

UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867



UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“ESTUDIO DE DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBDRENAJE PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL MACRODESPLAZAMIENTO DE PUENTELOMA DE LA VÍA LÉNTAG-RÍO SAN FRANCISCO DE 50 KM DE LONGITUD UBICADA EN LA PROVINCIA DEL AZUAY”

**TEMA DE MONOGRAFÍA
PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

AUTOR: CALLE MOSCOSO HENRY MIGUEL

TUTOR: ING. ESTEBAN ALONSO PACHECO TOBAR

CUENCA – ECUADOR

2013



RESUMEN

La presente monografía trata sobre el estudio de drenaje superficial y subdrenaje para la estabilización del macrodeslizamiento de Puenteloma en el Cantón Santa Isabel, perteneciente al tramo vial Léntag- San Francisco de la vía Cuenca-Girón-Pasaje; este lugar cubre un área aproximada de 100 hectáreas y ha originado muchos problemas en la vía y la población aledaña en los últimos años.

Se ha obtenido información de precipitaciones de la zona tomados de una serie de datos representativos de la estación climatológica de Santa Isabel, los cuales han sido sometidos a un análisis estadístico para determinar la precipitación de diseño para un periodo de retorno de 25 años.

Del resultado obtenido se ha realizado el respectivo análisis hidrológico aplicando el método racional americano recomendado para cuencas hidrográficas pequeñas menores a 160 hectáreas; las estructuras recomendadas para la estabilización del lugar son cunetas se coronación, canales colectores, subdrenes y canales de descarga (rápidas), cuyas áreas de aporte serán identificadas en la topografía y cartografía disponibles, permitiendo así determinar los caudales de diseño para su dimensionamiento.

El dimensionamiento de las estructuras de drenaje se ha realizado en función del caudal de diseño obtenido, siguiendo recomendaciones de diseño para cada estructura y utilizando la formulación hidráulica respectiva para cada una de ellas.

Finalmente se presenta un cuadro con los resultados las dimensiones finales de las estructuras de drenaje que servirán para estabilizar el Macrodeslizamiento de Puenteloma y se presentan los respectivos planos de diseño y de detalles generales para su construcción.

Palabras Claves:

Macrodeslizamiento de Puenteloma, drenaje superficial, subdrenaje, estabilización, precipitaciones, estación climatológica de Santa Isabel, análisis estadístico, precipitación de diseño, periodo de retorno, método racional americano, cunetas de coronación, canales colectores, subdrenes, canales de descarga rápida, caudales de diseño, dimensionamiento de estructuras de drenaje.



ABSTRACT

The current monography is about a drainage and sub-drainage study to stabilize the PuenteLoma's macro sliding located in Santa Isabel canton. The vial part is called Léntag- San Francisco which belongs to Cuenca-Girón-Pasaje highway. That place covers about 100 hectares and this sliding has caused many troubles in the highway and people around this place in the recent years.

Representative precipitation data is taken from a meteorological station located in Santa Isabel. This data is subject to a statistical analysis to get the precipitation design with a return period of 25 years.

A hydrological analysis by using the results obtained above is done with the rational American method, which is advisable for catchments with an area less than 160 hectares. The suggested stabilization structures are coronation ditches, collector channels, sub drains and drainage channels (fast) whose contribution areas are determine through the topography and cartography available. It allows get the design flowrate to design it.

All the design process of drainage structures is done with the design flowrate. Additionally, the designs follow recommendations and hydraulic formulation for each of them.

Finally, a table with the final dimensions of the stabilization structures as well as design plans is depicted with details for its construction.

Keywords:

PuenteLoma's Macro-sliding, superficial drainage, sub-drainage, estabilization, presipitation design, Santa Isabel's methereological station, statdistical analysis, returning period, rational american method, design streamflow, design of drainage structures, coronation ditches, collector channels, sub drains and drainage channels (fast)



ÍNDICE

I. GENERALIDADES	12
1. INTRODUCCIÓN	12
2. JUSTIFICACIÓN.....	12
3. ANTECEDENTES.....	13
II. OBJETIVOS.....	15
1. OBJETIVO GENERAL.....	15
2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	15
III. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	16
1. UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	16
2. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	16
IV. MATERIALES Y METODOLOGÍA DE ESTUDIO	17
1. PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS	18
2. HIDROLOGÍA: CAUDALES MÁXIMOS PROBABLES.....	22
3. HIDRÁULICA: DRENAJE Y SUBDRENAJE	23
3.1. Drenaje Superficial.....	24
3.2. Subdrenaje.....	28
V. ANÁLISIS Y RESULTADOS DEL ESTUDIO	31
1. PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS	31
2. HIDROLOGÍA: CAUDALES MÁXIMOS PROBABLES.....	36
3. SISTEMA DE DRENAJE PARA EL MACRODESIZAMIENTO DE PUENTELOMA.....	39
3.1. Consideraciones de Diseño	39
4. DISEÑO DEL DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBDRENAJE PARA EL MACRODESIZAMIENTO DE PUENTELOMA.....	41
4.1. CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO.....	42
4.2. DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE	44



4.2.1.	Diseño de Cunetas de Coronación.....	44
4.2.2.	Diseño de Canales Colectores	46
4.2.3.	Diseño de Subdrenes.....	47
4.2.4.	Diseño de Canales de Descarga	49
4.3.	RESULTADOS Y DIMENSIONES FINALES DE LAS ESTRUCTURAS DISEÑADAS PARA PUENTELOMA	50
VI.	CONCLUSIONES	52
VII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	54
VIII.	ANEXOS.....	55

ÍNDICE DE FOTOS

Foto 1.	Panorámica del deslizamiento de Puenteloma	13
Foto 2.	Daños ocasionados por el Macrodslizamiento de Puenteloma en el año 2010	14

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1.	Ajuste de Gumbel para Precipitaciones máximas en 24 horas	32
Gráfico 2.	Ajuste de Gumbel para Precipitaciones máximas en 24 horas	32

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Ubicación del Macrodslizamiento de Puenteloma	16
Figura 2.	Nomograma para determinación del diámetro del tubo colector.	30
Figura 3.	Zonificación de Intensidades.....	39
Figura 4.	Esquema de estabilización del Macrodslizamiento de Puenteloma	42



Figura 5. Parámetros Geométricos para el dimensionamiento de un Canal Trapezoidal.....	44
Figura 6. Esquema de Cunetas de Coronación.....	45
Figura 7. Esquema de Subdrenes de Cunetas de Coronación y Canales Colectores	47
Figura 8. Esquema tipo “A” Doble Zigzag	50

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1. Abscisa Referencial del Sitio Inestable.....	17
Cuadro 2. Estaciones con información histórica en el área de influencia del Macrodeslizamiento de Puenteloma	17
Cuadro 3. Registro de Precipitaciones Máximas en 24 horas (mm) (Estación Santa Isabel)	18
Cuadro 4. Coeficientes y Valores Límite para tipos de rugosidad artificial	28
Cuadro 5. Parámetros para el Análisis de Gumbel	31
Cuadro 6. Análisis de Gumbel para Precipitaciones máximas en 24 horas (mm)	31
Cuadro 7. Disposición de datos para aplicación del Test de Kolmogorov Smirnov	33
Cuadro 8. Parámetros para aplicación del Test de Kolmogorov Smirnov	34
Cuadro 9. Bondad de Ajuste Test de Kolmogorov Smirnov	34
Cuadro 10. Coeficiente de Determinación Test de Kolmogorov Smirnov.....	35
Cuadro 11. Aplicación y Resultado del Test de Kolmogorov Smirnov.....	36
Cuadro 12. Coeficientes de escorrentía C	37
Cuadro 13. Ecuaciones de Intensidad para la zona de estudio	38
Cuadro 14. Cálculo de caudales máximos esperados en Puenteloma (71+760 – 72+680).....	43
Cuadro 15. Dimensionamiento de Cunetas de coronación en Puenteloma	44



Cuadro 16. Dimensionamiento de Canales Colectores en Puenteloma (Canal Trapezoidal) 46

Cuadro 17. Dimensionamiento del tubo colector de subdrenaje profundo en Puenteloma 48

Cuadro 18. Dimensionamiento del canal de descarga con rugosidad artificial en Puenteloma 49

Cuadro 19. Resultados Generales del estudio de drenaje para el Macrodeslizamiento de Puenteloma 50

**UNIVERSIDAD DE CUENCA**

Fundada en 1867

Yo, **Henry Miguel Calle Moscoso**, autor de la tesis **ESTUDIO DE DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBDRENAJE PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL MACRODESPLAZAMIENTO DE PUNTELOMA DE LA VÍA LÉNTAG-RÍO SAN FRANCISCO DE 50 KM DE LONGITUD UBICADA EN LA PROVINCIA DEL AZUAY**, 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.

Henry Miguel Calle Moscoso
010443489-9

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

Yo, **Henry Miguel Calle Moscoso**, autor de la tesis **ESTUDIO DE DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBDRENAJE PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL MACRODESPLAZAMIENTO DE PUNTELOMA DE LA VÍA LÉNTAG-RÍO SAN FRANCISCO DE 50 KM DE LONGITUD UBICADA EN LA PROVINCIA DEL AZUAY**, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Henry Miguel Calle Moscoso'.

Henry Miguel Calle Moscoso
010443489-9

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



DEDICATORIA

La presente Monografía dedico a mis padres, que han sido apoyo fundamental en todos los momentos de mi carrera universitaria, son ejemplo de valores, de constancia, de superación, de humildad y sobre todo de amor, gracias a ellos ha sido posible cumplir esta meta trazada en mi vida.

A mi enamorada y próximamente mi esposa, que ha estado conmigo en buenos y malos momentos, brindándome su apoyo incondicional para seguir esforzándome cada día y aconsejándome para tomar las mejores decisiones.



AGRADECIMIENTO

Agradezco primero a Dios porque siempre ha estado a mi lado, tener fe en él me ha ayudado a creer que todo es posible si uno se lo propone.

A Consultora CAV Ltda. por el apoyo brindado durante la realización de esta Monografía.

Al Ingeniero Esteban Pacheco por la ayuda brindada con la tutoría de este trabajo, y por los conocimientos impartidos durante la carrera, es un excelente profesor y una persona de mucho respeto y admiración.



I. GENERALIDADES

1. INTRODUCCIÓN

La presente monografía trata sobre el Estudio de Drenaje Superficial y Subdrenaje para la Estabilización del Macrodeshlizamiento de Puenteloma de la Vía Léntag-Río San Francisco de 50 km de longitud ubicada en la provincia del Azuay. Con la finalidad de aplicar y extender los conocimientos adquiridos en el curso de graduación de “VIALIDAD, TRANSPORTE Y CONSTRUCCIONES”, en especial aquellos aprendidos en el Módulo 2: Sistemas de drenaje para Carreteras.

El Deslizamiento de Puenteloma tiene aproximadamente 1 km de longitud y ha causado muchos problemas en la vía debido a los derrumbes ocurridos por la inestabilidad del suelo a causa del agua infiltrada, es por eso que se ha planteado una solución a dicho problema mediante el diseño de estructuras de drenaje como cunetas de coronación que permitirán el escurrimiento superficial en la parte superior de los taludes hacia zonas seguras de descarga, acompañado de bermas para estabilización del deslizamiento ubicadas en los planos de diseño geotécnico de la obra estabilizadora previamente adquiridos para la realización de este estudio; además el diseño de canales colectores y de rugosidad artificial (rápidas) para la recolección y descarga del agua que escurre superficialmente sobre el terreno, y el diseño de un sistema de Subdrenaje que permita el abatimiento del nivel freático del suelo y control de aguas que se infiltren en el mismo.

Herramientas computacionales como el AutoCAD, ArcGis y métodos analíticos utilizados y aprendidos durante el Curso de Graduación han sido de gran ayuda para obtener los parámetros necesarios que permitan llevar a cabo el estudio y diseño de las estructuras de drenaje para estabilizar el macrodeslizamiento de Puenteloma.

2. JUSTIFICACIÓN

En un corredor vial es necesario un sistema de drenaje adecuado para evitar problemas de pérdida de infraestructura debido a las inestabilidades del terreno que se pueden producir como consecuencia de la infiltración de agua y de la altura del nivel freático en el suelo que desestabilizan el mismo produciendo hundimientos o deslizamientos de terreno. Es por eso que la colocación de un sistema adecuado de drenaje hidráulico es esencial para evitar este tipo de problemas y molestias para los usuarios, así como también para la disminución de riesgos de accidentes en la vía. Dentro de una vía existen zonas que requieren mayor precaución que otras debido a la calidad de los suelos. Un Suelo de buena calidad no necesita de mayores medidas para mantenerlo estable, pero suelos con alta capacidad de infiltración (poco cohesivos) y de baja resistencia deben ser estudiados y posteriormente tomarse las medidas adecuadas para su estabilización. Un deslizamiento es causado por la inestabilidad de un talud, produciendo que una gran masa de terreno de una zona inestable se deslice con respecto a una zona estable.



El deslizamiento de Puenteloma, Cerro Tugula (Zona de Santa Isabel) ha producido una serie de destrozos y cuarteamientos en las viviendas del sector, así como también en la infraestructura de la vía Léntag - Río San Francisco, por esta razón es necesario tomar medidas que puedan evitar el progreso de los daños que están causando los movimientos de tierra, por ello el Ingeniero Civil tiene como tarea el análisis de este tipo de situaciones para poder otorgar las soluciones necesarias y adecuadas al problema, estas soluciones deberán ser acompañadas con los respectivos estudios geotécnicos, hidrológicos e hidráulicos; es por eso que en la presente monografía se justifica el aporte del estudio hidrológico e hidráulico que ayudará a solucionar este problema.

3. ANTECEDENTES

El Macrodeslizamiento de Puenteloma es el sitio inestable que ha causado mayores problemas en el tramo vial Léntag-San Francisco. Según la carta geológica del IGM publicada en el año 1994, el sector de Puenteloma consta ya como una zona de derrumbe, es decir que existían evidencias de la inestabilidad de este sector.

Este deslizamiento se produjo hace 3 años, el 28 de junio del 2010; a pesar de ser época de verano se produjo el deslizamiento de una manera rápida, ya que en el lapso de unas 24 horas colapsó una gran masa de tierra hacia las partes bajas, destruyendo la vía principal en ese sector (Foto 1). [4]

Foto 1. Panorámica del deslizamiento de Puenteloma



El deslizamiento activo destruyó varias viviendas y cultivos familiares existentes en la zona y abrió grietas de gran profundidad en una superficie de más de 600 ha



que involucraron a la carretera Cuenca-Girón-Pasaje (Foto 2). Según varios moradores, los problemas de deslizamientos se originaron por la existencia de un canal sin impermeabilizar que corría por la parte alta para alimentar dos grandes reservorios (Sector Tugula), indicados en los planos de Diseño Geotécnico (ANEXOS). La calzada de la carretera interprovincial presentó fisuras que obligaron a suspender el tráfico de vehículos y hasta de peatones, por el inminente riesgo que se presentaba. La Subsecretaría del Ministerio del Transporte, anunció la reparación del tramo afectado de la carretera Girón-Pasaje, con un desvío de aproximadamente tres kilómetros por una vía de tierra.

Foto 2. Daños ocasionados por el Macrodeslizamiento de Puenteloma en el año 2010



Fuente: Foto tomada por el Ing. Eduardo Tacuri ^[1]

A partir de la canalización de aguas los deslizamientos han presentado tendencia a disminuir en intensidad y velocidad. El tramo afectado fue reparado y puesto en funcionamiento y se iniciaron estudios para la rehabilitación del tramo vial Léntag-San Francisco, con proyectos que ayudarán a estabilizar todos los sitios inestables que están presentes en el mismo.



II. OBJETIVOS

1. OBJETIVO GENERAL

- Diseñar las estructuras necesarias de Drenaje Hidráulico (Superficial y Subdrenaje) para poder evacuar el caudal esperado en las mismas hacia sitios seguros evitando el contacto del agua con el sitio inestable.

2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Hidrología

- ✓ Recopilación y análisis de intensidades máximas de precipitación a partir del estudio de lluvias intensas del INAMHI.
- ✓ Determinación de la precipitación e intensidad de diseño.
- ✓ Determinación de las áreas de aporte a partir de la topografía y cartografía que se dispongan, periodos de retorno y estimación del coeficiente de escorrentía con respecto al uso del suelo y la pendiente del terreno aportante a la zona de estudio.
- ✓ Realizar el estudio hidrológico de drenaje aplicando el Método Racional Americano, para obtener los caudales de diseño para el sistema de drenaje y subdrenaje que estabilizarán el Macrodeslizamiento.

Hidráulica

- ✓ Diseño y dimensionamiento de estructuras de drenaje y subdrenaje hidráulico para la zona inestable de estudio, el tipo de estructuras son: Cunetas de Coronación, Canales Colectores, Canales de Descarga (Rápidas) y Subdrenaje a profundidad.

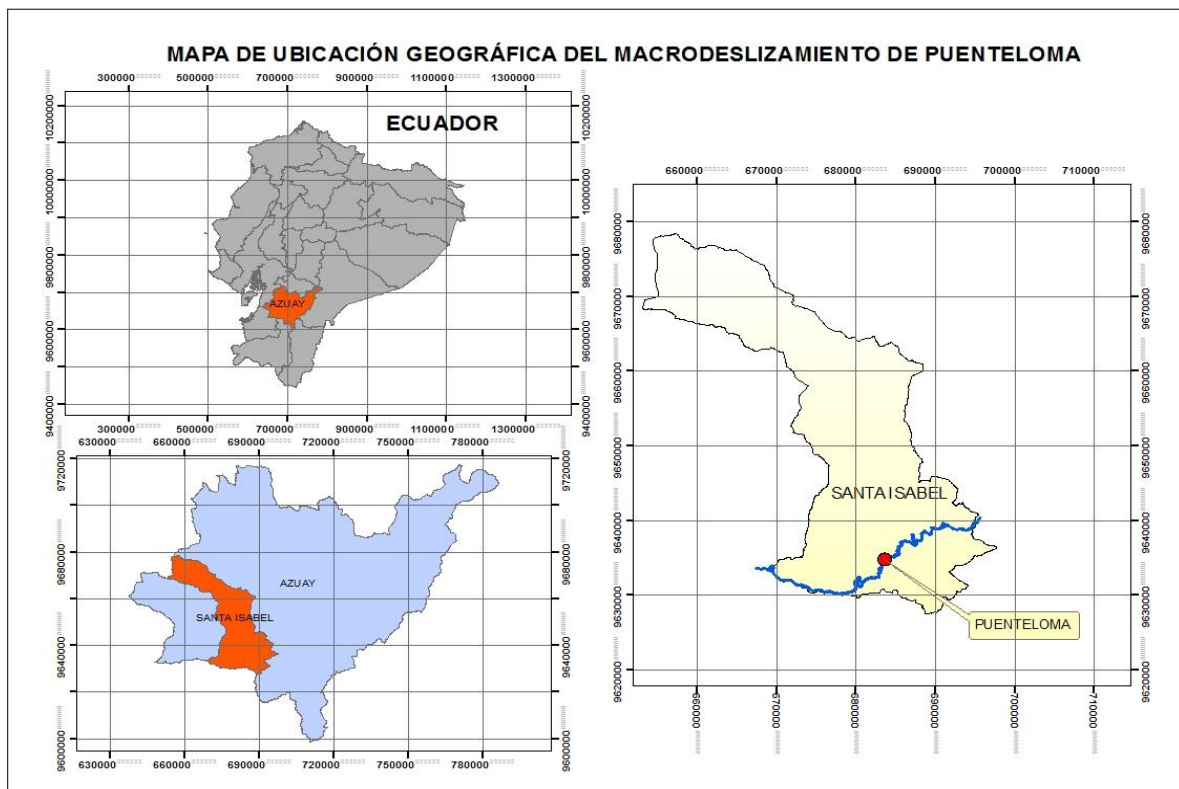


III. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

1. UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El macrodeslizamiento de Puenteloma se encuentra ubicado en el cantón Santa Isabel al Sur-Oeste de la Provincia del Azuay, limitando al norte con el cantón Cuenca y cantón Balao; al sur con los cantones Nabón, Saraguro y Zaruma; al este con los cantones Cuenca, Girón, San Fernando y Nabón y, al oeste con los cantones de Pucará y Balao. El deslizamiento se ubica a unos 6 km aproximadamente de la entrada a la cabecera cantonal de Santa Isabel siguiendo la carretera Cuenca – Girón – Pasaje en el tramo vial Léntag – Río San Francisco de alrededor de 50 km de longitud. La Figura 1 muestra la ubicación del deslizamiento.

