

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ANÁLISIS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE QUEBRADAS PARA EL
DISEÑO DE OBRAS DE CRUCE DE LA CARRETERA LAS BAMBAS -
ANTAPACCAY**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

LINDA KRISTEL ZAMBRANO SEGOVIA

Lima- Perú

2013

DEDICATORIA

A mis papás, porque siempre me apoyaron y confiaron en mí, porque sé que son las personas que más se alegrarán con cada logro y a mis amigos que me ayudaron a culminar este informe.

	Pág.
RESUMEN	3
LISTA DE CUADROS	4
LISTA DE FIGURAS	5
INTRODUCCIÓN	6
CAPÍTULO I: ESTUDIO DE QUEBRADAS	7
1.1 ASPECTOS TEÓRICOS	7
1.2 ANÁLISIS HIDROLÓGICO	7
1.2.1 El Ciclo hidrológico	7
1.2.2 Cuenca Hidrológica	8
1.2.3 Parámetros Geomorfológicos	9
1.2.4 Análisis estadístico de Datos Hidrológicos	10
1.2.5 Determinación de la Tormenta de Diseño	13
1.2.6 Métodos para el Cálculo de Caudales	16
1.3 ANÁLISIS HIDRÁULICO	21
1.3.1 Capacidad de descarga de alcantarillas proyectadas	21
1.3.2 Diseño Hidráulico	22
CAPÍTULO II: OBRAS DE CRUCE	23
2.1 ASPECTOS TEÓRICOS	23
2.2 SISTEMAS DE DRENAJE TRANSVERSAL	23
2.2.1 Alcantarillas	23
2.2.2 Badenes	25
2.2.3 Puentes y pontones	25
2.3 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO	26
CAPÍTULO III: ZONA DE ESTUDIO E INFORMACIÓN BASE	28
3.1 UBICACIÓN	28
3.2 INFORMACIÓN HIDROLÓGICA	30
3.2.1 Información Pluviométrica Histórica SENAMHI	30
3.2.2 Área de Influencia de la Estación Santo Tomás	30
3.3 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA Y TOPOGRÁFICA	31
3.4 INFORMACIÓN GEOLÓGICA	31

3.4.1 Geología Regional	31
3.4.2 Geología Local	33
3.5 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA	34
CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA	35
4.1 PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS HIDROLÓGICO	35
4.1.1 Información Pluviométrica Histórica Procesada	35
4.1.2 Análisis de datos dudosos	35
4.1.3 Procesamiento Estadístico de la Información	37
4.1.4 Determinación de los coeficientes regionales y Ecuación de intensidad	38
4.1.5 Selección del número de curva	40
4.2 DETERMINACIÓN DE CAUDALES EN CRUCES DE QUEBRADAS	40
4.2.1 Método racional	40
4.2.2 Método del Hidrograma Unitario SCS	42
4.3 PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS HIDRÁULICO	49
CAPÍTULO V: RESULTADOS Y DISCUSIÓN	57
5.1 RESULTADOS DEL ANÁLISIS HIDROLÓGICO	57
5.2 RESULTADOS DEL DISEÑO HIDRÁULICO	58
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	59
6.1 CONCLUSIONES	59
6.2 RECOMENDACIONES	60
BIBLIOGRAFÍA	61
ANEXOS	62

RESUMEN

El presente informe de suficiencia "ANÁLISIS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE QUEBRADAS PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE CRUCE DE LA CARRETERA LAS BAMBAS – ANTAPACCAY", tiene el propósito de brindar los criterios necesarios para realizar el análisis hidrológico e hidráulico de quebradas en un camino de acceso, considerando solamente los flujos por avenidas. Teniendo en cuenta las consideraciones que permitan estimar el caudal máximo de diseño que posteriormente permita determinar la estructura de cruce más adecuada.

Como datos de entrada fueron necesarios los datos de topografía y cartografía que permitieron determinar los parámetros fisiográficos de las cuencas y la elaboración de los mapas correspondientes.

Luego la información pluviométrica histórica de la estación correspondiente, proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) para dar inicio al análisis hidrológico.

