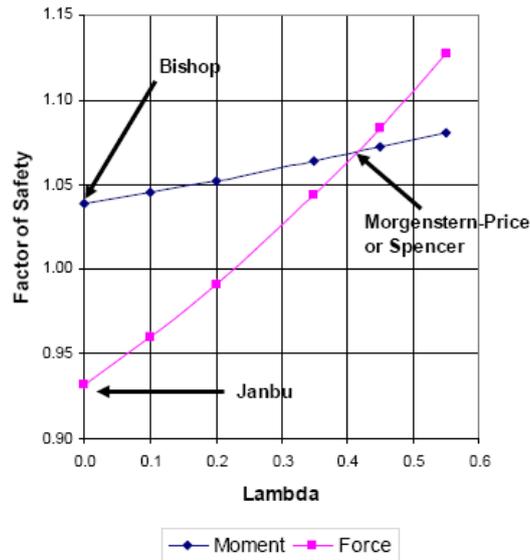


Figura A.3: Factor de Seguridad vs. λ para distintos métodos de equilibrio límite

Para el análisis de estabilidad de taludes se utilizó el método de equilibrio límite de Morgenstern – Price que considera en el análisis tanto los momentos como las fuerzas normales entre las dovelas, satisface los momentos y las fuerzas de equilibrio, y se utilizó la función de medio seno.



UNIVERSIDAD DE CUENCA
Fundada en 1867

ANEXO 4: PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE LOS ESTRATOS DE SUELO

CARACTERÍSTICAS GEOMECÁNICAS DEL DESLIZAMIENTO EN EL KM. 64+040

PERFORACIÓN 11											
Profundidad (m)	Descripción del material	Estratigrafía	Clasificación	γ		qu		Cu		N	φ (°)
			SUCS	(Tn/m)	(kN/m)	(kg/cm ²)	(kN/m ²)	(kg/cm ²)	(kN/m ²)		
0	Arena arcillosa con grava de compacidad media de color café		CL	1.61	15.794	1.61	157.78	0.805	78.89		
2.5	Arcilla de alta plasticidad de color gris		CH	1.38	13.567	0.53	51.94	0.265	25.97		
3.5	Arcilla de baja plasticidad de consistencia muy dura de color gris		CL	1.45	14.195	2.73	267.54	1.365	133.77		9
4.5	Arcilla de baja plasticidad de consistencia muy dura de color gris		CL	1.38	13.567	0.53	51.94	0.265	25.97		
6.5	Arcilla de baja plasticidad de consistencia muy dura de color gris		CL			>4		2	196.00	46	>1 4
7.25	Arena limosa, de compacidad muy densa de color café oscuro		SM							>5 0	35
12.5	Brecha volcánica poco meteorizada RQD = 90%		Roca							>5 0	



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

PERFORACIÓN 12											
Depth1	Descripción del material		SUCS	γ		qu		Cu		N	φ
(m)				(Tn/m)	(kN/m)	(kg/cm ²)	(kN/m ²)	(kg/cm ²)	(Tn/m)		
0	Arena arcillosa con grava, de compactación media de color café		SC	1.88	18.423	3.32	325.36	1.66		16	32
1	Arena limosa bien gradada con grava, de compactación muy densa de color café oscuro		SW-SM							>5 0	35
3 3.25	Brecha volcánica poco meteorizada RQD=90%		Roca							>5 0	

CARACTERÍSTICAS GEOMECÁNICAS DEL DESLIZAMIENTO EN EL KM. 69+240

PERFORACIÓN 15											
Profundidad	Descripción del material	Estratigrafía	Clasificación	γ		qu		Cu		N	φ
			n	(Tn/m)	(kN/m)	(kg/cm ²)	(kN/m ²)	(kg/cm ²)	(Tn/m)		
0	Arena arcillosa, compactación relativa suelta a media de color café y blanquecino		SC	1.80	17.658					8	29
3	Arena limosa, compactación relativa media de color café		SM	1.80	17.658					11	31
4	Arena mal gradada con limo, compactación relativa media de color café algo rojizo		SP	1.80	17.658					18	37
7	Grava bien gradada, compactación		GW	1.80	17.658					25	39