Figura 1. Ubicación del Macrodeslizamiento de Puenteloma



2. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio se encuentra ubicada en la provincia del Azuay, pertenece al cantón Santa Isabel, está dentro del tramo vial que inicia en el sector de Léntag, en el Kilómetro 55+000, y termina en el sector de San Francisco en el Kilómetro 94+590, formando parte integral de la carretera Cuenca-Girón-Pasaje.



En el tramo vial se pueden identificar 13 deslizamientos de diferentes características entre grandes y pequeños ^[4]; siendo el principal de ellos el macrodeslizamiento en el sector de Puenteloma, que tiene un área de impacto de aproximadamente 100 ha, el mismo que será analizado y se determinará sus requerimientos de drenaje que ayudarán a estabilizarlo.

El sitio inestable de estudio se encuentra identificado según la abscisa referencial del trazado vial, el mismo que se indica en el Cuadro 1.

Cuadro 1. Abscisa Referencial del Sitio Inestable

VÍA LÉNTAG-SAN FRANCISCO				
No Sitio	Localización (Abscisa Referencial)	Coordenadas UTM		Nombre
		Este (m)	Norte (m)	
13	72+000	683978.49	963490.09	Puenteloma

IV. MATERIALES Y METODOLOGÍA DE ESTUDIO

Para el análisis del drenaje se ha requerido caracterizar con precisión las precipitaciones máximas en la zona de estudio. La estación con información más compacta y que se encuentra atravesando el tramo vial es la estación climatológica de Santa Isabel del INAMHI, sus registros y su análisis han ayudado a determinar las condiciones climáticas de la zona considerándola como la estación de control.

La información que se ha requerido corresponde a precipitaciones máximas en 24 horas de la estación de Santa Isabel; de la recopilación de datos se han encontrado un total de 26 años de registro de eventos torrenciales. Estos han permitido establecer a partir de análisis estadísticos la determinación de precipitaciones de diseño para su posterior estimación de caudales mediante el Método Racional Americano. La información general de lluvias máximas que se ha recopilado se resume en el Cuadro 2.

Cuadro 2. Estaciones con información histórica en el área de influencia del Macrodeslizamiento de Puenteloma

Precipitaciones Máximas en 24h (mm)						
Estación	Código	Tipo	Fuente	Serie Disponible	Número de Años	Cota m.s.n.m.
Santa Isabel	M-032	Climatológica	INAMHI	1964-2011	26	1550

Fuente: INAMHI 1999 ^[5]



En el estudio del drenaje y subdrenaje para la estabilización del macrodeslizamiento de Puenteloma se ha empleado información de lluvias intensas del INAMHI de 1999 con las expresiones derivadas para la zona de localización del deslizamiento, las recomendaciones del MTOP para evaluación del coeficiente de escorrentía y la aplicación del Método Racional Americano.

1. PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS

De la recopilación de información en los anuarios análogos y digitales del INAMHI se ha logrado disponer de información de precipitaciones máximas en 24 horas para la estación de Santa Isabel. Los registros disponibles se presentan en el Cuadro 3.

Cuadro 3. Registro de Precipitaciones Máximas en 24 horas (mm) (Estación Santa Isabel)

Año	Santa Isabel
1964	20.2
1965	37.9
1966	13.3
1969	43.7
1970	27.3
1971	35.5
1972	25.6
1973	33.2
1974	24
1975	23.7
1976	19.2
1977	27.8
1978	21.4
1979	40.2
1980	38.9
1981	29.2
1982	30.6
1983	35.3
1984	35.3
1985	22
1986	21.4
1987	26.8
2008	41.9



Año	Santa Isabel
2009	22.6
2010	36.5
2011	42

Fuente: Anuarios Meteorológicos del INAMHI [5]

Para establecer precipitaciones máximas y periodos de retorno que permitan el cálculo de la precipitación de diseño, la información se ha sometido al análisis estadístico de Gumbel (1958).

La distribución de Gumbel ha sido utilizada con buenos resultados para valores extremos independientes de variables meteorológicas y parece ajustarse bastante bien a los valores máximos de la precipitación en diferentes intervalos de tiempo y después de muchos años de uso también se ha confirmado su utilidad en los problemas prácticos de ingeniería de dimensionamiento de redes de drenaje y diversas obras hidráulicas [6].

Gumbel utiliza la probabilidad de excedencia de un valor X , la cual está dado por:

$$p = 1 - F(x)$$

ó

$$p = 1 - e^{-e^{-y}}$$

Donde:

p = Probabilidad de excedencia de un valor X

$F(x)$ = Función de probabilidad

e = Base de logaritmos naturales = 2,7183

y = Variable reducida

$$F(x) = 1 - \frac{1}{T(x)}$$

Donde:

$T(x)$ = Periodo de Retorno para la intensidad (x)

Periodo de Retorno: Los periodos de retorno que se han establecido en el análisis estadístico de las precipitaciones máximas son de 5, 10, 25, 50 y 100



años y los valores que se han obtenido son precipitaciones extremas esperadas al menos una vez dentro del periodo respectivo.

La fórmula general de Gumbel está dada por:

$$X = \bar{X} + (0.7797y - 0.45)\sigma_x$$

O bien:

$$X = \bar{X} + K\sigma_x$$

Donde:

$$K = 0.7797y - 0.45$$

X = Magnitud de la Variable

\bar{X} = Promedio aritmético de la serie de datos

σ_x = Desviación estándar de la serie de datos

K = Factor de frecuencia

$$y = -\ln[-\ln(1-p)]$$

Gumbel es conocido como la función de probabilidad de valor extremo tipo 1 cuando $K=1$

Así:

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

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

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

En donde:

x = magnitud de la variable

\bar{x} = Media aritmética de la serie de datos



u = Parámetro de ubicación (moda)

α = Parámetro de escala

σ = Desviación estándar

De lo anterior se ha establecido un periodo de retorno de 25 años para el estudio y diseño de las estructuras para estabilizar el Macrodeslizamiento de Puenteloma.

Para verificar si el análisis estadístico de Gumbel (1958) al que se ha sometido la información es adecuado, se ha utilizado el Test de Kolmogorov Smirnov con el cual se ha realizado una bondad de ajuste.

Para la aplicación del test señalado, ha sido necesario determinar la frecuencia observada acumulada.

Para la frecuencia observada en el caso especial de Gumbel, se ha ordenado la información de menor a mayor y se ha aplicado lo siguiente:

$$F_n = \frac{N}{n+1}$$

Donde:

$F_n(x)$: frecuencia observada acumulada.

n : N° total de orden

N : N° total de datos.

En el caso de la frecuencia teórica acumulada, ésta ha sido determinada a través de la función de Gumbel.

$$F(x) = e^{-e^{-d(x-u)}}$$

Una vez determinadas ambas frecuencias, se ha obtenido el supremo de las diferencias entre ambas, en la i -ésima posición de orden, que se denomina D .

$$D = \text{Sup} |F_n(x)_i - F(x)_i|$$

Luego, asumiendo un valor de significancia, se ha recurrido a la tabla de valores críticos de D en la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov [2], y considerando el tamaño de la muestra, se ha establecido lo siguiente:

Si $D < D$ tabla, se acepta que (el ajuste es adecuado, con el nivel de confiabilidad asumido).

Coefficiente de Determinación

Se encuentra definido por la siguiente expresión:



$$R^2 = \frac{\sum (F_n(x)_i - F(x)_i)^2}{\sum (F_n(x)_i - F(x)_i)^2}$$

Donde:

R^2 : Coeficiente de determinación $0 \leq R^2 \leq 1$

$F_n(x)_i$: Media de las frecuencias observadas acumuladas.

El coeficiente de determinación señala qué proporción de la variación total de las frecuencias observadas, es explicada por las frecuencias teóricas acumuladas. [7]

2. HIDROLOGÍA: CAUDALES MÁXIMOS PROBABLES

Para obtener el caudal de diseño para la obras de drenaje se ha utilizado el Método Racional Americano recomendado en el Manual de Diseño de Carreteras del MTOP; esta metodología es empleada para cuencas de drenaje menores a 400 ha (4km²), sin embargo el Manual del MTOP recomienda este método para cuencas montañosas de tamaño inferior a 160 ha (1.6 km²) [8]. En este caso al constituirse como un sitio puntual las áreas de aporte del mismo son inferiores al valor recomendado por el MTOP, por tanto el Método Racional es adecuado.

La expresión general de este método se puede expresar como:

$$Q: C.I.A/ 360$$

Donde:

Q: Caudal máximo probable m³/s

C: Coeficiente de Escorrentía

I: Intensidad media de precipitación de duración igual al tiempo de concentración (mm/h)

A: Área de drenaje de las estructuras hidráulicas (ha)

La expresión del Método Racional Americano supone que la intensidad de lluvia es uniforme y constante en toda la zona de estudio durante el tiempo necesario para que toda el área de aporte se derrame en el punto de descarga; asimismo, el factor C es constante durante la precipitación.

La fórmula más utilizada en la actualidad para hallar e tiempo de concentración es la propuesta de Rowe and Thomas, (1942) desarrollada para pequeñas cuencas montañosas [8], la cual se expresa para las unidades del Sistema Internacional de la siguiente manera:



$$T_c = 0,0195 (L^3/H)^{0,385}$$

Donde:

T_c: Tiempo de concentración (min)

H: Desnivel entre el extremo del área de aporte y el punto de descarga (m)

L: Longitud del cauce principal (m)

3. HIDRÁULICA: 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.

Los sistemas más comunes para el control del agua son:

1. Cunetas de coronación o canales colectores (Drenaje Superficial).
2. Subdrenes de Zanja o subdrenes interceptores.
3. Subdrenes horizontales o de penetración.
4. Cortinas subterráneas.
5. Galerías y túneles de drenaje.
6. Drenes verticales.
7. Trincheras estabilizadoras.
8. Pantallas de drenaje.
9. 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, deben instalarse piezómetros antes de la construcción de las obras de control que permitan observar el efecto del subdrenaje y a largo plazo dar información sobre la eficiencia del sistema, el cual puede ser deteriorado por taponamiento o desgaste.

El volumen de agua recolectada no es necesariamente un indicativo de su efecto, debido a que en suelos poco permeables, se puede obtener una reducción muy importante en las presiones de poros y por lo tanto un aumento en el factor de seguridad, con muy poco flujo de agua hacia el sistema de subdrenaje.

En masas de roca el flujo de agua generalmente, está determinado por las juntas y por lo tanto cualquier sistema de drenaje debe estar destinado a interceptarlas.

[9]



Para el caso del macrodeslizamiento de Puenteloma ubicado en el tramo vial Léntag-San Francisco se han aplicado los siguientes sistemas de drenaje como soluciones eficientes a los problemas de infiltración y desestabilización del lugar.

- Cunetas de coronación o canales colectores (Drenaje superficial).
- Subdrenes de zanja o subdrenes interceptores.

3.1. 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 que se va a proteger.

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 (plantación de césped sobre taludes), 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. ^[9]

Dentro de las alternativas de evacuación de las aguas superficiales se pueden mencionar: Cunetas de Coronación, Canales Colectores, Canales con rugosidad artificial (canales de gran pendiente. Estas soluciones se describen a continuación.



3.1.1. Cunetas de Coronación

Las zanjas en la corona o en la parte alta de un talud son utilizadas para interceptar y conducir adecuadamente las aguas lluvias y evitar su paso por el talud. La cuneta de coronación no debe construirse muy cerca del borde superior del talud para evitar que se convierta en activadora de un deslizamiento en cortes recientes; o en una nueva superficie de falla en deslizamientos activos; o se produzca la falla de la corona del talud.

Se recomienda que las zanjas de la corona sean totalmente impermeabilizadas; igual, se debe proveer una pendiente suficiente para garantizar un rápido drenaje del agua captada. Sin embargo, a pesar de lograrse originalmente una impermeabilización, con el tiempo se producen movimientos en el terreno, los cuales causan grietas en el impermeabilizante y por lo tanto, producen infiltraciones. La recomendación de la impermeabilización se debe complementar con un correcto mantenimiento. Se sugiere que al menos cada dos años se reparen las cunetas de coronación para impermeabilizar las fisuras y las grietas que se presenten.

Las dimensiones y la ubicación de la cuneta pueden variar de acuerdo con la topografía de la zona y el cálculo previo de los caudales colectados. Generalmente, para las áreas pequeñas de drenaje, se recomienda una zanja rectangular mínimo de 0,60 m de ancho y 0,60 m de profundidad. Se hace lo posible para que queden localizadas a lo largo de una curva de nivel, a fin de garantizar un correcto drenaje y que estén lo suficientemente atrás de las grietas de tensión en la corona. ^[9]

Por lo general, los sitios inestables deben ser diseñados con cunetas de coronación para la interceptación del escurrimiento superficial directo hacia las zonas afectadas a una suficiente distancia que permita la evacuación adecuada de estas aguas hacia quebradas naturales.

Dentro de los parámetros necesarios para el diseño de estos canales se ha utilizado el método de la ecuación de Manning (1891) ^[11]. 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 del canal

El método presentado ha servido para el dimensionamiento de todos los canales necesarios para la evacuación de las aguas superficiales ya sean estos cunetas de coronación o canales colectores.

3.1.2. Canales Colectores

Cuando se utilizan estructuras para estabilizar un talud como bermas, terrazas o cualquier intervención que ocasione un cambio en la morfología del terreno natural, es necesario diseñar canales de colecten el escurrimiento superficial dentro de la zona estabilizada.

Estos canales conducirán el pequeño flujo esperado hacia zonas seguras fuera de la zona de deslizamiento, teniendo que descargar en zanjas de drenaje o cauces naturales cercanos. ^[9]

Cuando los sitios de riesgo presentan bermas de estabilización el flujo esperado en estos lugares debe ser colectado y transportado hacia zonas seguras fuera de la zona de deslizamiento; estos canales pueden tener formas diferentes según la necesidad y se ubican en la base del talud y punto más bajo de la berma. Más detalles de los canales colectores y su emplazamiento se pueden verificar en los planos de diseño, estos se encuentran ubicados sobre las bermas del diseño geotécnico de la obra estabilizadora la cual ha sido información adquirida previamente.

3.1.3. Canales con Rugosidad Artificial (Rápidas)

El canal rápido se construye con una pendiente igual a la del talud, generalmente con forma de canal. A lo largo de las crecientes se recomienda colocar elementos que produzcan alta rugosidad para generar flujo amortiguado y minimizar la velocidad del agua.

Este sistema de conducir las aguas recolectadas en un talud es muy empleado por ser el más económico. En sencillos modelos hidráulicos de laboratorio, se puede obtener el valor de rugosidad que se debe emplear de acuerdo con las características del flujo.

Es importante que los canales incluyan elementos o estructuras para disipar la energía del agua y de acuerdo con las necesidades de disipación y con las condiciones del flujo, se pueden plantear varias alternativas, entre las cuales la rugosidad artificial es una de las más recomendadas. ^[10]

Dadas las características de la zona inestable perteneciente a Puenteloma en la vía Léntag-San Francisco, se ha requerido construir canales con rugosidad



artificial que permitan la descarga sin dificultades de las aguas captadas por las cunetas de coronación y canales colectores hacia las alcantarillas de la vía para ser posteriormente depositadas en cauces naturales.

En lo posible debe evitarse que el canal tenga demasiadas variaciones de pendiente; lo recomendable es asumir una pendiente constante, sin embargo esto depende de las características del terreno que se analice siendo necesario en algunos modificar la pendiente de descarga en varios tramos para asegurar la correcta evacuación de las aguas escurridas por la lluvia.

La rugosidad artificial se genera a partir de elementos que producen resistencias locales que equivalen a un aumento de rugosidad y disminuyen por lo tanto la velocidad.

La velocidad que se produce en las rápidas se ha calculado mediante la fórmula de Chezy ^[11]:

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

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 ha calculado 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.

k_1, k_2, k_3 : Coeficientes relacionados con el tipo de rugosidad (Cuadro 4) ^[12]



Cuadro 4. Coeficientes y Valores límite para tipos de rugosidad artificial

Tipo de Rugosidad	Forma	Coeficiente			Valores límite de C	
		k1	k2	k3	Min.	Máx.
A	Tipo W	116.1	-6.1	-1.2	11.85	35.09
B	Tipo V	85.8	-3.9	-0.8	13.9	19.96
C	Barras Cortadas	54.2	-2.1	0.33	19.27	26.46
D	Dados	52	-5.1	0.8	26.04	49.75
E	Barras Continuas	47.5	-1.2	0.1	21.88	25.38

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 han 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.

Como el sitio inestable ha requerido el diseño de canales con rugosidad artificial, los resultados han sido indicados específicamente para cada caso en particular.

3.2. Subdrenaje

Las técnicas de drenaje subterráneo o subdrenaje son uno de los métodos más efectivos para la estabilización de los deslizamientos. El drenaje subterráneo tiene por objeto disminuir las presiones de poros o impedir que éstas aumenten. A menor presión de poros la resistencia del suelo es mayor.

El diseño de los sistemas de subdrenaje es complejo debido a que la mayoría de los taludes no son homogéneos desde el punto de vista del drenaje subterráneo y es muy difícil aplicar principios sencillos en el diseño de obras de subdrenaje. El movimiento de las aguas en los taludes por lo general, es irregular y complejo.

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.

Los subdrenes deben estar ubicados correctamente de tal manera que la intercepción sea completa. En el caso de bermas, los subdrenajes se han ubicado bajo los canales colectores y bajo las cunetas de coronación; las líneas de flujo de agua a través de la masa del suelo debe ser captada en el subdrenaje,



en otras palabras se requiere abatir el nivel freático y absorber las aguas producto de la infiltración. ^[9]

El caudal a ser evacuado es por un lado para el abatimiento del nivel freático y las aguas infiltradas directamente por las bermas de estabilización. La expresión general que ha permitido evaluar el caudal total colectado del subdren es:

$$Q_{sd} = Q_{nf} + Q_{inf}$$

Donde:

Q_{sd} : Caudal del Subdren

Q_{nf} : Caudal de abatimiento del nivel freático

Q_{inf} : Caudal por infiltración

El caudal debido a la infiltración de la berma se ha evaluado según la siguiente expresión:

$$Q_{inf} = I \times B \times L \times F_i \times F_R$$

Donde:

I: Intensidad de precipitación de diseño (cm/s)

B: Ancho o reparte aguas de la carretera (cm)

L: Longitud del tramo considerado (cm)

F_i : Factor de infiltración debido a la superficie

F_R : Factor de retención

Los valores del factor de infiltración dependen de la capa de rodadura; al ser el deslizamiento terreno natural con vegetación se ha asumido un valor de 0,5; el factor de retención recomendado para este tipo de obras es de $F_R=0.3$. En diseños de subdrenes, este caudal de infiltración es el dominante en el cálculo ya que es significativamente mayor que el caudal para el abatimiento del nivel freático.