Teniendo en consideración las características geológicas y geotécnicas de la zona, para la elección de los coeficientes o parámetros adecuados y aplicando la metodología seleccionada se estimaron los caudales máximos de diseño.

Para el análisis hidráulico se hizo uso del software HY-8 Culvert Hydraulic Analysis Program, software proporcionado por la FHWA (Federal Highway Administration U.S. Department of Transportation) – Hydraulics Engineering. Este programa permitió dimensionar la estructura de cruce, verificando su capacidad hidráulica para que pueda funcionar con eficiencia.

Posteriormente la elaboración de los planos de sección transversal de las obras de cruce. Para finalmente mostrar los resultados, las conclusiones y recomendaciones del informe.

LISTA DE CUADROS

	Pág.
Cuadro N° 1.1 Relación entre tamaño de la cuenca y las metodologías de Cálculo.	9
Cuadro N° 1.2 Valores críticos para la prueba Kolmogorov – Smirnov.	12
Cuadro N° 1.3 Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración.	15
Cuadro N° 1.4 Coeficiente de escorrentía para la formula racional.	18
Cuadro N° 3.1 Coordenadas del eje del tramo.	29
Cuadro N° 3.2 Zonificación Geotécnica.	34
Cuadro N° 4.1 Valores de kn para la prueba de datos dudosos.	36
Cuadro N° 4.2 Precipitaciones corregidas por variabilidad para diferentes periodos de retorno.	37
Cuadro N° 4.3 Coeficientes regionales para determinar precipitaciones e Intensidades para diferentes tiempos de duración.	39
Cuadro N° 4.4 Riesgo de excedencia (%) durante la vida útil para diversos periodos de retorno.	42
Cuadro N° 4.5 Abstracción inicial recomendado.	44
Cuadro N° 4.6 Valores de los Parámetros K'g y e g que definen la distribución de probabilidades de hg en cada punto	47
Cuadro N° 4.7 Valores de los parámetros a y n que junto con K, definen curvas de probabilidad Pluviométrica en cada punto de las subzonas.	48
Cuadro N° 4.8 Cuadro de entrada HY-8.	49
Cuadro N° 4.9 Cuadro de resultados HY-8.	52
Cuadro N° 4.10 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning (n).	53
Cuadro N° 4.11 Velocidades máximas admisibles en conductos revestidos.	54
Cuadro N° 4.12 Velocidades máximas admisibles en canales no revestidos.	55
Cuadro N° 5.1 Resumen de caudales.	57
Cuadro N° 5.2 Resumen de alcantarillas propuestas.	58

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura N° 1.1 Ciclo Hidrológico.	8
Figura N° 1.2 Curvas Intensidad - Duración – Frecuencia para lluvia máxima.	14
Figura N° 1.3 Hidrograma Unitario Adimensional SCS.	20
Figura N° 3.1 Mapa de ubicación.	28
Figura N° 3.2 Mapa de localización.	29
Figura N° 3.3 Área de influencia de la estación Santo Tomás.	30
Figura N° 3.4 Geología regional.	31
Figura N° 4.1 Subdivisión del territorio en Zonas y Subzonas Pluviométricas.	46
Figura N° 4.2 Esquema de una alcantarilla.	49
Figura N° 4.3 Esquema de descarga.	50
Figura N° 4.4 Sección de la alcantarilla y ancho de la carretera.	50
Figura N° 4.5 Formas de alcantarillas.	51
Figura N° 4.6 Esquema de datos de entrada y salida.	51
Figura N° 4.7 Sección transversal de la alcantarilla.	52

INTRODUCCIÓN

Con la finalidad de obtener el título de grado, que la Universidad Nacional de Ingeniería me otorga mediante la modalidad Actualización de Conocimientos, se realizó el presente informe de suficiencia "ANÁLISIS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE QUEBRADAS PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE CRUCE DE LA CARRETERA LAS BAMBAS – ANTAPACCAY", el cual tiene el propósito de brindar los criterios necesarios para realizar el análisis hidrológico e hidráulico de quebradas en un camino de acceso, considerando solamente los flujos por avenidas.

Para reducir o mitigar los posibles efectos de avenidas sobre una carretera, se estudió la presencia de quebradas y afluentes de agua a lo largo del trazo, estimar los caudales máximos que podrían ocurrir para un determinado período de retorno y dimensionar las correspondientes obras de cruce.