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

	relativa densa de color café verdoso										
9	Roca brechosa		Roca								>5 0
10											

PERFORACIÓN 16											
Profundidad (m)	Descripción del material		SUCS	γ		qu		Cu		N	φ
				(Tn/m)	(kN/m)	(kg/cm ²)	(kN/m ²)	(kg/cm ²)	(Tn/m)		
0	Grava arcillosa, compacidad relativa suelta de color café		GC	1.80	17.658					6	27. 5
			SC								
3	Arcilla de alta plasticidad, consistencia dura de color café		CH	1.6	15.696	1.7	166.60	0.85	83.30	13	
4	Arena arcillosa, compacidad relativa media de color café		SC	1.8	17.658					14	33
5	Grava arcillosa, compacidad relativa media de color café rojizo		GC	1.80	17.658	2.6	254.80	1.3	127.40	18	
7	Arena arcillosa, compacidad relativa densa a muy densa de color café rojizo		SC	1.80	17.658					40	37
9 10	Arena arcillosa, compacidad relativa densa a muy densa de color café rojizo		SC							>5 0	42



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

PERFORACIÓN 17											
Profundidad (m)	Descripción del material	Estratigrafía	Clasificació n	γ		qu		Cu		N	φ (°)
			SUCS	(Tn/m)	(kN/m)	(kg/cm ²)	(kN/m ²)	(kg/cm ²)	(Tn/m)		
0	Grava arcillosa de compacidad relativa muy suelta de color café grisáceo		GC	1.60	15.696					3	
2	Arcilla de alta plasticidad de consistencia dura de color café verdoso		CH	1.60	15.696	1.72	168.56	0.86	84.28		
3	Arena arcillosa de compacidad relativa suelta de color café verdoso		SC	1.80	17.658					5	27
4	Arcilla de alta plasticidad de consistencia media de color café verdoso		CH	1.60	15.696	1.00	98.00	0.5	49.00	7	
5	Arcilla de baja plasticidad de consistencia blanda de color café verdoso		CL	1.60	15.696	0.70	68.60	0.35	34.30	5	
6	Arena arcillosa de compacidad relativa media de color café verdoso		SC	1.80	17.658					9	30
8	Arcilla de baja plasticidad de consistencia media de color café		CL	1.60	15.696	1.00	98.00	0.5	49.00	7	
9	Arena arcillosa de compacidad relativa media a densa de color café verdoso		SC	1.80	17.658					22	33
13	Arena limosa de compacidad relativa muy densa de color café		SM	1.60	15.696					50	40
14	Brecha de roca		Roca							>5 0	



ANEXO 5: DISEÑOS HIDRÁULICOS DE LOS ELEMENTOS DE DRENAJE

CUNETAS DE CORONACIÓN

DISEÑO HIDRÁULICO CUNETA DE CORONACIÓN KM 64+040			
Caudal	Q	0.8	m ³ /s
N Manning (hormigón)	n	0.014	
Pendiente Lados (H:V)	m	0.33	
Pend. Longitudinal	So	0.01	%
Base	B	0.70	m
Área	A	0.32	m ²
Perímetro	P	1.51	m
Altura Flujo	y	0.38	m
Altura Libre	S	0.15	m
Altura Tomada	H	0.50	m

Tabla A.1: Diseño hidráulico de la cuneta de coronación para el deslizamiento del km 64+040.

DISEÑO HIDRÁULICO CUNETA DE CORONACIÓN KM 69+240			
Caudal	Q	1.2	m ³ /s
N Manning (hormigón)	n	0.014	
Pendiente Lados (H:V)	m	0.33	
Pend. Longitudinal	So	0.01	%
Base	B	0.80	m
Área	A	0.43	m ²
Perímetro	P	1.75	m
Altura Flujo	y	0.45	m
Altura Libre	S	0.15	m
Altura Tomada	H	0.60	m

Tabla A.2: Diseño hidráulico de la cuneta de coronación para el deslizamiento del km 69+240.