Para la determinación del caudal de abatimiento del nivel freático se han utilizado las expresiones siguientes:

$$Q_{nf} = K \times i \times A_o$$



$$i = (Nd - Nf) / B$$

$$A_o = (Nd - Nf) \times L$$

Donde:

k: Permeabilidad del suelo (cm/s)

i: Gradiente hidráulico (m/m)

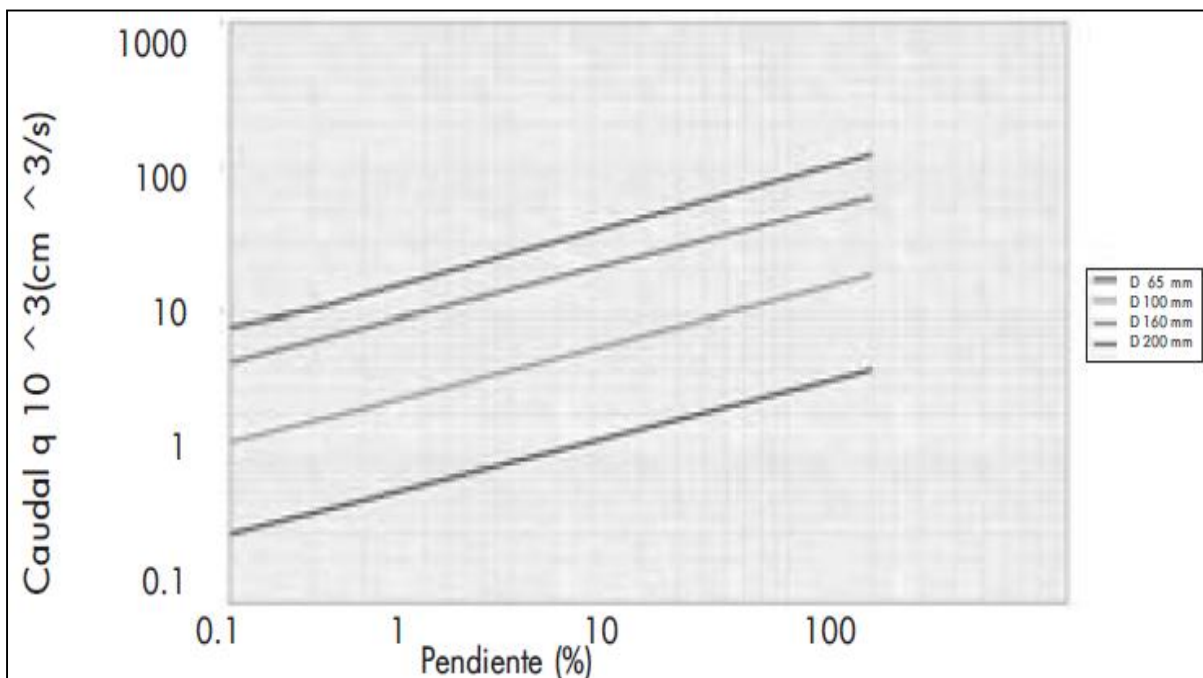
A_o: Superficie de contacto bajo el nivel freático (cm²)

N_d: Ubicación del nivel freático (cm)

N_f: profundidad del subdren (cm)

Para estimar el caudal máximo que puede transportar el tubo drenante existe un nomograma con base en la ecuación de Prandtl-Colebrook en función del caudal y de la pendiente de emplazamiento del subdren. El nomograma mencionado se indica en la Figura 2 [6].

Figura 2. Nomograma para determinación del diámetro del tubo colector.



Esta metodología ha sido empleada para el estudio del sitio inestable (Macrodeslizamiento de Puenteloma), y los resultados correspondientes se han indicado en los Análisis y Resultados.



V. ANÁLISIS Y RESULTADOS DEL ESTUDIO

1. PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS

Se ha realizado el análisis estadístico de Gumbel a la serie de datos de precipitaciones máximas en la zona tomados de la estación de Santa Isabel siguiendo los procedimientos y formulaciones expresadas en la metodología, los resultados generales junto con sus parámetros de análisis se presentan en los Cuadros 5 y 6, también en los Gráficos Gráfico 1 Gráfico 2.

Cuadro 5. Parámetros para el Análisis de Gumbel

Descripción	Simbología	Valor
Media Aritmética	\bar{x}	29.8
Moda	μ	26.1
Desviación Estándar	σ	8.3
Parámetro de Escala	α	6.5

Cuadro 6. Análisis de Gumbel para Precipitaciones máximas en 24 horas (mm)

T (años)	Santa Isabel
5	35.8
10	40.7
25	46.8
50	51.4
100	55.9



Gráfico 1. Ajuste de Gumbel para Precipitaciones máximas en 24 horas
(Escala lineal)

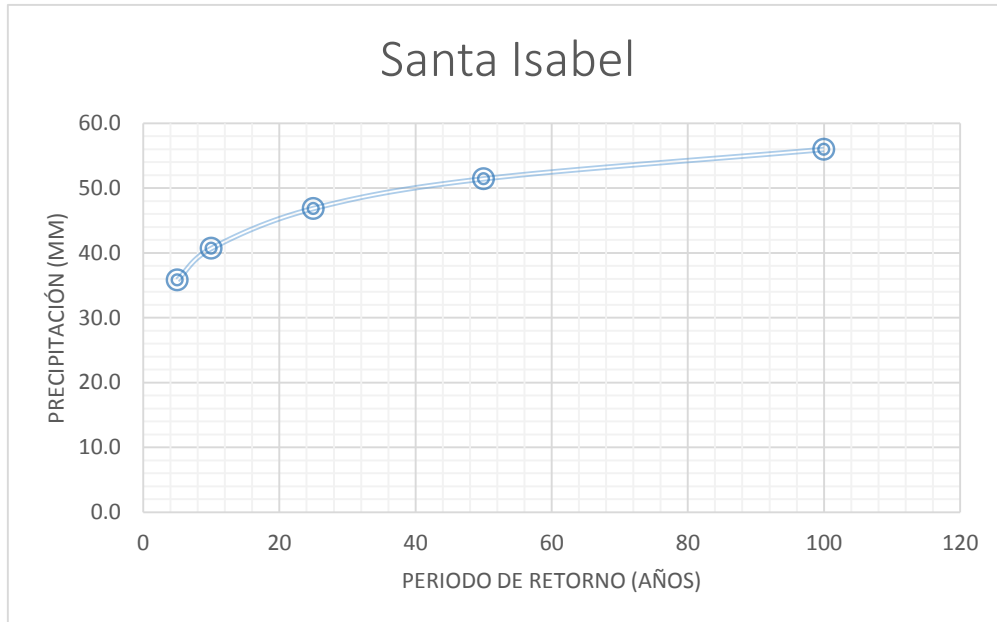
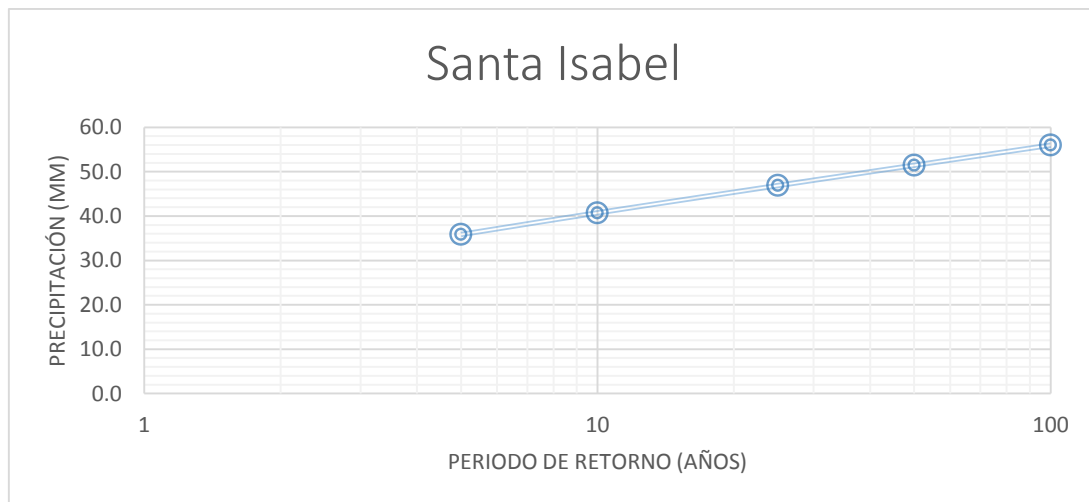


Gráfico 2. Ajuste de Gumbel para Precipitaciones máximas en 24 horas
(Escala logarítmica)



Para la verificación del adecuado ajuste estadístico que se ha realizado, los datos se han sometido al Test de Kolmogorov Smirnov realizando una bondad de ajuste. Con la bondad de ajuste se ha podido predecir el comportamiento de la variable de estudio (Precipitaciones extremas esperadas), en el cual se ha verificado la validez del análisis estadístico realizado.



Al aplicar la metodología para la bondad de ajuste se han obtenido los siguientes parámetros y resultados presentados en los cuadros a continuación:

Cuadro 7. Disposición de datos para aplicación del Test de Kolmogorov Smirnov

Año/Estación	No Orden	Santa Isabel	Año	Precipitación Ascendente
1965	1	37.9	1966	13.3
1966	2	13.3	1976	19.2
1964	3	20.2	1964	20.2
1969	4	43.7	1978	21.4
1970	5	27.3	1986	21.4
1971	6	35.5	1985	22
1972	7	25.6	2009	22.6
1973	8	33.2	1975	23.7
1974	9	24	1974	24
1975	10	23.7	1972	25.6
1976	11	19.2	1987	26.8
1977	12	27.8	1970	27.3
1978	13	21.4	1977	27.8
1979	14	40.2	1981	29.2
1980	15	38.9	1982	30.6
1981	16	29.2	1973	33.2
1982	17	30.6	1983	35.3
1983	18	35.3	1984	35.3
1984	19	35.3	1971	35.5
1985	20	22	2010	36.5
1986	21	21.4	1965	37.9
1987	22	26.8	1980	38.9
2008	23	41.9	1979	40.2
2009	24	22.6	2008	41.9
2010	25	36.5	2011	42
2011	26	42	1969	43.7



Cuadro 8. Parámetros para aplicación del Test de Kolmogorov Smirnov

Descripción	Símbolo	Valor	Unidad
Media de las precipitaciones	\bar{x}	30	mm
Desviación estándar precipitaciones	σ	8.33	U
Parámetro de escala	α	6.49	U
Parámetro de ubicación (moda)	u	26.08	U
Inverso del parámetro de escala	d	0.15	U
Media de frecuencias observadas:	Fmedia:	0.500	U

Cuadro 9. Bondad de Ajuste Test de Kolmogorov Smirnov

BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV SMIRNOV		
Frecuencia Relativa acumulada (Fn)	Frecuencia Teórica Acumulada (F(x))	F(n)-F(x)
0.037	0.001	0.036
0.074	0.056	0.018
0.111	0.084	0.027
0.148	0.128	0.020
0.185	0.128	0.057
0.222	0.153	0.069
0.259	0.181	0.078
0.296	0.236	0.060
0.333	0.252	0.081
0.370	0.341	0.030
0.407	0.409	0.001
0.444	0.437	0.008
0.481	0.464	0.017
0.519	0.539	0.020
0.556	0.607	0.052
0.593	0.716	0.123
0.630	0.785	0.156
0.667	0.785	0.119
0.704	0.791	0.087
0.741	0.818	0.077
0.778	0.850	0.073
0.815	0.870	0.056
0.852	0.893	0.041
0.889	0.916	0.027
0.926	0.917	0.008
0.963	0.936	0.027



BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV SMIRNOV		
Frecuencia Relativa acumulada (Fn)	Frecuencia Teórica Acumulada (F(x))	 F(n)-F(x)
D=		0.156

Cuadro 10. Coeficiente de Determinación Test de Kolmogorov Smirnov

COEFICIENTE DE DETERMINACIÓN	
(F(n)-F(x))²	(F(n)-Fmedia)²
0.001	0.214
0.000	0.181
0.001	0.151
0.000	0.124
0.003	0.099
0.005	0.077
0.006	0.058
0.004	0.041
0.007	0.028
0.001	0.017
0.000	0.009
0.000	0.003
0.000	0.000
0.000	0.000
0.003	0.003
0.015	0.009
0.024	0.017
0.014	0.028
0.008	0.041
0.006	0.058
0.005	0.077
0.003	0.099
0.002	0.124
0.001	0.151
0.000	0.181
0.001	0.214
TOTAL	0.110



r^2	0.963
r^2	96.30%

Cuadro 11. Aplicación y Resultado del Test de Kolmogorov Smirnov

TABLAS ESTADÍSTICAS PARA TEST DE KOLMOGOROV SMIRNOV	Nivel de Confianza asumido α	0.05
	n (número de datos)	26
	D obtenido de tabla	0.26
	CONCLUSIÓN	Ajuste Adecuado

De lo anterior se ha podido verificar que el análisis estadístico aplicado se ajusta de manera adecuada a la serie de datos sometida a este análisis.

Una vez realizado el análisis estadístico y su verificación como ajuste adecuado, se ha considerado un periodo de retorno de 25 años para el estudio y diseño del sistema de drenaje y subdrenaje del macrodeslizamiento de Puenteloma, por lo tanto la precipitación diaria que se ha empleado para la aplicación del método Racional Americano es de 46.8 mm.

2. HIDROLOGÍA: CAUDALES MÁXIMOS PROBABLES

Los caudales máximos probables han sido determinados mediante el Método Racional Americano, y los parámetros constitutivos de su formulación se han establecido de la siguiente manera:

El área de drenaje se ha obtenido de la carta topográfica del IGM (Instituto Geográfico Militar) de Santa Isabel (escala 1:50000) ^[3] y de la topografía de detalle disponible del lugar. Esta área se ha estimado manualmente y ha sido expresada en hectáreas (ha). Al ser un asunto de consideración especial, las áreas determinadas están del lado de la seguridad, dando confiabilidad en los resultados obtenidos.

Para la determinación de Coeficiente de escorrentía C, se ha realizado un análisis en función de lo observado en la visita de campo que se hizo al sitio inestable en estudio, observando un predominio de pastos con vegetación ligera, es así que utilizando las tablas recomendadas en la bibliografía y específicamente las dadas en las Normas de Diseño Geométrico 2003 se ha valorado el coeficiente en función de la cobertura vegetal y de la pendiente del terreno como se presenta en el **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**



Cuadro 12. Coeficientes de escorrentía C

Cobertura Vegetal	Tipo de Suelo	Pendiente del Terreno				
		Pronunciada	Alta	Media	Suave	Despreciable
		-50%	-20%	-5%	-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 con 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, Grama	Impermeable	0,6	0,55	0,5	0,45	0,4
	Semipermeable	0,5	0,45	0,4	0,35	0,3
	Permeable	0,3	0,25	0,25	0,15	0,1
Bosques con densa vegetación	Impermeable	0,55	0,5	0,5	0,4	0,35
	Semipermeable	0,45	0,4	0,4	0,3	0,25
	Permeable	0,25	0,2	0,2	0,1	0,05

Fuente: Normas de Diseño Geométrico 2003 ^[8]

De acuerdo al cuadro anterior se ha establecido el coeficiente de escurrimiento del sitio inestable, considerando que en la mayor parte del lugar existe alta pendiente y con el uso de suelo caracterizado por pastos con vegetación ligera, se ha asumido un coeficiente de escurrimiento de 0.50 para características semipermeables, el cual ha sido estimado por el lado de la seguridad para condiciones medias de uso de suelo.

Debido a la limitada información existente se ha tomado el tiempo de duración de la lluvia igual al tiempo de concentración, considerando que en ese lapso se produce la mayor aportación de agua hacia las estructuras de drenaje. ^[8]

En el caso del sitio inestable no se tiene claro una longitud del cauce ya que son áreas sin morfología específica, por ello se ha optado por considerar un tiempo de concentración de 5 minutos para todas las área que se han determinado, considerándose del lado conservador del diseño.

En lo referente a la ecuación de intensidad de precipitación a utilizar en el análisis, se ha considerado las ecuaciones definidas por el Instituto Nacional de Hidrología y Meteorología del Ecuador (INAMHI, 1999), las cuales calculan las intensidades para diferentes periodos de retorno. El INAMHI realizó una zonificación en todo el país (Ver Figura 3), es así que se ha determinado a la zona de estudio dentro de la zona número 11 correspondiente a la región de Santa Isabel, para la cual se han considerado las siguientes ecuaciones de Intensidad expresadas en el Cuadro 13.



Cuadro 13. Ecuaciones de Intensidad para la zona de estudio

Zona	Duración (min)	Ecuación
11	5 min < 60 min	$I_{TR} = 137,27 t^{-0,5153} I_{dTR}$
	60 min < 1440 min	$I_{TR} = 578,56 t^{-0,8736} I_{dTR}$

Fuente: INAMHI 1999 [5]

Donde:

I_{TR} : Intensidad de la precipitación para el periodo de retorno considerado (mm/h)

T_R : Periodo de Retorno considerado (años)

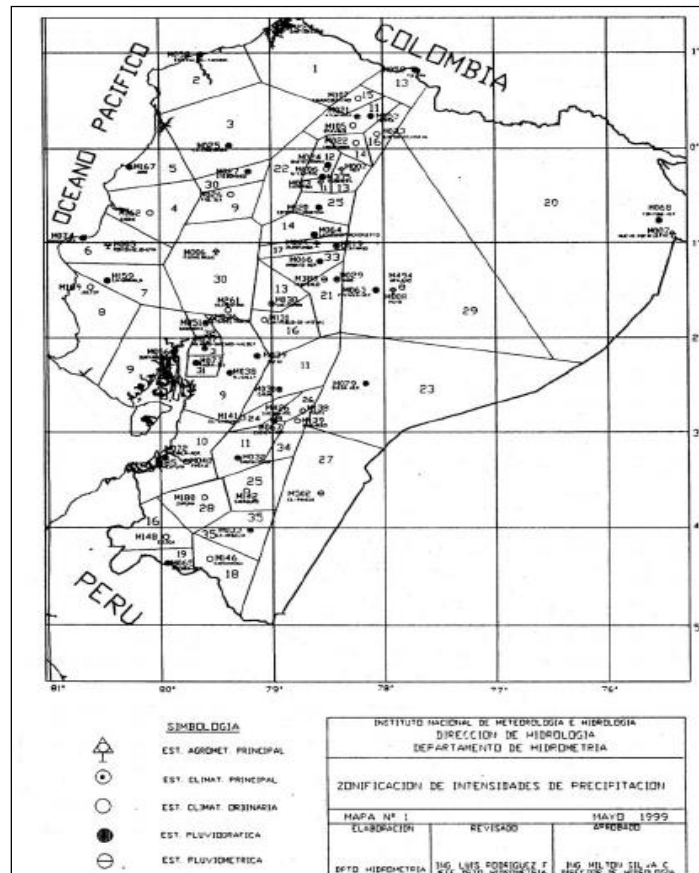
t: Duración de la precipitación, igual al tiempo de concentración (min)

I_{dTR} : Intensidad diaria para el periodo de retorno considerado (mm/h)

Como se trata de superficies pequeñas, la ecuación que se ha empleado es aquella para duraciones entre 5 min y 60 min, con la seguridad de que la zona de estudio presenta áreas mínimas de aporte, la duración que se ha empleado en la misma es de 5 min (esto se puede observar en los cálculos del caudal de diseño en consideración del tiempo de concentración para cada punto donde se han ubicado las estructuras de drenaje y subdrenaje hidráulicos).