El presente informe detallará el análisis hidrológico e hidráulico de las quebradas que cruzan el camino de acceso Las Bambas – Antapaccay.

Para la determinación del caudal de una quebrada se identifican dos tipos de flujo que discurren por una quebrada. Los flujos de avenidas y los flujos de escombros también llamado huaycos.

Si bien es cierto, los huaycos son el tipo de flujo que más daño causa a lo largo de su recorrido, en este informe no se analizó el flujo de escombros, debido principalmente a que no es una carretera importante, sino un camino de acceso que a su vez permitirá la construcción de un mineroducto por debajo de la plataforma o a un costado. Otro punto por el cual no se verá este tipo de flujo es porque en el tramo seleccionado las áreas de las cuencas son muy pequeñas y por lo tanto hay menos acumulación de sólidos.

En este informe, se hizo el análisis hidrológico para el flujo de avenidas de las quebradas para un periodo de retorno de 50 y 100 años, el cual permitió estimar el caudal de diseño más óptimo y determinar las adecuadas obras de drenaje del camino de acceso Las Bambas – Antapaccay.

CAPÍTULO I: ESTUDIO DE QUEBRADAS

1.1 ASPECTOS TEÓRICOS

Las quebradas son cauces naturales, cuya principal característica es su constante crecimiento, tanto en su extensión como en su profundidad. A diferencia de un río, las quebradas tienen escaso caudal pero que regularmente fluyen con continuidad.

Su principal función es captar el agua que precipita sobre una cuenca y drenarla aguas abajo hasta depositarla en un río o laguna.

1.2 ANÁLISIS HIDROLÓGICO

La hidrología es la ciencia que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie de la tierra. Se relaciona con otras ciencias como son la climatología, meteorología, geología, geomorfología, sedimentología, la geografía y la oceanografía. Utiliza los principios hidrológicos para la solución de problemas de ingeniería.

El análisis hidrológico proporciona los métodos para resolver aquellos problemas que se presentan en el diseño y operación de estructuras hidráulicas. Como en este caso que se busca definir la capacidad de diseño de obras de drenaje vial como alcantarillas, badenes, pontones u otras estructuras para el control de avenidas.

Los diseños de las estructuras hidráulicas requieren del análisis hidrológico cuantitativo para la selección del evento de diseño necesario.

1.2.1 El Ciclo Hidrológico

Es el conjunto de cambios que experimenta el agua en la naturaleza, tanto en su estado sólido, líquido o gaseoso, como en su forma superficial o subterránea.

El agua se evapora de la superficie del océano, impulsados por la energía del sol, y se une a la atmósfera, moviéndose hacia el interior. Las condiciones atmosféricas y actúan sobre el agua precipitada sobre la superficie de la tierra, e

impulsada por las fuerzas gravitacionales, se devuelve al mar a través de ríos y quebradas.

La siguiente figura 1.1 muestra una representación gráfica del ciclo hidrológico. Este esquema incluye todos los procesos físicos relacionados con la hidrología de la ingeniería. Como son la Precipitación, escorrentía, infiltración, evaporación y transpiración.