SUBDRENES DE ZANJA

DISEÑO HIDRÁULICO DE SUBDRENES DE ZANJA PARA EL DESLIZAMIENTO DEL KM 64+040							
PARÁMETRO	UNIDAD	SIMBOLOGÍA	TERRAZA				
			1	2	3	4	5
Pendiente Longitudinal:	%	S	1	1	1	1	1
Longitud:	m	L	120	110	70	50	50



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

	cm		12000	11000	7000	5000	5000
NF a partir del nivel:	cm	Nf	0	0	0	0	-200
Profund. Excavación (H):	cm	Nd	100	250	250	250	250
Tipo de Suelo:	-	-	Arena Arcillosa	Arena Arcillosa	Arena Arcillosa	Arena Arcillosa	Arcilla Limosa
Explanada Terraza:	cm	B	1300	1500	800	800	1500
Explanada para el grad. hidr.:	cm	b	650	750	400	400	750
Factor de Retención:	-	Fr	0.25	0.45	0.45	0.45	0.38
Factor Infiltración:	-	Fi	0.67	0.75	0.75	0.75	0.7
Precipitación máxima Anual:	mm/h	IR	59.4	59.4	59.4	59.4	59.4
	cm/s	IR	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
Caudal infiltración:	cm ³ /s	Qinf	4311.5	9188.4	3118.5	2227.5	3291.8
	Lt/s		4.3	9.2	3.1	2.2	3.3
Gradiente Hidráulico:	-	i	0.154	0.333	0.625	0.625	0.600
Área Efectiva:	-	Ao	1200000	2750000	1750000	1250000	2250000
Permeabilidad :	cm/s	k	1.00E-03	1.00E-03	1.00E-03	1.00E-03	1.00E-04
Caudal Nivel Freático:	cm ³ /s	Qnf	184.6	916.7	1093.8	781.3	135.0
	Lt/s		0.2	0.9	1.1	0.8	0.1
Caudal Total:	cm ³ /s	Qt	4496.1	10105.1	4212.3	3008.8	3426.8
	Lt/s		4.5	10.1	4.2	3.0	3.4
Pendiente Longitudinal:	%	P	1.0%	1.0%	1.0%	1.0%	1.0%
Diámetro Tubería (Nomograma):	mm	φ	160	200	160	160	160

Tabla A.3: Dimensionamiento de los subdrenes para el deslizamiento en el km 64+040.

DISEÑO DE SUBDRENES DE ZANJA PARA EL DESLIZAMIENTO DEL KM 69+240								
PARÁMETRO	UNIDAD	SIMBOLOGÍA	TERRAZA					
			1	2	3	4	5	6
Pendiente Longitudinal:	%	S	1	1	1	1	1	1
Longitud:	m	L	120	110	100	100	90	70
	cm		12000	11000	10000	10000	9000	7000
NF a partir del nivel:	cm	Nf	0	0	0	0	0	0
Profund. Excavación (H):	cm	Nd	200	200	200	200	200	250
Tipo de Suelo:	-	-	Arena Arcillosa	Grava Arcillosa	Arena Arcillosa	Arcilla Limosa	Arena Arcillosa	Arena Arcillosa
Explanada Terraza:	cm	B	1000	1000	1000	1000	1000	800
Explanada para el	cm	b	500	500	500	500	500	400



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

grad. hydr.:								
Factor de Retención:	-	Fr	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Factor Infiltración:	-	Fi	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Precipitación máxima Anual:	mm/h	IR	59.4	59.4	59.4	59.4	59.4	59.4
	cm/s	IR	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
Caudal infiltración:	cm ³ /s	Qinf	6682.5	6125.6	5568.8	5568.8	5011.9	3118.5
	Lt/s		6.7	6.1	5.6	5.6	5.0	3.1
Gradiente Hidráulico:	-	i	0.400	0.400	0.400	0.400	0.400	0.625
Área Efectiva:	-	Ao	240000 0	220000 0	200000 0	200000 0	180000 0	175000 0
Permeabilidad :	cm/s	k	1.00E-03	1.00E-03	1.00E-03	1.00E-03	1.00E-03	1.00E-03
Caudal Nivel Freático:	cm ³ /s	Qnf	960.0	880.0	800.0	800.0	720.0	1093.8
	Lt/s		1.0	0.9	0.8	0.8	0.7	1.1
Caudal Total:	cm ³ /s	Qt	7642.5	7005.6	6368.8	6368.8	5731.9	4212.3
	Lt/s		7.6	7.0	6.4	6.4	5.7	4.2
Pendiente Longitudinal:	%	P	1.0%	1.0%	1.0%	1.0%	1.0%	1.0%
Diámetro Tubería (Nomograma):	mm	φ	160	160	160	160	160	160

Tabla A.4: Diseño hidráulico de los subdrenes para el deslizamiento del km 69+240.