Figura 3. Zonificación de Intensidades



Fuente: INAMHI 1999 [5]

3. SISTEMA DE DRENAJE PARA EL MACRODESPLAZAMIENTO DE PUNTELOMA

La intensidad de lluvia que se ha considerado en el diseño es para el periodo de retorno de 25 años. El estudio de precipitaciones que se ha efectuado para los registros de la estación de Santa Isabel ha establecido una intensidad máxima en 24 horas de 1.95 mm/h para el periodo de 25 años. Aplicando la zonificación de intensidades del INAMHI y la ecuación del Cuadro 13 se ha determinado que la intensidad de diseño es de **116.8mm/h**, intensidad que ha sido empleada para el cálculo de los caudales.

3.1. Consideraciones de Diseño

El sistema de evacuación del drenaje y subdrenaje del Macrodesplazamiento de Puenteloma, debe estar en concordancia con el diseño geotécnico establecido del mismo, por ello se ha mencionado a continuación los criterios generales de diseño establecidos para el cálculo de drenaje de este lugar.



Dimensionamiento de canales

El dimensionamiento de la sección del canal se ha realizado con la ecuación de Manning, asumiendo una velocidad máxima permisible de 4 m/seg y una rugosidad η de 0.030 para terreno natural con relleno de tierra vegetal y malezas y para el hormigón con un η de 0.014. ^[11]

Se ha indicado por un lado el dimensionamiento hidráulico que permite el transporte del caudal de diseño, sin embargo por tratarse de un gran número de obras de evacuación entre cunetas de coronación y canales colectores, se ha optado por presentar dimensiones típicas adecuadas por consideraciones constructivas, los valores asumidos para construcción se han presentado en un cuadro final con el resumen de obras de evacuación del sistema de drenaje del sitio inestable.

Criterio de Velocidad mínima

La velocidad de flujo a través de cunetas y canales debe ser lo suficientemente grande, para que no se produzca taponamiento ni obstrucción. El gradiente mínimo de los canales está determinado por la mínima velocidad de flujo necesaria para evitar la sedimentación. La velocidad no debe ser menor de 1.3 m/s para el flujo pico, con una frecuencia de uno en dos años. Generalmente, la pendiente mínima utilizada es del 1% para impedir la sedimentación. Debe tenerse cuidado de que la velocidad no sea superior a 4 m/seg para evitar desgaste en caso de recubrimiento de concreto y problemas de erosión en suelos reconformados. ^[10]

Dimensionamiento del tubo colector del subdrenaje

Del análisis numérico correspondiente se ha determinado los valores del diámetro del tubo colector para cada subdren requerido en el estudio de estabilización, también se ha considerado que la dimensión menor que debe ser adoptada es de 160mm por razones de seguridad con el conocimiento de que estas tuberías presentan posibles obstrucciones y disminución de la capacidad de transporte durante su vida útil. Si el diseño hidráulico da como resultado tuberías de 110mm, se ha optado por un valor de 160mm como mínimo diámetro en subdrenaje para el sitio inestable. ^[10]

Aspectos Específicos Generales

- Los canales de conducción a emplearse tendrán una forma trapezoidal, excavado en el terreno e incorporando en su base malla geotextil + geomembrana para impermeabilización y compuesta por sacos de polipropileno rellenos con tierra vegetal y semilla, pues la intención es conformar un canal impermeable y flexible, de manera que se acomode a los posibles movimientos futuros que pueda sufrir el terreno. ^[8]



- En la parte superior del sitio inestable o en su defecto en cada berma se ha diseñado una cuneta de coronación para evitar el ingreso del escurrimiento directo; la pendiente de diseño es del 2%.
- El diseño geotécnico está basado en bermas de estabilización, las cuales consolidan el terreno, los resultados del mismo se los puede observar en los planos de diseño geotécnico en donde se encuentran emplazadas dichas bermas.
- Para el desalajo del escurrimiento sobre las bermas se ha diseñado un canal colector que transportará el flujo superficial hacia cauces naturales identificados. La pendiente de este canal es del 2% y la forma será trapezoidal con dimensiones que dependerían de los caudales esperados en estos puntos.
- Para el agua de infiltración y abatimiento posible del nivel freático se ha diseñado subdrenes bajo el canal superficial, de 3 m de profundidad, esto por recomendaciones geotécnicas ^[4] que ha de contener a más de material granular, un tubo colector perforado de dimensiones específicas para conducir el flujo hacia zonas externas seguras.
- Para la descarga de las cunetas de coronación, subdrenes y canales colectores hacia las quebradas naturales se ha diseñado canales de gran pendiente con rugosidad artificial que permita disipar la energía en caídas pronunciadas.

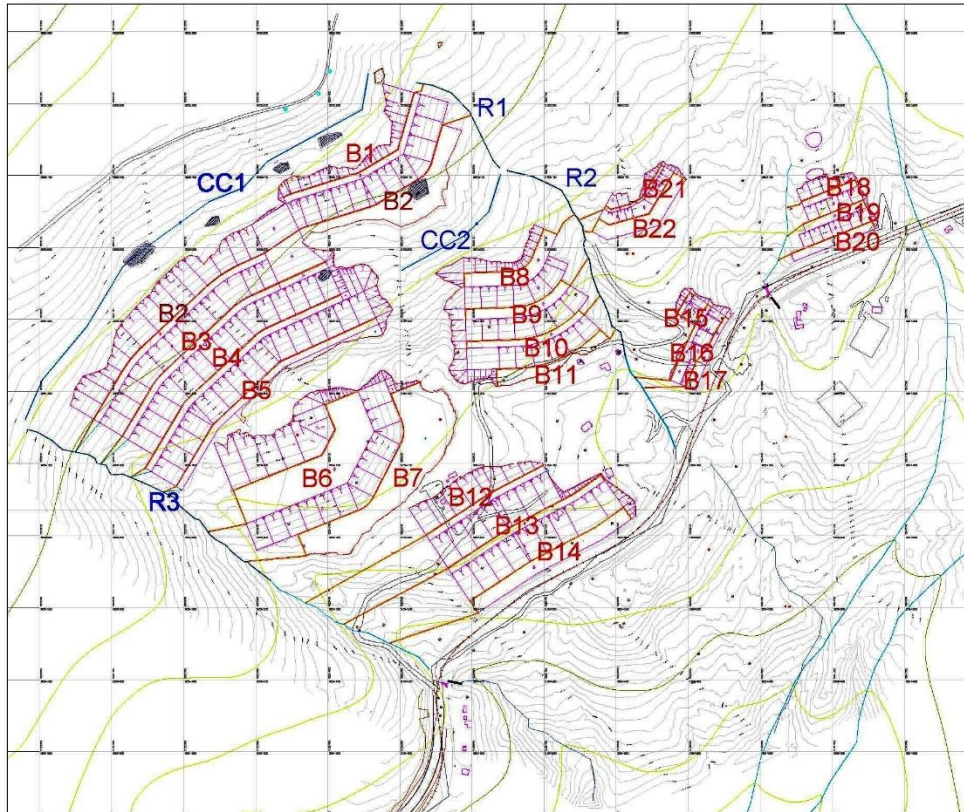
4. DISEÑO DEL DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBDRENAJE PARA EL MACRODESLIZAMIENTO DE PUENTELOMA

El deslizamiento de PuenteLoma se encuentra localizado entre las abscisas 71+760 y 72+680 del tramo vial Léntag-San Francisco; el diseño para estabilizar el terreno corresponde a una serie de bermas ubicadas en diversos sectores acompañadas de un sistema de drenaje adecuado para evacuar las aguas que escurren por todo el sector. El diseño prevé la incorporación de dos cunetas de coronación para evacuar la mayor cantidad de agua producto del escurrimiento superficial en la parte alta de los taludes. Se ha identificado un conjunto de 23 bermas de estabilización como resultado del estudio geotécnico, en cada berma se ha requerido la incorporación de canales colectores superficiales para evacuar el escurrimiento directo y un sistema de subdrenaje profundo para la eliminación de las aguas producto de la infiltración y abatimiento del nivel freático.



El esquema de localización del deslizamiento así como la identificación de obras se ha ilustrado en la Figura 4. La simbología empleada corresponde a CC: Cunetas de Coronación, B: Berma y R: Canal con rugosidad artificial.

Figura 4. Esquema de estabilización del Macrodeslizamiento de Puenteloma



Las áreas de aporte se han determinado a partir de la topografía y para la cuneta de coronación principal con ayuda de la cartografía de Santa Isabel (Escala 1:50000) disponible (Carta del Instituto Geográfico Militar) [3]; al tratarse de áreas inferiores a los 160 ha, los caudales se han diseñado con el método racional explicado anteriormente. Las áreas de aporte determinadas se las puede observar en los planos de diseño.

4.1. CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO

Los caudales de evacuación deben drenar por las cunetas y canales interceptores hasta dirigirse a una de las alcantarillas ubicadas por el sistema de drenaje de la vía principal, en este tramo se han identificado 3 alcantarillas que servirán para ubicar los canales de descarga en el sistema de estabilización del macrodeslizamiento de Puenteloma.



Las bermas identificadas como B2 y B2' corresponden a diferentes bermas debido a que tienen pendientes contrarias para disminuir la longitud de recorrido. La morfología del terreno ha permitido realizar esta actividad sin inconvenientes debido a la topografía favorable existente. A partir de las áreas de aporte y los datos de escurrimiento e intensidad explicados en los párrafos anteriores se ha realizado la determinación del caudal de diseño. El Cuadro 14 resume los caudales de diseño esperados en los diferentes puntos de diseño.

Cuadro 14. Cálculo de caudales máximos esperados en Puenteloma (71+760 – 72+680)

Estructura de drenaje	IdTr Tr=25	Abscisa de descarga			ÁREA ha	t min	I mm/h	C	Q m ³ /s
Cuneta de coronación CC1	1.95	72	+	686.2	30.86	8.70	87.80	0.5	3.76
Cuneta de coronación CC2	1.95	72	+	203.4	2.83	5	116.80	0.5	0.46
Canal Colector 1	1.95	72	+	203.4	1.62	5	116.80	0.5	0.26
Canal Colector 2	1.95	72	+	686.2	4.24	5	116.80	0.5	0.69
Canal Colector 2'	1.95	72	+	203.4	1.44	5	116.80	0.5	0.23
Canal Colector 3	1.95	72	+	686.2	2.00	5	116.80	0.5	0.32
Canal Colector 4	1.95	72	+	686.2	2.13	5	116.80	0.5	0.35
Canal Colector 5	1.95	72	+	686.2	2.32	5	116.80	0.5	0.38
Canal Colector 6	1.95	72	+	686.2	3.43	5	116.80	0.5	0.56
Canal Colector 7	1.95	72	+	686.2	3.60	5	116.80	0.5	0.58
Canal Colector 8	1.95	72	+	203.4	1.60	5	116.80	0.5	0.26
Canal Colector 9	1.95	72	+	203.4	1.40	5	116.80	0.5	0.23
Canal Colector 10	1.95	72	+	203.4	0.97	5	116.80	0.5	0.16
Canal Colector 11	1.95	72	+	203.4	1.00	5	116.80	0.5	0.16
Canal Colector 12	1.95	72	+	686.2	4.23	5	116.80	0.5	0.69
Canal Colector 13	1.95	72	+	686.2	2.03	5	116.80	0.5	0.33
Canal Colector 14	1.95	72	+	686.2	2.35	5	116.80	0.5	0.38
Canal Colector 15	1.95	72	+	203.4	0.28	5	116.80	0.5	0.05
Canal Colector 16	1.95	72	+	203.4	1.31	5	116.80	0.5	0.21
Canal Colector 17	1.95	72	+	203.4	0.40	5	116.80	0.5	0.06
Canal Colector 18	1.95	71	+	948.8	0.46	5	116.80	0.5	0.07
Canal Colector 19	1.95	71	+	948.8	0.34	5	116.80	0.5	0.06
Canal Colector 20	1.95	71	+	948.8	0.42	5	116.80	0.5	0.07
Canal Colector 21	1.95	72	+	203.4	2.18	5	116.80	0.5	0.35
Canal Colector 22	1.95	72	+	203.4	0.32	5	116.80	0.5	0.05

La ubicación exacta de estos elementos de evacuación se puede identificar en la Figura 4 y con mayor detalle en los planos de diseño.



4.2. DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE

4.2.1. Diseño de Cunetas de Coronación

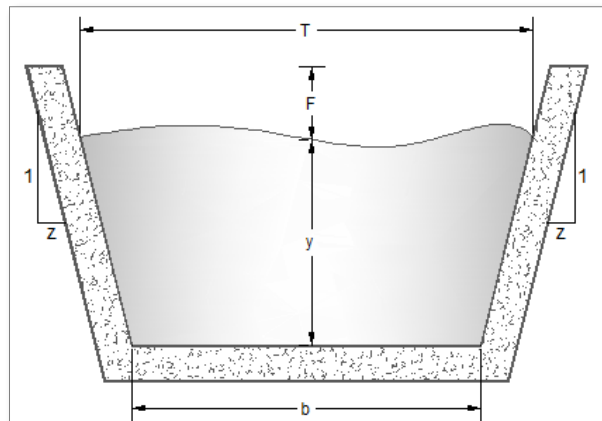
Con los caudales obtenidos del estudio hidrológico, se ha dimensionado las cunetas de coronación para un canal de forma trapezoidal con pendiente H/V = 1/4, considerando un borde libre de seguridad y consideraciones hidráulicas para el caso. Los resultados de este análisis se presentan en el Cuadro 15.

Cuadro 15. Dimensionamiento de Cunetas de coronación en Puenteloma

Estructura	Q m ³ /s	So m/m	n	z m/m	Base (b) m	Calado (y) m	Ecuación	Borde Libre (F) m	Altura (h) m
CC1	3.76	0.02	0.03	0.25	1.1	1.03	0.00	0.2	1.1
CC2	0.46	0.02	0.03	0.25	0.6	0.41	0.00	0.15	0.6

Para el diseño de las cunetas de sección trapezoidal a más de utilizar la ecuación de Manning (1891), se ha utilizado la siguiente formulación para la geometría (Figura 5).^[11]

Figura 5. Parámetros Geométricos para el dimensionamiento de un Canal Trapezoidal



$$A = (b + zy)y$$

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

$$T = b + 2zy$$



Donde:

A = Área Hidráulica del Canal (m^2)

P = Perímetro Mojado del Canal (m)

T = Ancho Superficial del Canal (m)

b = Ancho del Canal (m)

z = Relación de pendiente de las paredes laterales del canal

y = altura del agua (m)

F = Borde Libre (m)

Para el cálculo del borde libre se ha utilizado la siguiente expresión recomendada por el U. S. Bureau of Reclamation ^[11]:

$$F = \sqrt{Cy}$$

Donde:

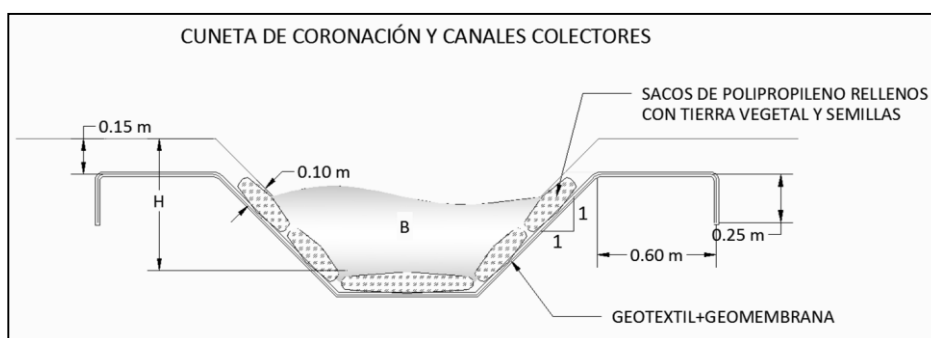
F = Borde Libre (m)

y = profundidad de agua en el canal (m)

C = Es un coeficiente que varía desde 1.5 para canales con capacidad de 20 Pies³/s hasta 2.5 para canales con capacidades de 3000 pies³/s o mayores

El esquema de la cuneta de coronación y también para el canal colector se presenta en la Figura 6; se puede notar que su composición es con sacos rellenos de tierra vegetal acompañado de geotextil y geomembrana, con esto se garantiza la flexibilidad del canal, su impermeabilización y su adecuado funcionamiento.

Figura 6. Esquema de Cunetas de Coronación





4.2.2. Diseño de Canales Colectores

Los canales colectores deben transportar el escurrimiento debido a la precipitación que caiga sobre las bermas, estas tienen una pendiente transversal adecuada que permite que el agua superficial se dirija hacia estos canales (normalmente el 2%). Un total de 23 canales han sido requeridos para todo el sistema de estabilización en el macrodeslizamiento de Puenteloma.

Se define un tipo de canales colectores en forma de canal trapezoidal debido a que los caudales esperados se han considerado altos. El dimensionamiento de los canales colectores en forma de canal trapezoidal se indican en el Cuadro 16.