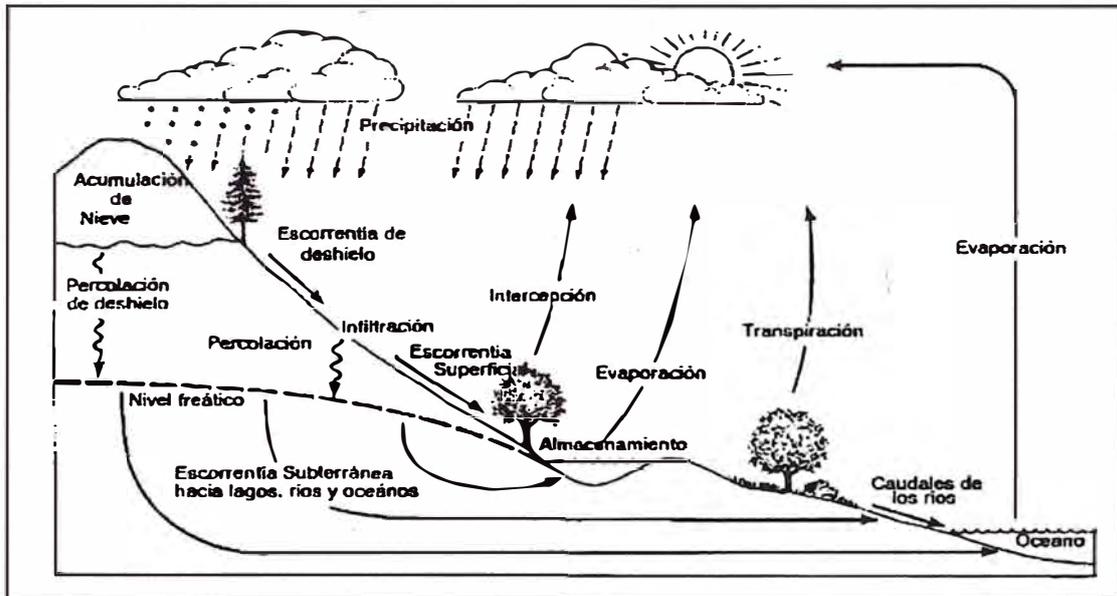


Figura Nº 1.1 Ciclo Hidrológico

1.2.2 Cuenca Hidrológica

La cuenca es un área de la superficie terrestre, donde toda el agua caída por precipitación y que recoge la escorrentía se unen para formar determinados cursos de agua que se van juntando unos a otros.

La escorrentía superficial se origina en la precipitación. La lluvia puede producirse en parte de la cuenca o en toda la cuenca. Esto depende de varios factores, entre los cuales está el tamaño de la cuenca.

Una cuenca se puede clasificar atendiendo a su tamaño:

Las cuencas pequeñas son aquellas en las que la escorrentía puede ser modelada asumiendo lluvias constantes tanto en el espacio y el tiempo. Por lo

general se consideran todas aquellas cuencas con áreas menores a 3 km². Para estimar su caudal se emplean métodos empíricos como el Método Racional.

Las cuencas de tamaño mediano son aquellos en los que el escurrimiento puede ser modelado por precipitación suponiendo que es constante en el espacio pero que varían en el tiempo. Considerando cuencas medianas aquellas con área entre 3 y 50 km². Para estimar su caudal se emplea el hidrograma unitario.

Cuencas grandes son aquellas en los que el escurrimiento puede ser modelado por precipitaciones que varían tanto en ritmo acelerado y el tiempo. Para la estimación del caudal se emplean sistemas de modelamiento hidrológico HMS (Hydrologic Modeling System).

Cuadro N° 1.1 Relación entre tamaño de la cuenca y las metodologías de Cálculo

Metodología de Cálculo	Tamaño de Cuenca		
	Pequeña	Mediana	Grande
Método Empírico (M. Racional)	Aplicable	No aplicable	No aplicable
Método Hidrológico (Hidrograma Unitario)	No aplicable	Aplicable	A veces
Metodologías de Tránsito de Avenidas	A veces	A veces	Aplicable

Fuente: Engineering Hydrology, Principles and Practices, Victor Miguel Ponce.

1.2.3 Parámetros geomorfológicos

Son los parámetros necesarios para la estimación del caudal de diseño.

Área de la cuenca (A)

Es la proyección horizontal de la superficie de drenaje de la cuenca, la cual se mide en km².

Perímetro de la cuenca (p)

Es la longitud del contorno de la cuenca, su unidad es en km.

Longitud del cauce mayor (L)

Es la longitud del mayor cauce medido desde el punto alejado hasta la estación de aforo, su unidad es en km.

Pendiente del curso Principal (S)

Se determina de la relación entre el desnivel de los extremos de un tramo y la longitud horizontal de dicho tramo. Su unidad es en m/m.

El Mapa de Cuencas se adjunta en el Anexo 01.

1.2.4 Análisis Estadístico de Datos Hidrológicos

Métodos Estadísticos

El análisis de frecuencia es un método que basado en procedimientos probabilísticos aplicables a las propiedades estadísticas de las precipitaciones, permite estimar caudales máximos para distintos periodos de retorno.