CANALES DE RECOLECCIÓN TIPO CUNETETA SOBRE LOS SUBDRENEOS

DISEÑO HIDRÁULICO DE LOS CANALES DE RECOLECCIÓN SOBRE LOS SUBDRENEOS PARA EL DESLIZAMIENTO DEL KM 64+040							
PARÁMETRO	UNIDAD	SIMBOLOGÍA	TERRAZA				
			1	2	3	4	5
Pendiente Longitudinal:	%	S	1	1	1	1	1
Longitud:	m	L	120	110	70	50	50
	cm		12000	11000	7000	5000	5000
NF a partir del nivel:	cm	Nf	0	0	0	0	-200
Profund. Excavación (H):	cm	Nd	100	250	250	250	250
Tipo de Suelo:	-	-	Arena Arcillosa	Arena Arcillosa	Arena Arcillosa	Arena Arcillosa	Arcilla Limosa
Explanada Terraza:	cm	B	1300	1500	800	800	1500
Factor de Retención:	-	Fr	0.25	0.45	0.45	0.45	0.38
Factor Infiltración subdrenes:	-	Fi	0.67	0.75	0.75	0.75	0.7
Factor Infiltración	-	Fic	0.33	0.25	0.25	0.25	0.3



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

cunetas:								
Precipitación máxima Anual:	mm/h	IR	59.4	59.4	59.4	59.4	59.4	59.4
	cm/s	IR	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
Caudal Cunetas:	cm ³ /s	Qinf	2123.6	3062.8	1039.5	742.5	1410.8	
	Lt/s		2.1	3.1	1.0	0.7	1.4	
Inclinación Lateral:	1	H:V	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
n (Manning):	-	n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014
Pendiente Long.:	%	S	1	1	1	2	1	
Área:	m ²	A	0.010	0.016	0.012	0.002	0.014	
Perímetro Mojado:	m	Pm	0.443	0.547	0.466	0.203	0.523	
Radio Hidráulico:	m	R	0.023	0.029	0.025	0.011	0.028	
Altura Agua:	m	y	0.048	0.059	0.051	0.022	0.057	
Ancho cuneta:	m	b	0.6	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Altura diseño:	m	h	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

Tabla A.5: Diseño hidráulico de los canales de recolección sobre subdrenes para el deslizamiento del km 64+040.

DISEÑO HIDRÁULICO DE LOS CANALES DE RECOLECCIÓN SOBRE LOS SUBDRENS PARA EL DESLIZAMIENTO DEL KM 69+240								
PARÁMETRO	UNIDAD	SIMBOLOGÍA	TERRAZA					
			1	2	3	4	5	6
Pendiente Longitudinal:	%	S	1	1	1	1	1	1
Longitud:	m	L	120	110	100	100	90	70
	cm		12000	11000	10000	10000	9000	7000
NF a partir del nivel:	cm	Nf	0	0	0	0	0	0
Profund. Excavación (H):	cm	Nd	200	200	200	200	200	250
Tipo de Suelo:	-	-	Arena Arcillosa					
Explanada Terraza:	cm	B	1000	1000	1000	1000	1000	800
Factor de Retención:	-	Fr	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
Factor Infiltración subdrenes:	-	Fi	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Factor Infiltración cunetas:	-	Fic	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
Precipitación máxima Anual:	mm/h	IR	59.4	59.4	59.4	59.4	59.4	59.4
	cm/s	IR	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
Caudal Cunetas:	cm ³ /s	Qinf	2227.5	2041.9	1856.3	1856.3	1670.6	1039.5
	Lt/s		2.2	2.0	1.9	1.9	1.7	1.0



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Inclinación Lateral:	1	H:V	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
n (Manning):	-	n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014
Pendiente Long.:	%	S	1	1	1	1	1	1
Área:	m ²	A	0.010	0.016	0.012	0.014	0.014	0.014
Perímetro Mojado:	m	Pm	0.443	0.547	0.466	0.523	0.523	0.523
Radio Hidráulico:	m	R	0.023	0.029	0.025	0.028	0.028	0.028
Altura Agua:	m	y	0.048	0.059	0.051	0.057	0.057	0.057
Ancho cunetas:	m	b	0.6	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Altura diseño:	m	h	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

Tabla A.6: Diseño hidráulico de los canales de recolección sobre subdrenes para el deslizamiento del km 69+240.