Cuadro 16. Dimensionamiento de Canales Colectores en Puenteloma (Canal Trapezoidal)

Estructura	Q m ³ /s	So m/m	n	z m/m	Base (b) m	Calado (y) m	Ecuación	Borde Libre (F) m	Altura (h) m
Canal Colector 1	0.26	0.02	0.03	0.25	0.5	0.32	0.00	0.12	0.5
Canal Colector 2	0.69	0.02	0.03	0.25	0.7	0.47	0.00	0.15	0.6
Canal Colector 2'	0.23	0.02	0.03	0.25	0.5	0.30	0.00	0.12	0.5
Canal Colector 3	0.32	0.02	0.03	0.25	0.5	0.37	0.00	0.13	0.5
Canal Colector 4	0.35	0.02	0.03	0.25	0.5	0.39	0.00	0.12	0.5
Canal Colector 5	0.38	0.02	0.03	0.25	0.6	0.36	0.00	0.12	0.5
Canal Colector 6	0.56	0.02	0.03	0.25	0.6	0.46	0.00	0.14	0.6
Canal Colector 7	0.58	0.02	0.03	0.25	0.7	0.43	0.00	0.13	0.6
Canal Colector 8	0.26	0.02	0.03	0.25	0.5	0.32	0.00	0.12	0.5
Canal Colector 9	0.23	0.02	0.03	0.25	0.5	0.29	0.00	0.11	0.4
Canal Colector 10	0.16	0.02	0.03	0.25	0.5	0.23	0.00	0.1	0.4
Canal Colector 11	0.16	0.02	0.03	0.25	0.5	0.24	0.00	0.1	0.4
Canal Colector 12	0.69	0.02	0.03	0.25	0.7	0.47	0.00	0.14	0.6
Canal Colector 13	0.33	0.02	0.03	0.25	0.5	0.38	0.00	0.12	0.5
Canal Colector 14	0.38	0.02	0.03	0.25	0.6	0.36	0.00	0.12	0.5
Canal Colector 15	0.05	0.02	0.03	0.25	0.4	0.12	0.00	0.1	0.4
Canal Colector 16	0.21	0.02	0.03	0.25	0.5	0.28	0.00	0.11	0.4
Canal Colector 17	0.06	0.02	0.03	0.25	0.4	0.15	0.00	0.1	0.4
Canal Colector 18	0.07	0.02	0.03	0.25	0.4	0.17	0.00	0.1	0.4
Canal Colector 19	0.06	0.02	0.03	0.25	0.4	0.14	0.00	0.1	0.4
Canal Colector 20	0.07	0.02	0.03	0.25	0.4	0.16	0.00	0.1	0.4
Canal Colector 21	0.35	0.02	0.03	0.25	0.6	0.34	0.00	0.12	0.5
Canal Colector 22	0.05	0.02	0.03	0.25	0.4	0.13	0.00	0.1	0.4

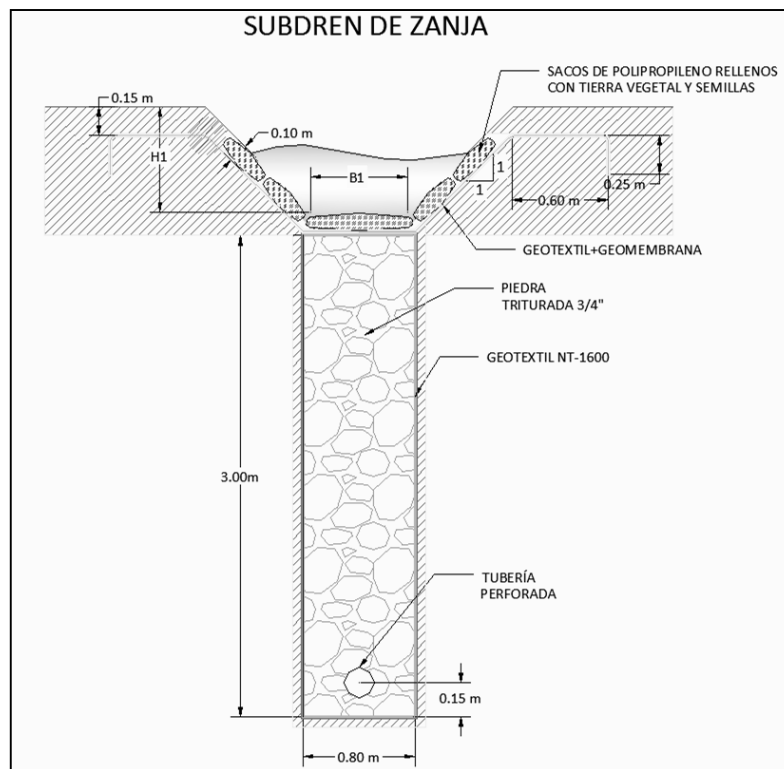


Con esta forma geométrica y la pendiente del 2% se ha garantizado velocidades adecuadas que eviten la erosión y sedimentación del material.

4.2.3. Diseño de Subdrenes

El subdren deberá ser implementado bajo el canal colector; su función es el abatimiento posible del nivel freático y el transporte de las aguas producto de la infiltración de agua en la zona de las bermas. El diseño se ha realizado en función a los caudales estimados de infiltración y abatimiento y su forma tipo se presenta en el esquema a continuación.

Figura 7. Esquema de Subdrenes de Cunetas de Coronación y Canales Colectores



Según el esquema que se ha presentado, el diseño particular para cada berma y canal colector se presenta en el Cuadro 17 a continuación. Se ha asumido que el nivel freático que se ha de abatir en los subdrenes es igual a la profundidad del mismo (3m), con esto se ha garantizado totalmente las condiciones extremas de evacuación de las aguas.



Cuadro 17. Dimensionamiento del tubo colector de subdrenaje profundo en Puenteloma

I (mm/h)	IR (cm/s)	Fi	FR	K (cm/s) (Asumido)	Nd-Nf (cm)
116.8	0.00324	0.5	0.3	0.00095	180

ESTRUCTURA	L (m)	B (cm)	I (m/m)	Qinf (cm ³ /s)	Ao (cm ²)	Q nf (cm ³ /s)	Q sd (cm ³ /s)	S ₀ %	D (mm)
Cuneta de coronación CC1	700	1500	0.12	51100	12600000	1436.4	52536.4	2	250
Cuneta de coronación CC2	205	1000	0.18	9977	3690000	631.0	10607.7	2	160
Canal Colector 1 (B1)	275	1000	0.18	13383	4950000	846.5	14229.8	2	160
Canal Colector 2 (B2)	450	1000	0.18	21900	8100000	1385.1	23285.1	2	200
Canal Colector 2' (B2')	310	3000	0.06	45260	5580000	318.1	45578.1	2	250
Canal Colector 3 (B3)	505	1000	0.18	24577	9090000	1554.4	26131.1	2	200
Canal Colector 4 (B4)	400	1000	0.18	19467	7200000	1231.2	20697.9	2	200
Canal Colector 5 (B5)	395	1000	0.18	19223	7110000	1215.8	20439.1	2	200
Canal Colector 6 (B6)	365	5000	0.04	88817	6570000	224.7	89041.4	2	315
Canal Colector 7 (B7)	440	4500	0.04	96360	7920000	301.0	96661.0	2	315
Canal Colector 8 (B8)	225	2000	0.09	21900	4050000	346.3	22246.3	2	200
Canal Colector 9 (B9)	220	1500	0.12	16060	3960000	451.4	16511.4	2	160
Canal Colector 10 (B10)	220	1000	0.18	10707	3960000	677.2	11383.8	2	160
Canal Colector 11 (B11)	220	2000	0.09	21413	3960000	338.6	21751.9	2	200
Canal Colector 12 (B12)	385	1000	0.18	18737	6930000	1185.0	19921.7	2	200
Canal Colector 13 (B13)	425	1000	0.18	20683	7650000	1308.2	21991.5	2	200
Canal Colector 14 (B14)	420	2000	0.09	40880	7560000	646.4	41526.4	2	250
Canal Colector 15 (B15)	70	700	0.26	2385	1260000	307.8	2692.5	2	160
Canal Colector 16 (B16)	175	700	0.26	5962	3150000	769.5	6731.2	2	160
Canal Colector 17 (B17)	180	700	0.26	6132	3240000	791.5	6923.5	2	160
Canal Colector 18 (B18)	115	1000	0.18	5597	2070000	354.0	5950.6	2	160
Canal Colector 19 (B19)	130	1200	0.15	7592	2340000	333.5	7925.5	2	160
Canal Colector 20 (B20)	150	1200	0.15	8760	2700000	384.8	9144.8	2	160
Canal Colector 21 (B21)	155	500	0.36	3772	2790000	954.2	4725.8	2	160
Canal Colector 22 (B22)	190	2000	0.09	18493	3420000	292.4	18785.7	2	200

La nomenclatura de "D" en el cuadro anterior corresponde al diámetro de la tubería perforada requerida para evacuación en el subdren. El rango de tuberías perforadas requeridas según el diseño va desde los 110 mm hasta los 315 mm en los casos más grandes, y se ha recomendado un diámetro mínimo de 160mm por condiciones de seguridad.



4.2.4. Diseño de Canales de Descarga

Los canales que se han previsto para la descarga hacia quebradas o cauces naturales son mediante rugosidad artificial; las cunetas de coronación normalmente tienen una pendiente baja y requiere de librar una altura importante para su descarga.

Gracias a la topografía de los sitios de descarga se ha realizado un diseño considerando rugosidad artificial; la sección base es normalmente la misma de la cuneta de coronación; el diseño ha contemplado la altura del canal y de los elementos artificiales que darán la rugosidad al canal.

En el caso de la cuneta de coronación 1 (CC1), el caudal es alto, determinado en 3.76 m³/s, sin embargo la descarga se ha identificado plenamente en una quebrada natural importante a la cual llega directamente por la curva de nivel y no se considera emplazar un canal de gran pendiente en este punto; sin embargo ha sido necesario colocar una rápida para su transporte por la quebrada hasta que esta se forme de manera adecuada (R3).

En el esquema general se identifican las rápidas adicionales con la denominación R1 y R2.

Los resultados de esta evaluación se indican en el Cuadro 18; se hace notar que el tipo de rugosidad resultante ha sido la misma para todos los casos.

Cuadro 18. Dimensionamiento del canal de descarga con rugosidad artificial en Puenteloma

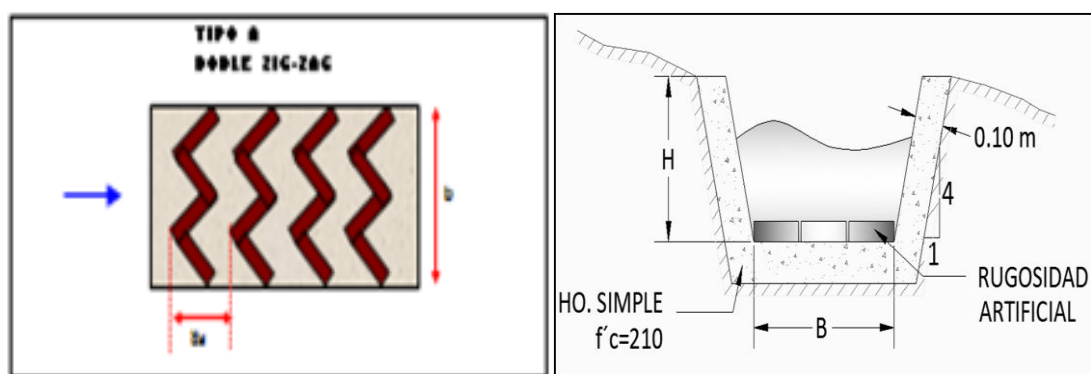
ESTRUCTURA	Bermas que descargan	Cota entrada ms.n.m	Cota Salida ms.n.m	Desnivel m	Longitud m
R1	B1-B2'	1622	1577	45	165
R2	R1;CC2; B8-B11; B21-B22	1577	1490	87	305
R3	CC1; B2-B7	1637	1496	141	398

PUENTELOMA											
ESTRUCTURA	Abscisa Descarga	Q m ³ /s	L m	Sección Canal B y H	S %	Ancho b (m)	Altura h (m)	Vel (m/s)	C CHEZY	Altura rugosidad (m)	Tipo de rugosidad
R1	72+203.4	0.50	165	0.6 x 0.6	27	0.6	0.6	3.93	16.93	0.03	A
R2	72+203.4	2.17	305	1 x 1	29	1	1	4.00	12.82	0.06	A
R3	72+686.2	6.64	398	1.5 x 1.4	35	1.5	1.4	4.00	9.42	0.08	A

El emplazamiento de los canales de gran pendiente se indica en los planos correspondientes a la planta y detalles constructivos generales.

El tipo de rugosidad "A" significa que la obstrucción al flujo está dado por doble Zigzag tal y como se indica en la Figura 8 a continuación. Asimismo se ha presentado un corte transversal del canal con rugosidad artificial.

Figura 8. Esquema tipo "A" Doble Zigzag



4.3. RESULTADOS Y DIMENSIONES FINALES DE LAS ESTRUCTURAS DISEÑADAS PARA PUNTELOMA

A continuación se presenta en el Cuadro 19 los resultados finales del diseño de las obras hidráulicas para el drenaje y subdrenaje del sitio inestable en Puenteloma.

Cuadro 19. Resultados Generales del estudio de drenaje para el Macrodeslizamiento de Puenteloma

Estructura de drenaje	Abscisa de descarga			Q m ³ /s	L m	Sección Hidráulica Trapezoidal (m)	Sección Adoptada para construcción (m)	tubo colector subdrenaje (mm)
Cuneta de coronación CC1	72	+	686.2	3.76	700	1.1 X 1.1	1.2 X 1.2	250
Cuneta de coronación CC2	72	+	203.4	0.46	205	0.6 X 0.6	0.6 X 0.6	160
Canal Colector 1	72	+	203.4	0.26	275	0.5 X 0.5	0.6 X 0.6	160
Canal Colector 2	72	+	686.2	0.69	450	0.7 X 0.6	0.7 X 0.7	200
Canal Colector 2'	72	+	203.4	0.23	310	0.5 X 0.5	0.6 X 0.6	250
Canal Colector 3	72	+	686.2	0.32	505	0.5 X 0.5	0.6 X 0.6	200



Estructura de drenaje	Abscisa de descarga		Q m ³ /s	L m	Sección Hidráulica Trapezoidal (m)	Sección Adoptada para construcción (m)	Tubo colector subdrenaje (mm)	
Canal Colector 4	72	+	686.2	0.35	400	0.5 X 0.5	0.6 X 0.6	200
Canal Colector 5	72	+	686.2	0.38	395	0.6 X 0.6	0.6 X 0.6	200
Canal Colector 6	72	+	686.2	0.56	365	0.6 X 0.6	0.6 X 0.6	315
Canal Colector 7	72	+	686.2	0.58	440	0.7 x 0.6	0.7 X 0.7	315
Canal Colector 8	72	+	203.4	0.26	225	0.5 x 0.5	0.6 X 0.6	200
Canal Colector 9	72	+	203.4	0.23	220	0.5 x 0.4	0.6 X 0.6	160
Canal Colector 10	72	+	203.4	0.16	220	0.5 x 0.4	0.6 X 0.6	160
Canal Colector 11	72	+	203.4	0.16	220	0.5 x 0.4	0.6 X 0.6	200
Canal Colector 12	72	+	686.2	0.69	385	0.7 X 0.6	0.7 X 0.7	200
Canal Colector 13	72	+	686.2	0.33	425	0.5 X 0.5	0.6 X 0.6	200
Canal Colector 14	72	+	686.2	0.38	420	0.6 x 0.5	0.6 X 0.6	250
Canal Colector 15	72	+	203.4	0.05	70	0.4 x 0.4	0.6 X 0.6	160
Canal Colector 16	72	+	203.4	0.21	175	0.5 x 0.4	0.6 X 0.6	160
Canal Colector 17	72	+	203.4	0.06	180	0.4 x 0.4	0.6 X 0.6	160
Canal Colector 18	71	+	948.8	0.07	115	0.4 x 0.4	0.6 X 0.6	160
Canal Colector 19	71	+	948.8	0.06	130	0.4 x 0.4	0.6 X 0.6	160
Canal Colector 20	71	+	948.8	0.07	150	0.4 x 0.4	0.6 X 0.6	160
Canal Colector 21	72	+	203.4	0.35	155	0.6 x 0.5	0.6 X 0.6	160
Canal Colector 22	72	+	203.4	0.05	190	0.4 x 0.4	0.6 X 0.6	200

Los emplazamientos de las estructuras se encuentran en los planos de diseño y de detalles generales de las estructuras diseñadas.



VI. CONCLUSIONES

- Las características pluviográficas de la zona de estudio han sido determinadas en base a los registros de la estación Santa Isabel del INAMHI ubicada en la misma zona del estudio, esta estación dispone de las series más representativas.
- La precipitación máxima en 24 horas para el periodo de retorno de 25 años se ha evaluado en 46.8 mm para la zona de estudio.
- El sistema de drenaje y subdrenaje del Macrodeslizamiento de Puenteloma ha sido diseñado a partir del Método Racional Americano y la aplicación de intensidades máximas disponibles del estudio de INAMHI.
- El drenaje directo hacia las cunetas de coronación ha sido evaluado con la determinación de áreas de drenaje a partir de topografía y cartografía disponible.
- Las cunetas de coronación y los canales colectores han sido diseñados con el método de Manning y de forma trapezoidal, recomendando canales excavados impermeabilizados con geotextil y geomembrana y sacos rellenos de tierra vegetal, esto para garantizar flexibilidad. La rugosidad asumida es de $n = 0.03$ verificada en la literatura; la pendiente longitudinal de los canales varía del 1% al 2%. La dimensión mínima recomendada por aspectos constructivos es de 0.6m x 0.6m.
- Los canales colectores de las bermas de estabilización según los diseños requieren de dos secciones trapezoidales de 0.6m x 0.6m y 0.7m x 0.7m, siendo la primera sección la más común de los casos, de esta manera se facilita la construcción de los mismos y se da total seguridad de capacidad de transporte de los caudales esperados.
- Los caudales máximos han sido estimados para el periodo de retorno de 25 años con las intensidades máximas calculadas en la región.



- Los subdrenes tienen forma típica; el tubo colector ha sido calculado para la longitud total de cada tramo y el caudal de infiltración máximo esperado. El diseño para longitudes de subdrenes mayores a 300 m recomienda diámetro de 200 mm, y para longitudes menores el diámetro de 160 mm, con una pendiente longitudinal entre 1% y 2%.
- Las quebradas por las que atraviesa el deslizamiento de Puenteloma deben ser readecuadas y limpiadas, para permitir el transporte del mayor caudal posible y garantizar una correcta evacuación de las aguas superficiales.
- Cada berma diseñada tiene un subdren; el cálculo en el Macrodeslizamiento de Puenteloma contempla el aporte al subdren más desfavorable.
- Las descargas de las cunetas de coronación, canales colectores o subdrenes ha sido ajustado a la ubicación de alcantarillas del sistema de drenaje final.
- Para las descargas hacia las quebradas, las cunetas presentarán un canal de gran pendiente con rugosidad artificial, siendo la rugosidad artificial del tipo zigzag la más conveniente para los caudales de descarga y la pendiente del terreno.



VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

VIRTUAL:

[1] <http://www.panoramio.com> (Fotos Ing. Eduardo Tacuri).

[2] <http://www4.ujaen.es/~mpfrias/TablasInferencia.pdf>

[3].-<http://www.geoportaligm.gob.ec/portal/>

TEXTUAL:

[4].-Consulproy 2013. Estudio Geológico y de detalle de Sitios Críticos de la Carretera Cuenca-Girón-Pasaje, tramo Léntag San Francisco.

[5].-INAMHI 1999. Estudio de Lluvias Intensas. Departamento de Hidrometría. Quito Ecuador.

[6].-Módulo de Drenaje Vial 2013. Curso de Vialidad, Transporte y Construcciones. Análisis Hidrológico. Ing. Cristian Coello Msc.

[7].-Dr. Ing. Roberto Pizarro, Ing. Juan Pablo Flores, Sociedad de Estándares de Ingeniería para Aguas y Suelos LTDA. Módulo 1. Leyes de Distribución de Procesos Hidrológicos.

[8].-Normas de Diseño Geométrico de Carreteras, 2003. MTOP (Quito-Ecuador).

[9].-Control de Aguas Superficiales y Subterráneas. Capítulo 13. Documento entregado en el Curso de Graduación por el Ing. Cristian Coello Msc.

[10].-Jaime Suárez. Deslizamiento: Deslizamientos Técnicas de Remediación. Obras de Drenaje y Subdrenaje. Capítulo 2. (www.erosion.com.co).