Funciones de distribución de probabilidad:

Distribución Normal

La distribución normal es una distribución simétrica en forma de campana, llamada también campana de Gauss.

Su función de densidad es:

$$f(x) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{s}\right)^2}$$

Donde los dos parámetros de la distribución, son la media y la desviación estándar de la data.

Distribución Log Normal 2 Parámetros

Si la variable x de la ecuación anterior se reemplazara por una función $y=f(x)$, donde $y=\log(x)$, entonces la función se distribuye normalmente, denominándose log-normal.

Su función de densidad es:

$$f(x) = \frac{1}{xS\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\mu}{S}\right)^2}$$

Donde los dos parámetros de la distribución, son la media y la desviación estándar de los logaritmos de la data.

Distribución Log Pearson Tipo III

Si los logaritmos y de una variable x se ajustan a una distribución Pearson tipo III, entonces la variable x se ajusta a una distribución Log Pearson Tipo III.

Su función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x\beta^\gamma \Gamma(\gamma)}$$

Donde los parámetros de la distribución, son la media y la desviación estándar de los logaritmos de la data. Además X_0 es el parámetro de posición, γ es el parámetro de forma y β el parámetro de escala.

Distribución Gumbel

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, es la distribución general de valores extremos.

Su función de distribución es:

$$F(x) = e^{-e^{-a(x-\beta)}}$$

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1,2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0,45\sigma$$

Donde α es el parámetro de concentración, β el parámetro de localización y μ y σ son la media y desviación estándar de la data.

Pruebas de Bondad de Ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste permiten determinar el ajuste de los datos hidrológicos a una distribución de probabilidades mediante pruebas estadísticas.

Prueba Kolmogorov – Smirnov

Consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D_n entre la función de distribución acumulada de la muestra $F_o(x_m)$ y la teórica escogida $F(x_m)$:

$$D = \max (F_o(x_m) - F(x_m))$$

D debe ser menor que el valor D_α tabulado para un nivel de probabilidad requerido. Si D es mayor que D_α se debe rechazar. El valor crítico D_α se obtiene del cuadro 1.2, que depende del número de datos y del nivel de significancia seleccionado.

Cuadro N° 1.2 Valores críticos para la prueba Kolmogorov – Smirnov

TAMAÑO DE LA MUESTRA	a = 0.10	a = 0.05	a = 0.01
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.20	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

Fuente: Fundamentos de hidrología de superficie, Aparicio Mijares, 1999.

1.2.5 Determinación de la Tormenta de Diseño

Una tormenta es un conjunto de lluvias de características bien definidas que pueden durar desde pocos minutos hasta varias horas y abarcar extensiones de terrenos desde pequeñas zonas hasta varias regiones.

Una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico.

Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación de una zona o pueden construirse utilizando las características generales de la precipitación en regiones adyacentes.

Su aplicación va desde el uso de valores puntuales de precipitación en el método racional para determinar los caudales, hasta el uso de hietogramas de tormenta como las entradas para el análisis de lluvia-escorrentía.

Para el análisis de la tormenta es importante considerar ciertos elementos fundamentales:

La intensidad, es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo (mm/h).

Se expresa:

$$i = \frac{P}{Td}$$

Donde P es la precipitación (mm) y Td es la duración, dada usualmente en horas.

La duración, es el tiempo que transcurre entre el inicio y fin de una tormenta

La frecuencia, es el numero d veces que repite una tormenta de intensidad y duración definidas en un periodo de tiempo en años.

Periodo de retorno, es el intervalo de tiempo promedio, dentro del cual un evento de magnitud puede ser igualado o excedido por lo menos una vez. Es el inverso de la frecuencia:

$$T = \frac{1}{f}$$

Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia

Es de gran importancia sobretodo en cuencas pequeñas, para determinar la intensidad de varias curvas de duración, para distintos periodos de retorno.

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar.