MATERIAL DE FILTRO

MATERIAL DE FILTRO							
PARÁMETRO	UNIDAD / NORMATIVA	SIMBOLÓGIA	KM 64+040, TERRAZA		KM 69+240, TERRAZA		
			1, 2, 3, 4	5	1	2	3, 4, 5, 6
Características Filtro:	mm	D _{85f}	3	1.5	3.0	4.0	3.0
	mm	D _{50f}	1.8	0.8	1.8	2.5	1.8
	mm	D _{15f}	1.2	0.4	1.2	2.0	1.2
	cm/s	k	0.06	0.006	0.06	0.06	0.06
Características Suelo:	Tipo de Suelo:		Arena Arcillosa	Arcilla Limosa	Arena Arcillosa	Grava	Arena Limosa
	mm	D _{85s}	0.26	0.2	0.19	0.38	0.27
	mm	D _{50s}	0.15	0.08	0.11	0.22	0.16
	mm	D _{15s}	0.04	0.03	0.03	0.07	0.05
Comprobación relaciones:	de 4 a 9	D _{15f} /D _{85s}	4.6	2.0	6.3	5.3	4.4
	<40	D _{15f} /D _{15s}	30.0	13.3	40.0	28.6	24.0
	<25	D _{50f} /D _{50s}	12.0	10.0	16.4	11.4	11.3
	D _{85f} >1.5D _{50f}	-	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto	Correcto
Permeabilidad Geotextil (cm/s):	cm/s	k (geot.)	0.01	0.001	0.01	0.01	0.01

Tabla A.7: Cálculo del material de filtro.

RÁPIDAS CON RUGOSIDAD ARTIFICIAL

DISEÑO HIDRÁULICO DE LOS CANALES DE GRAN PENDIENTE CON RUGOSIDAD ARTIFICIAL PARA EL DESLIZAMIENTO DEL KM 64+040



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

PARÁMETRO	UNIDAD	SÍMBOLO	VALOR	
Caudal:	m ³ /s	Q	0.850	
N Manning (Hormigón)	-	n:	0.014	
Angulo	°	θ:	13.5	
Comprob. Canal Rect.:	b<0.765Q ^(2/5)		0.72	
Base:	m	b	0.5	
Pendiente Longitudinal	-	So:	0.24	
Pend. Lateral:	-	m	0	
Área:	m ²	A	0.10	
Perímetro Mojado:	m	P	0.91	
Calado Normal (Flujo Supercrítico)	m	yn	0.21	
Ecuación Manning:			6.24973E-06	
Velocidad Flujo:	m/s	V:	8.20	
Tipo de Rugosidad:	-	-	Barras Cortadas	Dados
Se Impone V max	m/s	Vmax:	4.6	5.0
Área	m ²	A:	0.18	0.17
Calado	m	H:	0.37	0.34
Perímetro	m	P:	1.24	1.18
Radio Hidráulico	m	R:	0.15	0.14
C Chezy:	-	C:	24.65	26.78
Coeficientes:	-	k1:	54.2	52
	-	k2:	-2.1	-5.1
	-	k3:	0.33	0.8
Altura de la V	m	σ:	0.048	0.081
Ecuación			-0.001	0.000
Altura de la V tomada:	m	σ:	0.05	0.06
Altura libre	m	h:	0.32	0.28
Relación	h/σ:		6.39	4.67
Comprobación	h/σ>3		Correcto	Correcto
Área libre	m ²	A:	0.18	0.17
Velocidad final (comprobación)	m/s	V:	4.6	5

Tabla A.8: Diseño hidráulico de la rápida con rugosidad artificial para el deslizamiento del km 64+040l.