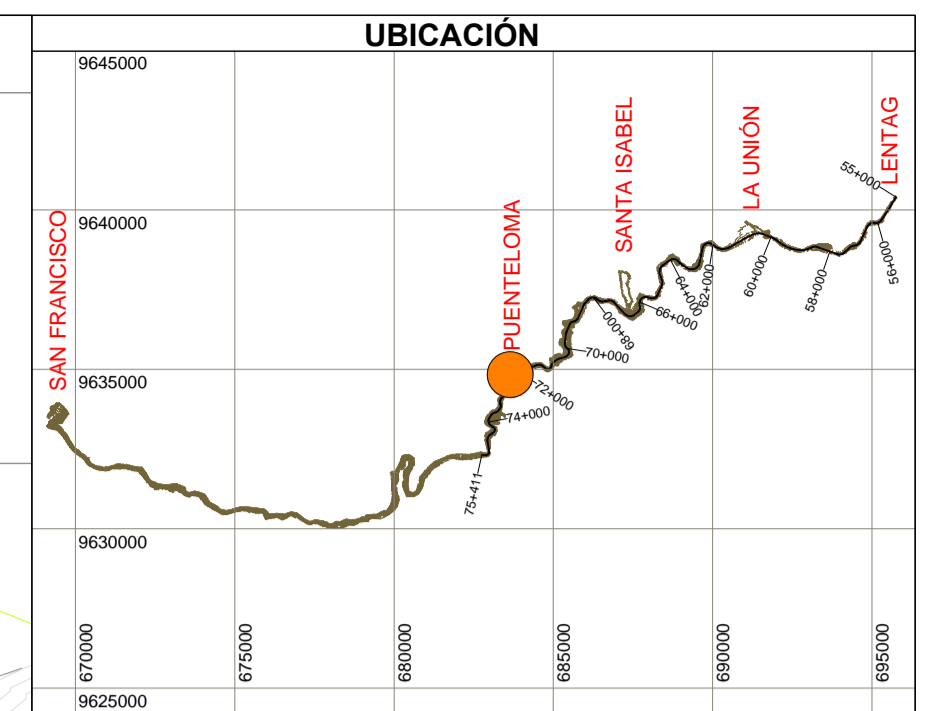
[11].-Chow, V. T., Hidráulica de los Canales Abiertos. McGraw-Hill Interamericana S.A., 1994.

[12].-Apuntes de Clases de Pregrado. Diseño Hidráulico I. Dictadas por el Ing. Esteban Pacheco T.



VIII. ANEXOS

PLANOS DE DISEÑO Y DE DETALLES GENERALES



SIMBOLOGÍA

EJE PROYECTO	CERRAMIENTOS
VÍA PROPUESTA	POSTE DE LUZ Y TELEFONO
VÍA EXISTENTE	PERFORACIÓN
VIVIENDAS	CALICATA
RÍOS O QUEBRADAS	GRIETAS
ALCANTARILLAS	TALUD (B)
CURVA DE NIVEL CADA 1 m	CURVA DE NIVEL CADA 40 m
CURVA DE NIVEL CADA 5 m	CURVA DE NIVEL CADA 200 m
CAMINO	
CANAL CON RUGOSIDAD (R)	
CUNETTA DE CORONACIÓN (CC)	



TESINA:
 ESTUDIO DE DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBDRENAJE PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL MACRODESARROLLO DE PUENTE LOMA DE LA VÍA LENTAG-SAN FRANCISCO DE 50 KM DE LONGITUD UBICADA EN LA PROVINCIA DEL AZUAY *

CONTENIDO:
 DISEÑO GEOLÓGICO PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL MACRODESARROLLO DE PUENTE LOMA CON LA UBICACIÓN DE CUNETAS DE CORONACIÓN Y CANALES DE DESCARGA RECOMENDADOS PARA EL DISEÑO DE DRENAJE

DIRECTOR DE TESINA:
 Ing. Esteban Pacheco T.

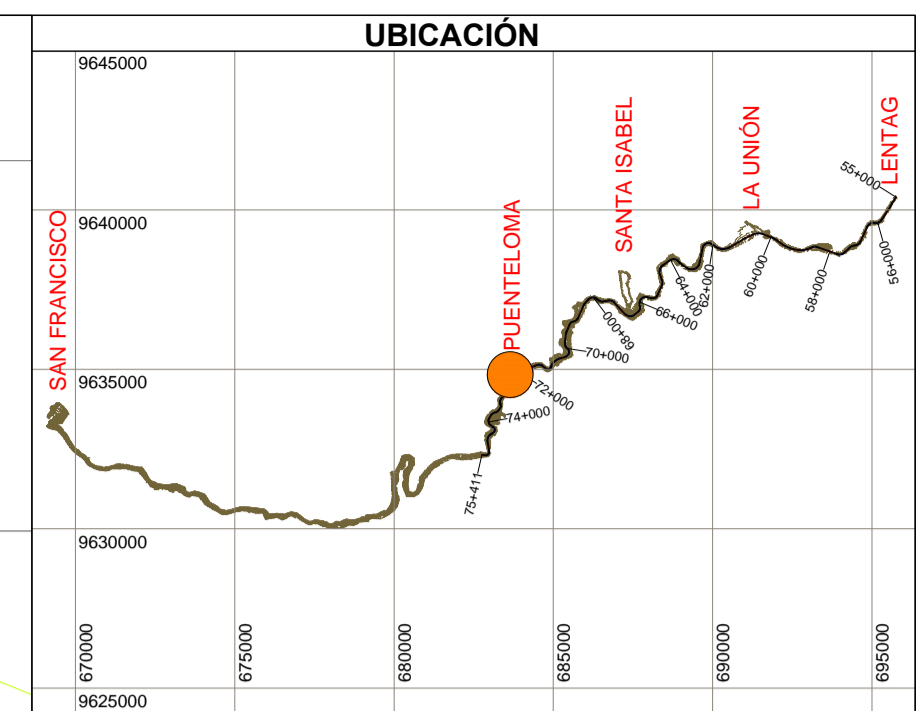
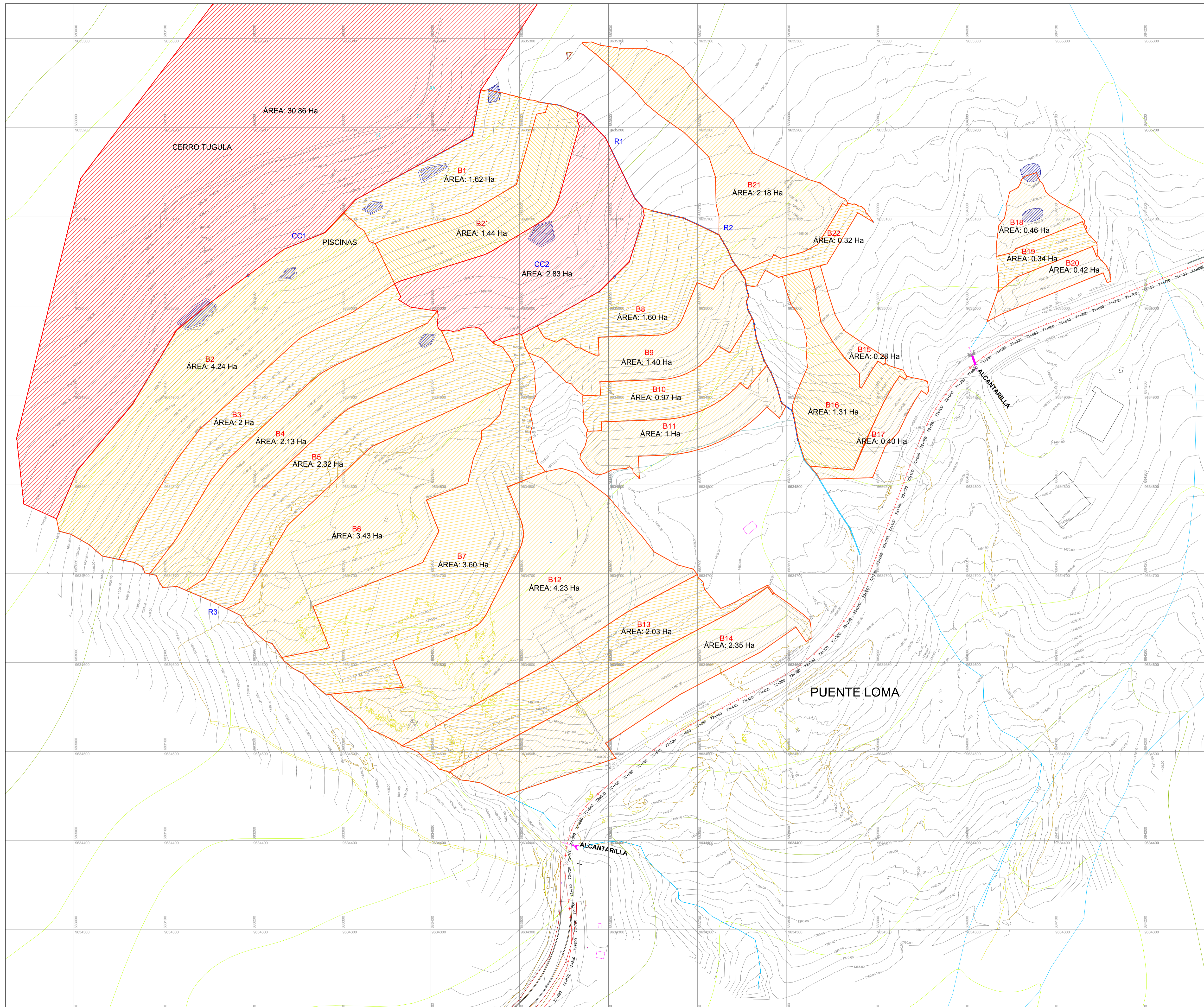
DIBUJO:
 Miguel Calle Moscoso

PLANO:
 1/6

ESCALA:
 1:2000

ARCHIVO NOMBRE:
 Planta y Detalles.dwg

FECHA:
 Octubre del 2013



SIMBOLOGÍA

EJE PROYECTO	CERRAMIENTOS
VÍA PROPUESTA	POSTE DE LUZ Y TELÉFONO
VÍA EXISTENTE	PERFORACIÓN
VIVIENDAS	CALICATA
RÍOS O QUEBRADAS	GRIETAS
ALCANTARILLAS	TALUD (B)
CURVA DE NIVEL CADA 5 m	CURVA DE NIVEL CADA 40 m
ÁREAS DE APORTE CUNETAS DE CORONACIÓN	CURVA DE NIVEL CADA 200 m
ÁREAS DE APORTE CAÑALES COLECTORES EN C/BERMA	CAMINO

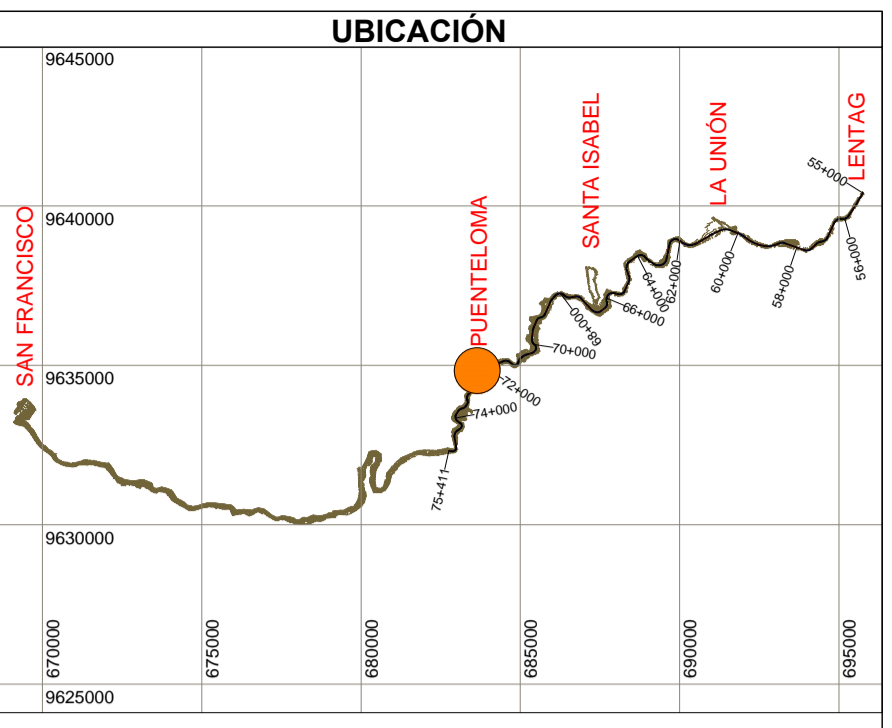
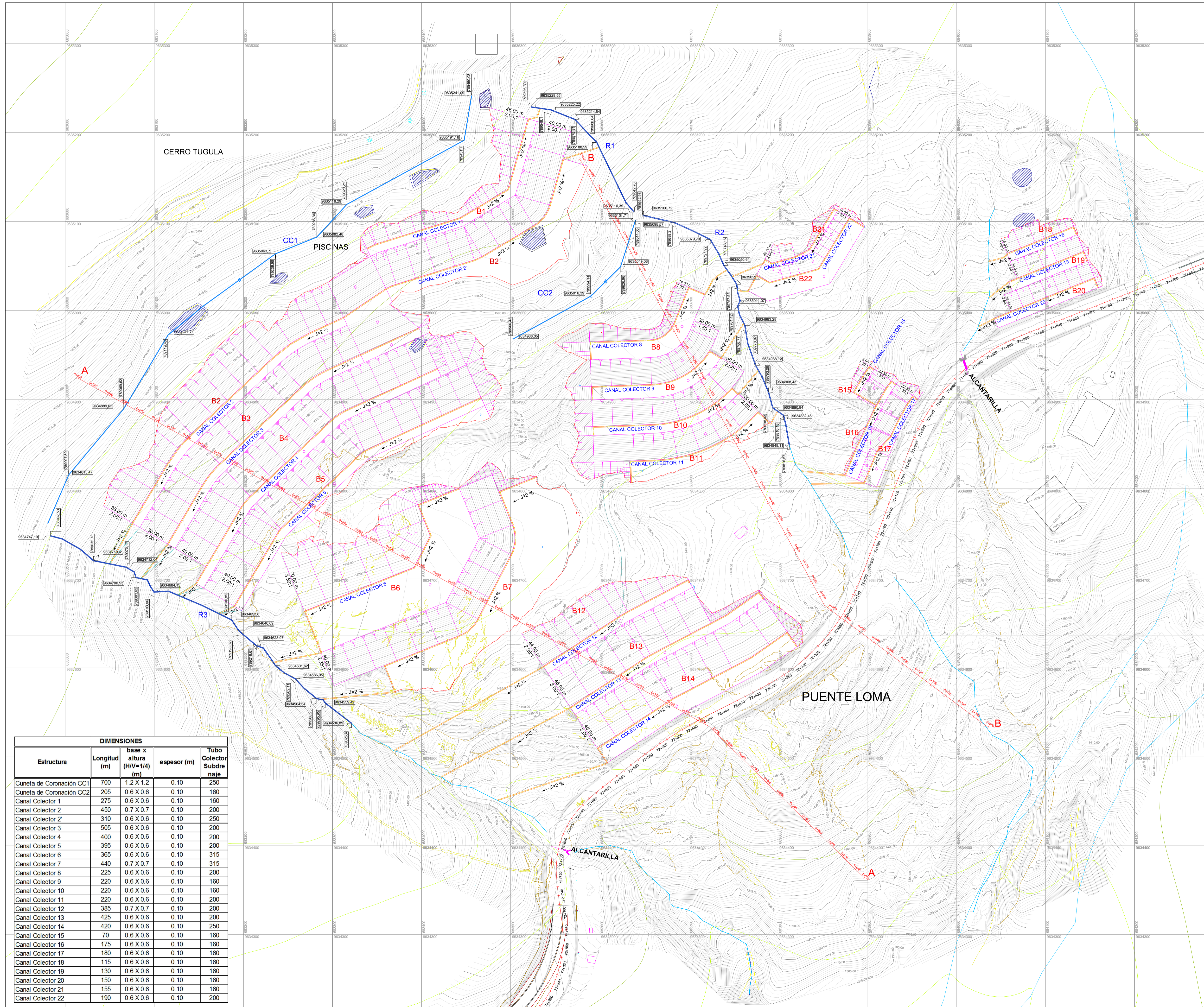
UNIVERSIDAD DE CUENCA
clásico 1857

TESINA:
"ESTUDIO DE DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBDRINAJE PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL MACRODISEÑAMIENTO DE PUENTELOMA DE LA VÍA LÉNTAG-RÍO SAN FRANCISCO DE 50 KM DE LONGITUD UBICADA EN LA PROVINCIA DEL AZUAY"

CONTENIDO:
ÁREAS DE APORTE ESTIMADAS PARA EL DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE DEL MACRODISEÑAMIENTO DE PUENTELOMA

PLANO: 2/6
ESCALA: 1:2000
ARCHIVO NOMBRE: Planta y Detalles.dwg

DIRECTOR DE TESINA: Ing. Esteban Pacheco T.
DIBUJO: Miguel Calle Moscoso
FECHA: Octubre del 2013



ESTRUCTURA	Canal Trapezoidal Ancho (b) (m)	Altura (h) (m)	Altura rugosidad (s) (m)	espesor (m)
CANAL RUGOSIDAD ARTIFICIAL (R1)	0.6	0.6	0.03	0.10
CANAL RUGOSIDAD ARTIFICIAL (R2)	1	1	0.06	0.10
CANAL RUGOSIDAD ARTIFICIAL (R3)	1.5	1.4	0.08	0.10

Estructura	DIMENSIONES			Tubo Colector Subdrenaje
	Longitud (m)	base x altura (H/V=1/4) (m)	espesor (m)	
Cuneta de Coronación CC1	700	1.2 X 1.2	0.10	250
Cuneta de Coronación CC2	205	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 1	275	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 2	450	0.7 X 0.7	0.10	200
Canal Colector 2'	310	0.6 X 0.6	0.10	250
Canal Colector 3	505	0.6 X 0.6	0.10	200
Canal Colector 4	400	0.6 X 0.6	0.10	200
Canal Colector 5	395	0.6 X 0.6	0.10	200
Canal Colector 6	365	0.6 X 0.6	0.10	315
Canal Colector 7	440	0.7 X 0.7	0.10	315
Canal Colector 8	225	0.6 X 0.6	0.10	200
Canal Colector 9	220	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 10	220	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 11	220	0.6 X 0.6	0.10	200
Canal Colector 12	385	0.7 X 0.7	0.10	200
Canal Colector 13	425	0.6 X 0.6	0.10	200
Canal Colector 14	420	0.6 X 0.6	0.10	250
Canal Colector 15	70	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 16	175	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 17	180	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 18	115	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 19	130	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 20	150	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 21	155	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 22	190	0.6 X 0.6	0.10	200