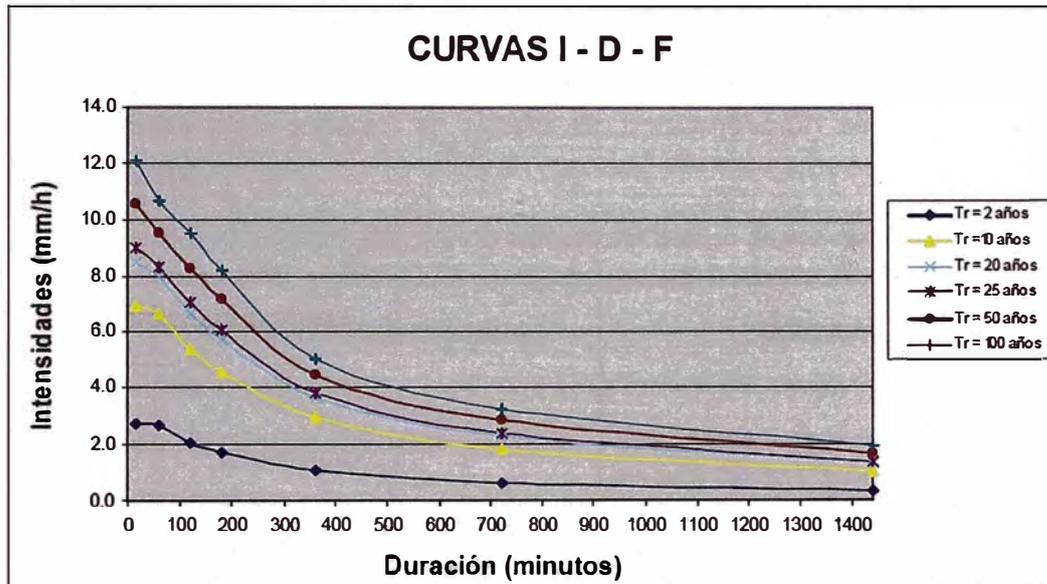


Figura N° 1.2 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia para lluvia máxima

Las curvas de intensidad – duración - frecuencia, se calculan indirectamente, mediante la siguiente relación, de donde se obtiene la ecuación de la intensidad.

$$I = \frac{10^k \cdot T^m}{t^n}$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

Tiempo de Concentración

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca. Se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración t_c .

El tiempo de concentración real depende de muchos factores, como la geometría de la cuenca, la pendiente y otras características del suelo, cobertura vegetal, etc. Las fórmulas más comunes solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área.

Las ecuaciones para calcular el tiempo de concentración se muestran en el cuadro siguiente:

Cuadro N° 1.3 Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración

MÉTODO Y FECHA	FÓRMULA PARA t_c (minutos)	OBSERVACIONES
Kirpich (1940)	$t_c = 0,01947 \cdot L^{0,77} \cdot S^{-0,385}$ <p>L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m. S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 0,0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.
Izzard (1946)	$t_c = \frac{525 \cdot (0,0000276i + c) \cdot L^{0,33}}{S^{0,333} \cdot i^{0,667}}$ <p>i = intensidad de lluvia, mm/h c = coeficiente de retardo L = longitud de la trayectoria de flujo, m. S = pendiente de la trayectoria de flujo, m/m.</p>	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y Áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser ≤ 3800 .

MÉTODO Y FECHA	FÓRMULA PARA t_c (minutos)	OBSERVACIONES
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = 0,7035 \frac{(1,1 - C) \cdot L^{0,50}}{S^{0,333}}$ <p>C = coeficiente de escorrentía del método racional. L = longitud del flujo superficial, m. S = pendiente de la superficie, m/m</p>	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers: el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.
Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)	$t_c = \frac{7 \cdot L^{0,6} \cdot n^{0,6}}{I^{0,4} \cdot S^{0,3}}$ <p>L = longitud del flujo superficial, m. n = coeficiente de rugosidad de Manning. I = intensidad de lluvia, mm/h. S = pendiente promedio del terreno-m/m.</p>	Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto I (Intensidad de lluvia) como t_c son desconocidos, la superposición de una curva de intensidad – duración – frecuencia da una solución gráfica directa para t_c .
Ecuación de retardo SCS (1973)	$t_c = \frac{0,0136 \cdot L^{0,8} \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0,7}}{S^{0,5}}$ <p>L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), m. CN = Número de curva SCS S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.</p>	Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 Ha; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67 \times$ retardo de la cuenca.