SIMBOLOGÍA	
	EJE PROYECTO
	VÍA PROPUUESTA
	VÍA EXISTENTE
	VIVIENDAS
	RÍOS O QUEBRADAS
	ALCANTARILLAS
	CURVA DE NIVEL CADA 1 m
	CURVA DE NIVEL CADA 5 m
	CANAL COLECTOR
	CANAL CON RUGOSIDAD ARTIFICIAL (R)
	CUNETAS DE CORONACIÓN (CC)
	CERRAMIENTOS
	POSTE DE LUZ Y TELEFONO
	PERFORACIÓN
	CALICATA
	GRIETAS
	TALUD (B)
	CURVA DE NIVEL CADA 40 m
	CURVA DE NIVEL CADA 200 m
	CAMINO

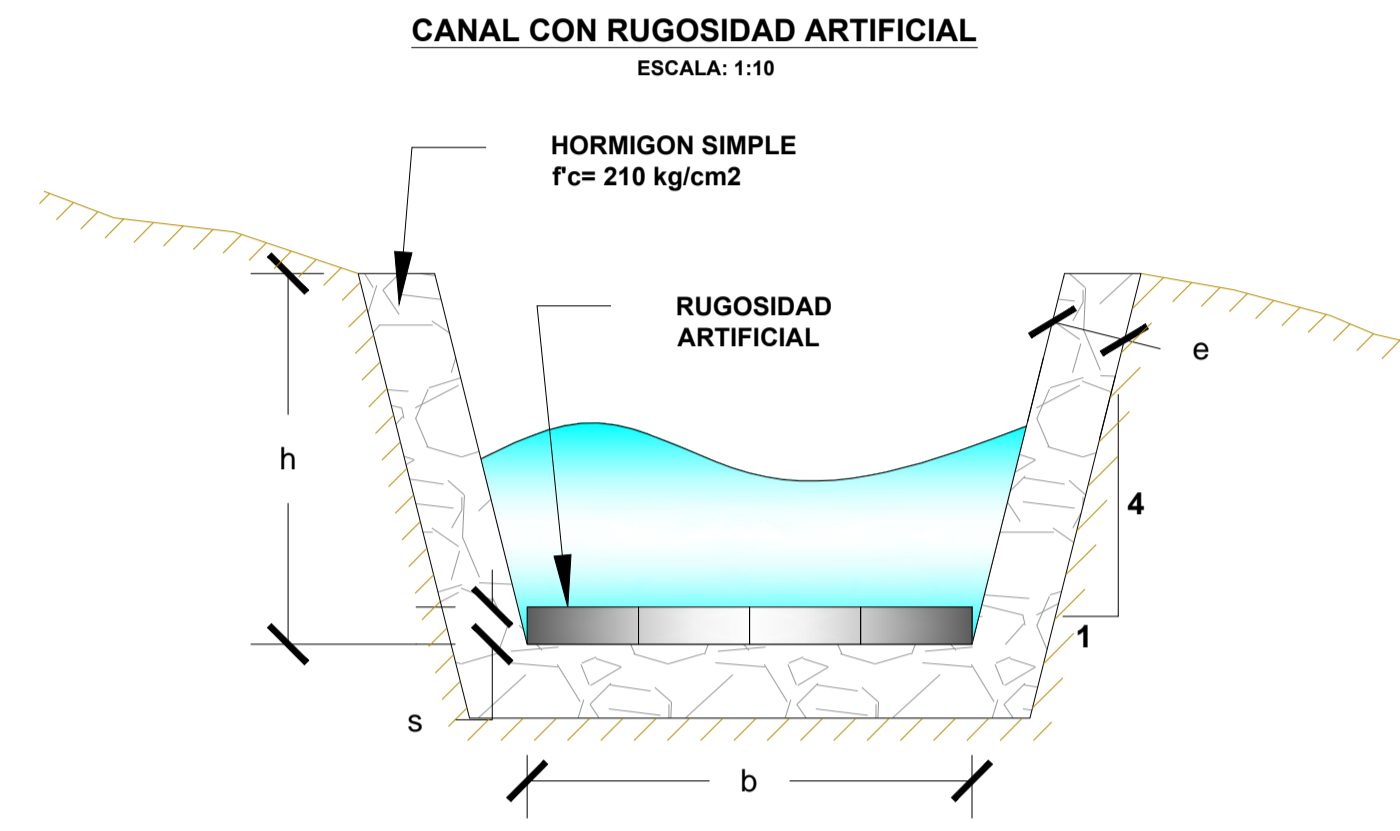
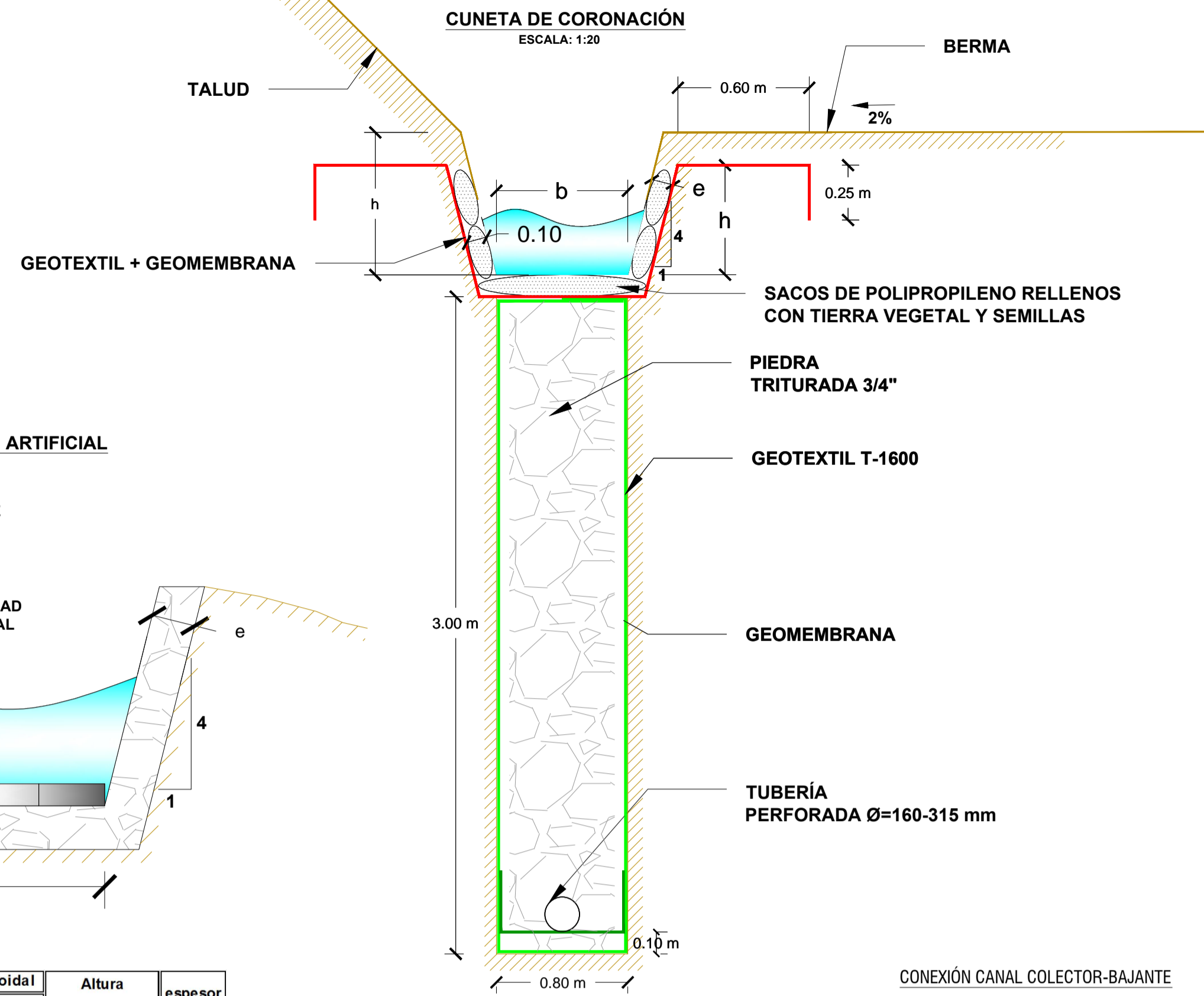
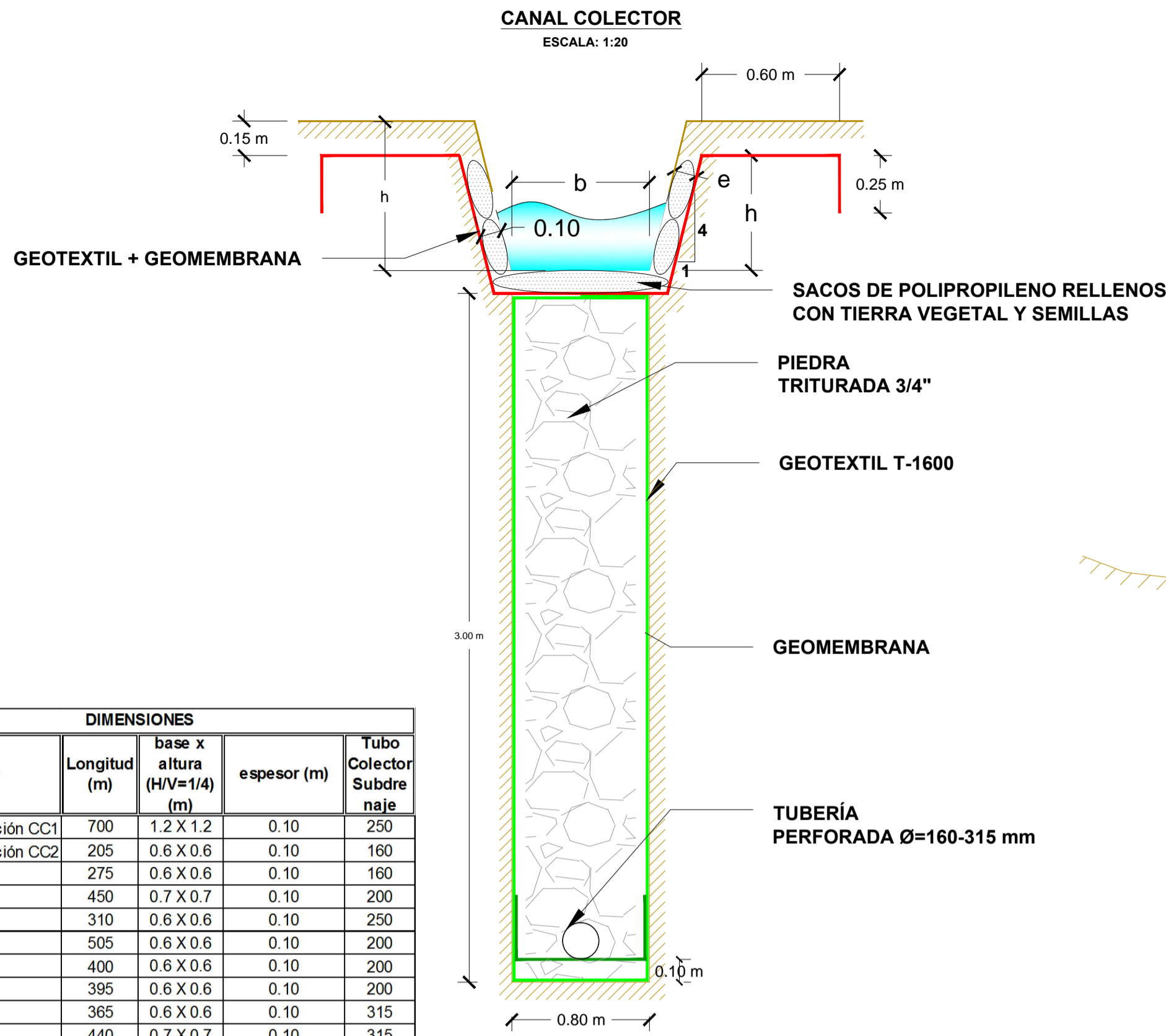
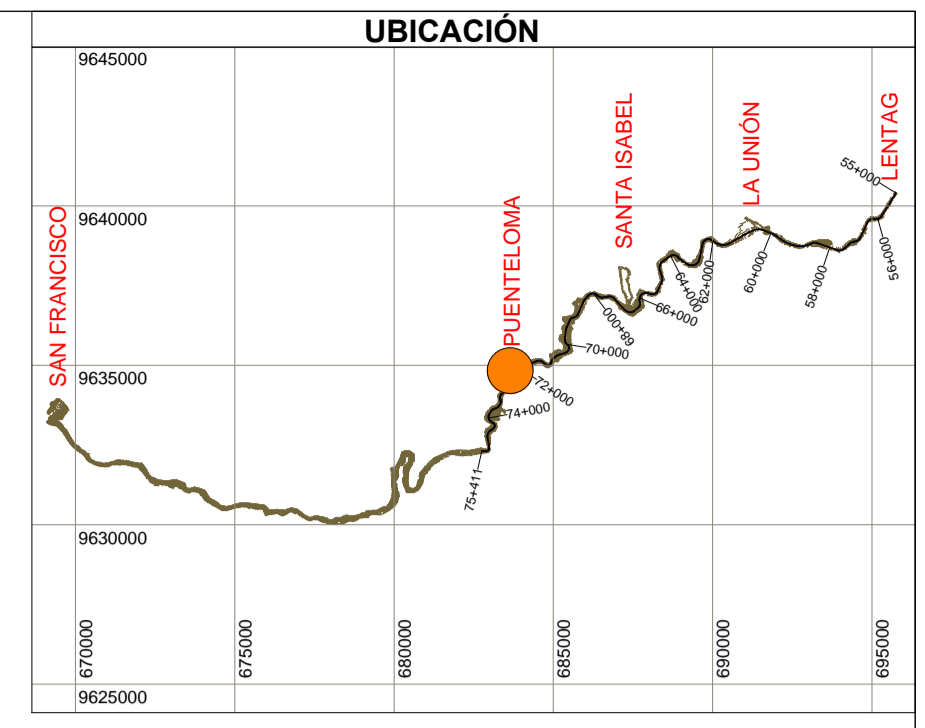
UNIVERSIDAD DE CUENCA
desde 1827

TESINA:
ESTUDIO DE DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBDRENAJE PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL MACRODESPLAZAMIENTO DE PUENTELOMA DE LA VÍA LÉNTAGO-SAN FRANCISCO DE 50 KM DE LONGITUD UBICADA EN LA PROVINCIA DEL AZUAY *

CONTENIDO:
IMPLANTACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE DISEÑADAS PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL MACRODESPLAZAMIENTO DE PUENTELOMA

PLANO: 3/6
ESCALA: 1:2000
ARCHIVO NOMBRE: Planta y Detalles.dwg

DIRECTOR DE TESINA: Ing. Esteban Pacheco T.
DIBUJO: Miguel Calle Moscoso
FECHA: Octubre del 2013

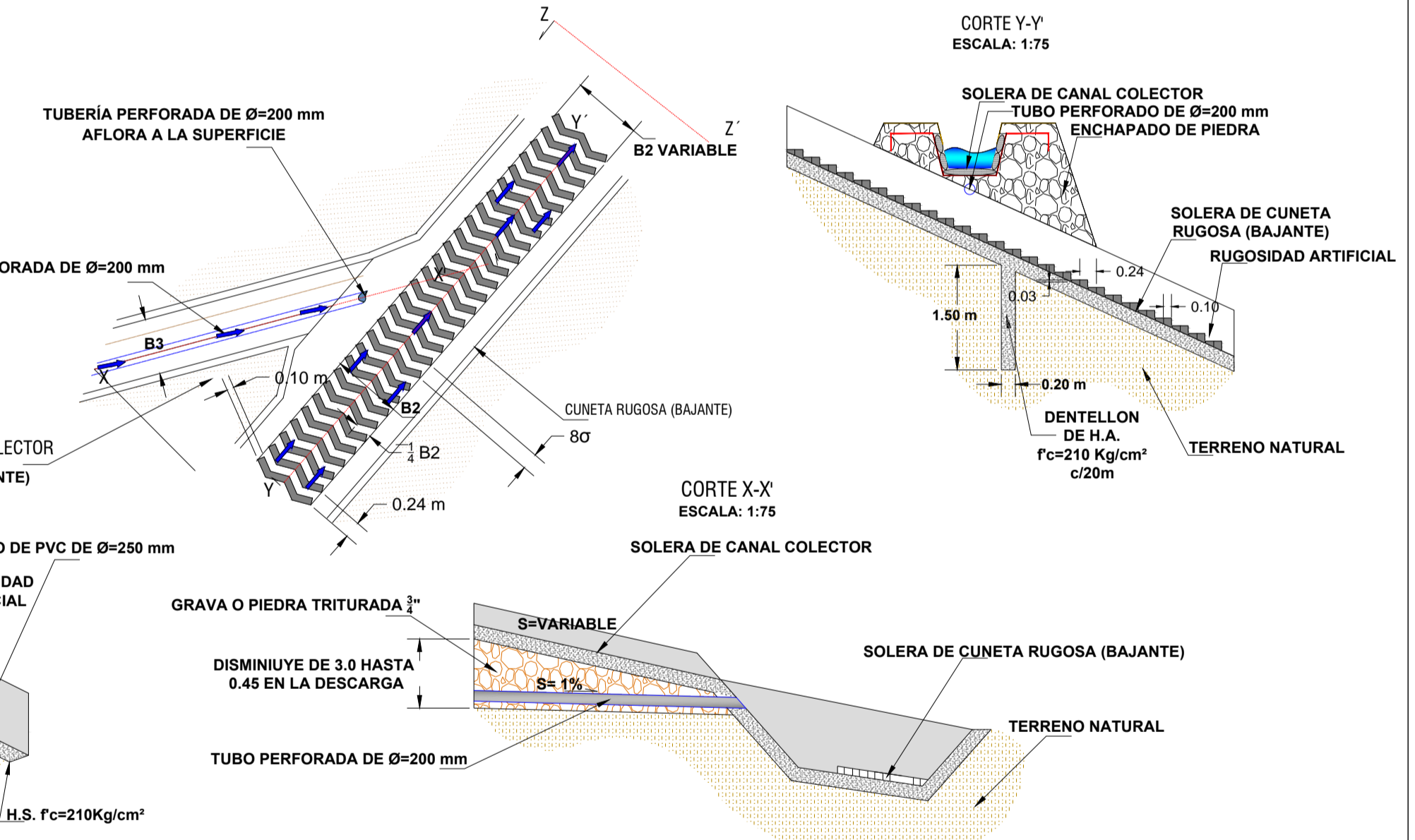


DIMENSIONES				
Estructura	Longitud (m)	base x altura (H/V=1/4) (m)	espesor (m)	Tubo Colector Subdrenaje
Cuneta de Coronación CC1	700	1.2 X 1.2	0.10	250
Cuneta de Coronación CC2	205	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 1	275	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 2	450	0.7 X 0.7	0.10	200
Canal Colector 2'	310	0.6 X 0.6	0.10	250
Canal Colector 3	505	0.6 X 0.6	0.10	200
Canal Colector 4	400	0.6 X 0.6	0.10	200
Canal Colector 5	395	0.6 X 0.6	0.10	200
Canal Colector 6	365	0.6 X 0.6	0.10	315
Canal Colector 7	440	0.7 X 0.7	0.10	315
Canal Colector 8	225	0.6 X 0.6	0.10	200
Canal Colector 9	220	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 10	220	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 11	220	0.6 X 0.6	0.10	200
Canal Colector 12	385	0.7 X 0.7	0.10	200
Canal Colector 13	425	0.6 X 0.6	0.10	200
Canal Colector 14	420	0.6 X 0.6	0.10	250
Canal Colector 15	70	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 16	175	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 17	180	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 18	115	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 19	130	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 20	150	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 21	155	0.6 X 0.6	0.10	160
Canal Colector 22	190	0.6 X 0.6	0.10	200

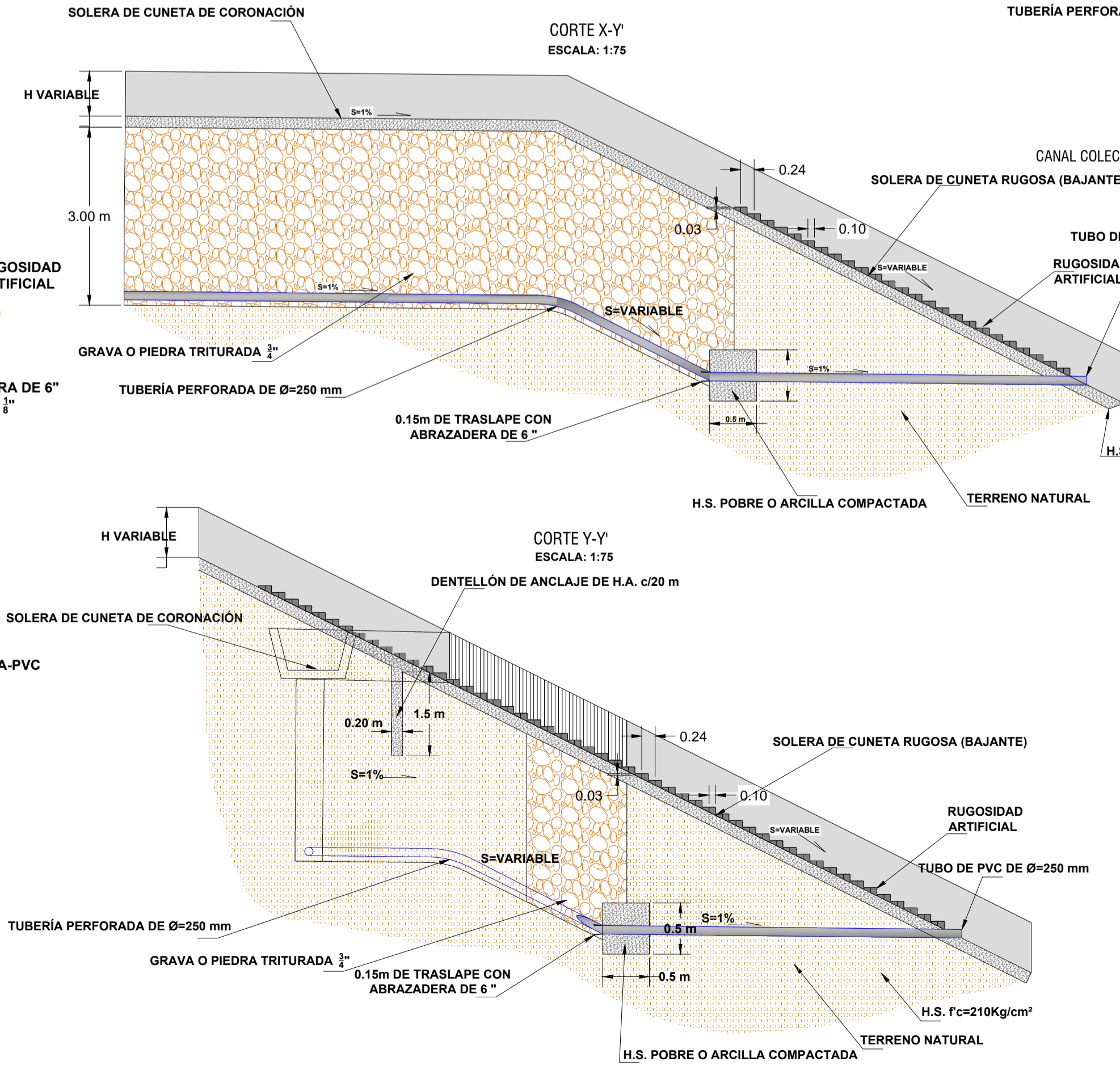
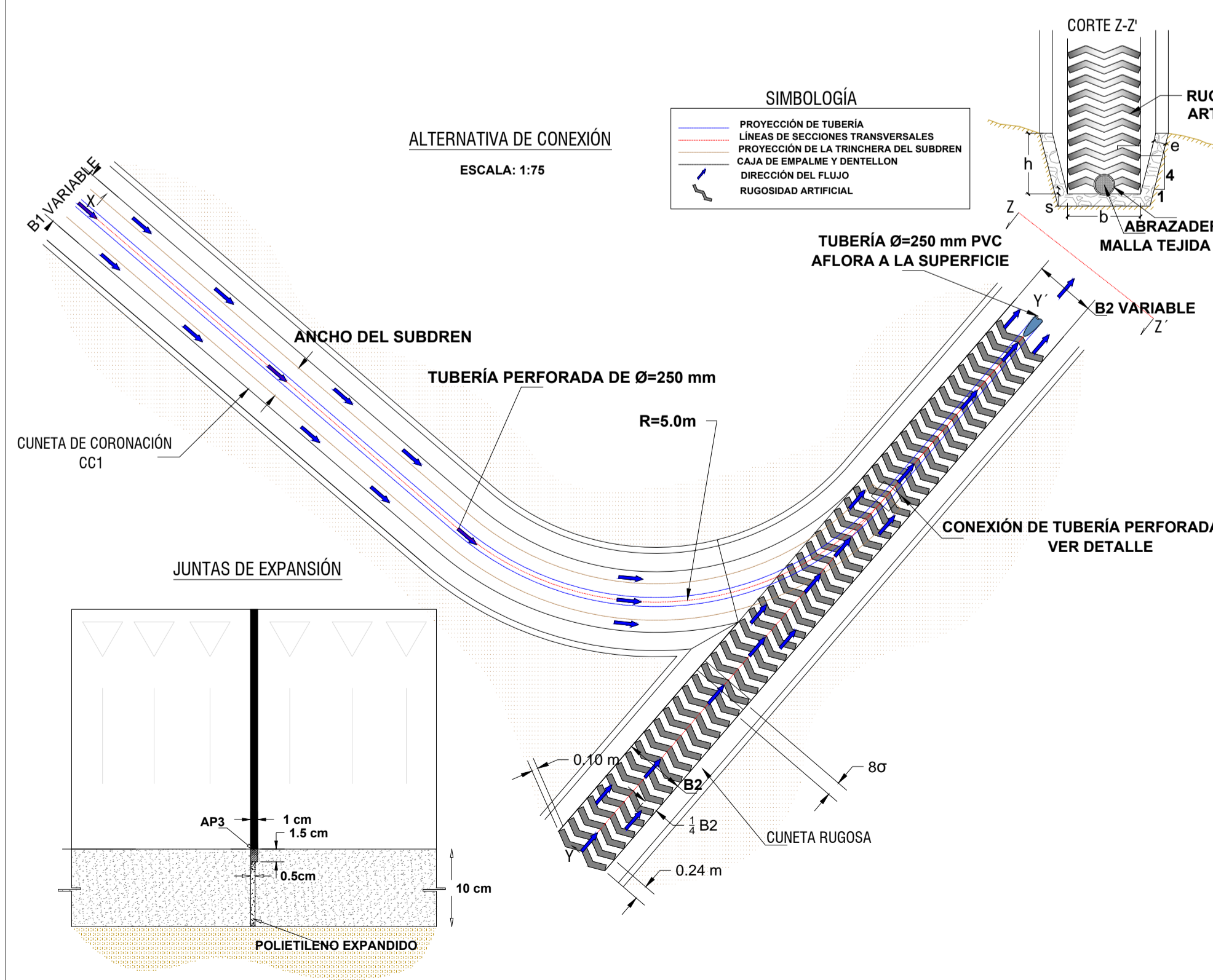
ESTRUCTURA	Canal Trapezoidal		Altura rugosidad (s) (m)	espesor (m)
	Ancho (b) (m)	Altura (h) (m)		
CANAL RUGOSIDAD ARTIFICIAL (R1)	0.6	0.6	0.03	0.10
CANAL RUGOSIDAD ARTIFICIAL (R2)	1	1	0.06	0.10
CANAL RUGOSIDAD ARTIFICIAL (R3)	1.5	1.4	0.08	0.10



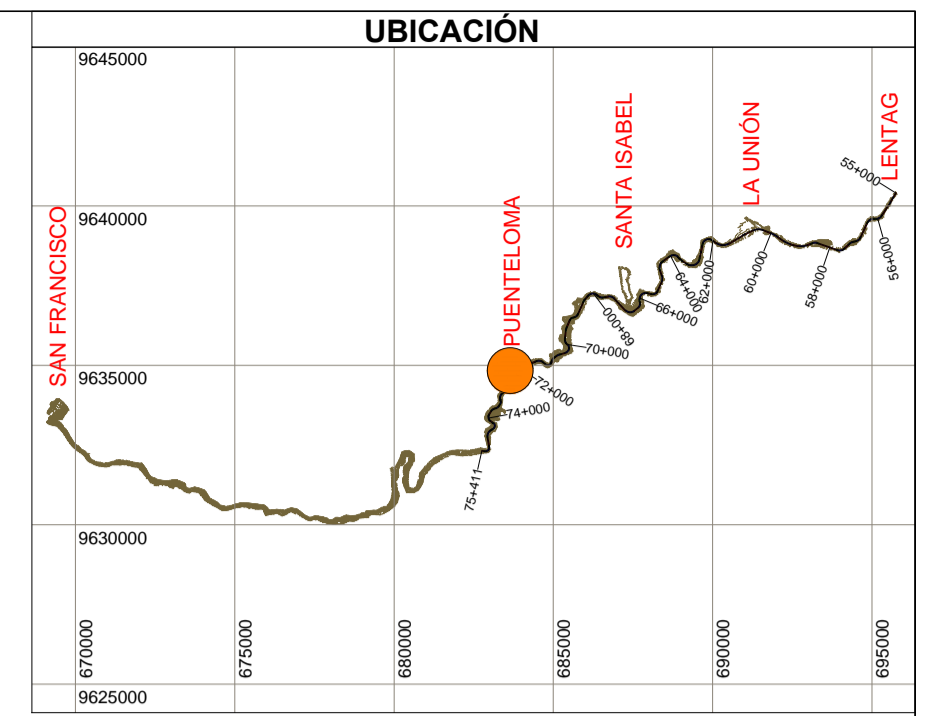
CONEXIÓN CANAL COLECTOR-BAJANTE
ESCALA: 1:75



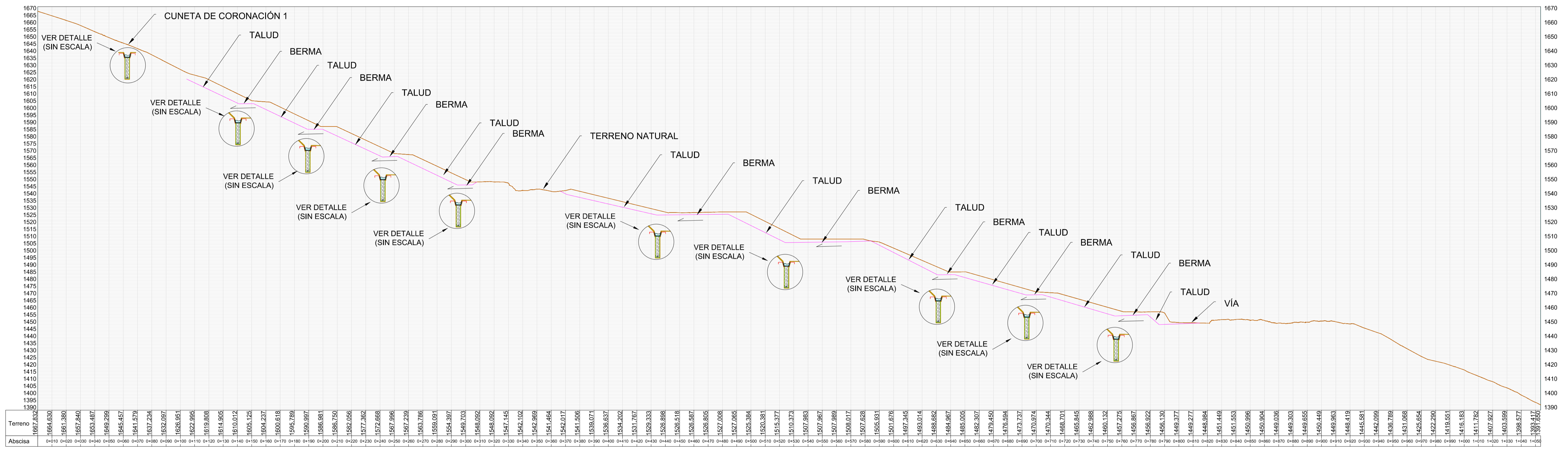
ALTERNATIVA DE CONEXIÓN
ESCALA: 1:75



TESINA: ESTUDIO DE DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBDRENAJE PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL MACRODRENAJE DE LA VÍA LÉNTAG-RÍO SAN FRANCISCO DE 50 KM DE LONGITUD UBICADA EN LA PROVINCIA DEL AZUAY	
CONTENIDO: DETALLES GENERALES DE LAS ESTRUCTURAS DE DRENAJE DISEÑADAS	PLANO: 4/6
DIRECTOR DE TESINA: Ing. Esteban Pacheco T.	DIBUJO: Miguel Calle Moscoso
FECHA: Octubre del 2013	ARCHIVO NOMBRE: Planta y Detalles.dwg



PERFIL A - A





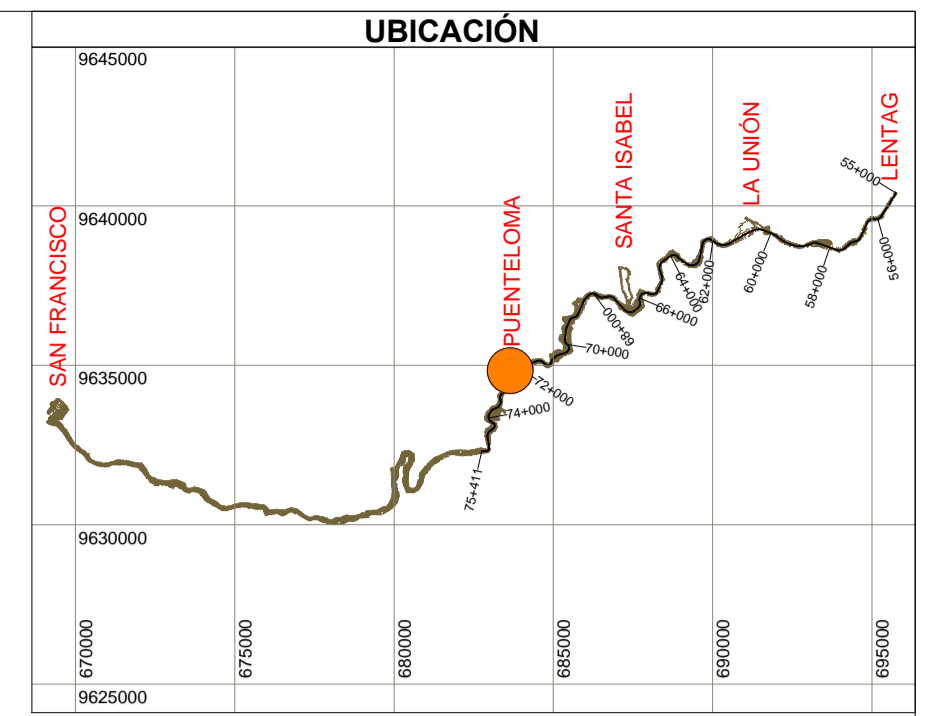
UNIVERSIDAD DE CUENCA
desde 1827



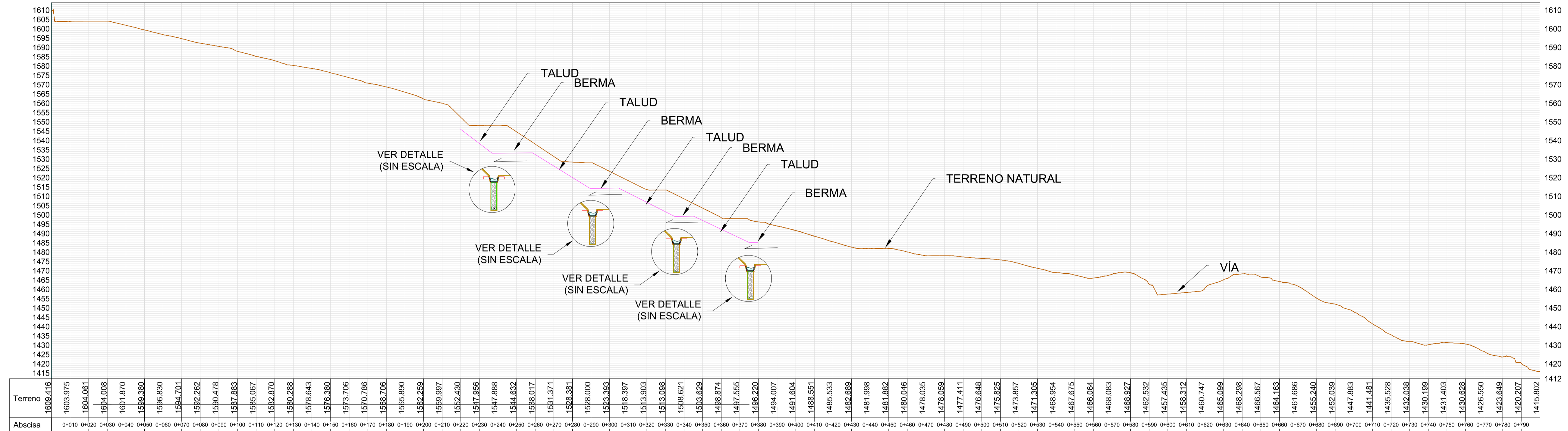
TESINA:
"ESTUDIO DE DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBDRENAJE PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL MACRODISEÑAMIENTO DE PUENTELOMA DE LA VÍA LÉNTAG-RÍO SAN FRANCISCO DE 50 KM DE LONGITUD UBICADA EN LA PROVINCIA DEL AZUAY"

CONTENIDO: PERFIL A - A	PLANO: 5/6
	ESCALA: 1:1500
	ARCHIVO NOMBRE: Perfiles.dwg

DIRECTOR DE TESINA: Ing. Esteban Pacheco T.	DIBUJO: Miguel Calle Moscoso
FECHA: Octubre del 2013	



PERFIL B - B





UNIVERSIDAD DE CUENCA
desde 1827



TESINA:
"ESTUDIO DE DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBDRENAJE PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL MACRODESARROLLO DE LA VÍA LÉNTAG-SAN FRANCISCO DE 50 KM DE LONGITUD UBICADA EN LA PROVINCIA DEL AZUAY"

CONTENIDO: PERFIL B - B	PLANO: 6/6
	ESCALA: 1:1200
	ARCHIVO NOMBRE: Perfiles.dwg

DIRECTOR DE TESINA: Ing. Esteban Pacheco T.	DIBUJO: Miguel Calle Moscoso	FECHA: Octubre del 2013
--	---------------------------------	----------------------------