Fuente: SCS Soil Conservation Service, citado por Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje

1.2.6 Métodos para el Cálculo de Caudales

Método IILA

La intensidad de lluvia que tiene una duración t (en horas), para un periodo de retorno T (en años) y la precipitación $P_{i,T}$ se expresa con la siguiente fórmula:

Para $3 \leq t \leq 24$ horas.

$$P_{i,T} = a(1 + K \log T)t^n$$

$$I_{i,T} = a(1 + K \log T)t^{n-1}$$

Y para $t \leq 3$ horas:

$$I_{t,T} = a(1 + K \log T)(t + b)^{n-1}$$

Las constantes a, b, K y n fueron determinadas en el "Estudio de la Hidrología del Perú" realizado por el convenio IILA-SENAMHI-UNI, 1983.

Otra expresión es:

$$i_{i,T} = \frac{\varepsilon_t}{t} (1 + K \log T)$$

Donde ε_t y K son valores característicos de cada sub-región hidrológica y ε_t está muchas veces en función de la altitud Y.

Método Racional

Es un método empírico que se aplica en cuencas pequeñas, cuyas áreas son menores a los 3 Km². Asumiendo que la máxima escorrentía generada por la lluvia se produce cuando la duración de esta es igual al tiempo de concentración.

Con este planteamiento el caudal máximo se expresa por la fórmula racional:

$$Q = 0,278 CIA$$

Donde:

- Q: Descarga máxima de diseño (m³/s)
- C: Coeficiente de escorrentía (Ver Tabla)
- I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)
- A: Área de la cuenca (Km²).

Cuadro N° 1.4: Coeficiente de escorrentía para la formula racional

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 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, grama	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
Bosques, densa vegetación	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

Fuente: Estructuras de conservación de suelos y agua, Luis Rázuri Ramírez, citado por Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC.

El valor del coeficiente de escorrentía se establecerá de acuerdo a las características hidrológicas y geomorfológicas de las quebradas cuyos cursos interceptan el alineamiento de la carretera en estudio.

Hidrograma Unitario

El hidrograma unitario (HU) de una cuenca, se define como el hidrograma de escurrimiento debido a una precipitación con altura en exceso (hp_e) unitaria (1 mm, 1 cm, 1 pulgada, etc.), repartida uniformemente sobre la cuenca, con una intensidad constante durante un periodo específico de tiempo (duración en exceso d_e).

Hidrograma Unitario Sintético SCS

El hidrograma unitario sintético SCS es el hidrograma unitario adimensional desarrollado por Víctor Mockus en la década de 1950. Este hidrograma fue desarrollado basándose en el análisis de un gran número de hidrogramas unitarios naturales a partir de una amplia gama de tamaños y ubicaciones geográficas de influencia. El método ha llegado a ser reconocido como el hidrograma unitario sintético SCS y se ha aplicado a cuencas de tamaño medio en todo el mundo.

La suma del tiempo de la concentración de todos los tramos es el tiempo de concentración de la cuenca de captación. El tiempo de recesión, t_r , puede aproximarse a:

$$\frac{t_l}{t_c} = \frac{6}{10}$$

Donde:

t_l = tiempo de retardo

t_c = tiempo de concentración.

La experiencia de SCS ha demostrado que esta relación es típica en cuencas de tamaño medio.

En el método de SCS la relación de tiempo-a-pico de duración hidrograma unidad se fija en:

$$\frac{t_p}{t_r} = 5$$

El tiempo del pico, t_p , puede expresarse como:

$$t_p = \frac{t_r}{2} + t_l$$

Despejando de las ecuaciones anteriores se obtiene:

$$\frac{t_p}{t_l} = \frac{10}{9}$$

Por lo tanto:

$$\frac{t_r}{t_l} = \frac{2}{9}$$

Entonces:

$$\frac{t_r}{t_c} = \frac{2}{15}$$

Como el área bajo el HU debe ser igual a una escorrentía de 1 cm, queda demostrado que:

$$q_p = \frac{2,08 A}{T_p}$$

Donde:

A: área de drenaje en km²

T_p: tiempo de ocurrencia del pico en horas

En el hidrograma unitario del SCS, el caudal se expresa como la relación del caudal q con respecto al caudal pico q_p y el tiempo t con respecto al tiempo de ocurrencia del pico T_p

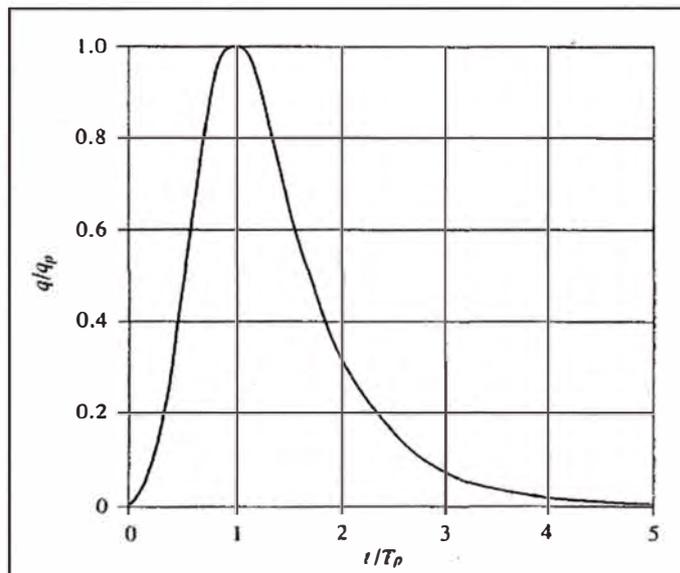


Figura N° 1.3 Hidrograma Unitario Adimensional SCS

1.3 ANÁLISIS HIDRÁULICO

El análisis hidráulico tiene por objetivo determinar las dimensiones más adecuadas para las correspondientes obras de cruce de las quebradas, para lo cual se basa en los caudales obtenidos en la hidrología.

Los caudales máximos de diseño estimados en el análisis hidrológico serán compatibilizados con la capacidad de descarga de las estructuras proyectadas en los cruces de las quebradas respectivas.

Las dimensiones serán calculadas de modo que la capacidad de descarga de las estructuras proyectadas sea mayor que los caudales máximos estimados en el análisis hidrológico. Es decir:

$$Q_{\text{diseño}} > Q_{\text{estimado}}$$

El periodo de retorno de las precipitaciones e intensidades recomendado para el cálculo de los caudales y diseño de las obras de arte menores es de 50 años, según el Manual de diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito.

1.3.1 Capacidad de descarga de alcantarillas proyectadas

Del análisis hidrológico obtenemos los caudales máximos con un periodo de retorno de 50 años en cuencas menores y 100 años en cuencas medianas, para las alcantarillas proyectadas.

Consideraciones para el diseño

El área de la alcantarillas trabajará a lo más al 70% de su capacidad, o considerando un 30% de borde libre.

La pendiente mínima será de 2% con el fin de evitar sedimentación y la pendiente máxima será de un 5% con el fin de evitar erosión aguas abajo.

El coeficiente de rugosidad será según el material utilizado para el diseño.

1.3.2 Diseño Hidráulico

El objetivo principal en el diseño hidráulico de una obra de drenaje transversal es determinar la sección hidráulica más adecuada que permita el paso libre del flujo líquido y flujo sólido que eventualmente transportan los cursos naturales y conducirlos adecuadamente, sin causar daño a la carretera y a la propiedad adyacente.

El análisis hidráulico y diseño de la obra de cruce adecuada se realizará mediante el uso de un software HY-8 Culvert Hydraulic Analysis Program, software proporcionado por la FHWA (Federal Highway Administration U.S. Department of Transportation) – Hydraulics Engineering.

CAPÍTULO II: OBRAS DE CRUCE

2.1 ASPECTOS TEÓRICOS

Las obras de cruce son un sistema de drenaje transversal cuyo objetivo es evacuar adecuadamente el agua superficial y restituir la red de drenaje natural, la cual es interrumpida por el trazo de una carretera.

2.2 SISTEMAS DE DRENAJE TRANSVERSAL

Son aquellos elementos que transportan el agua cruzando el eje de la carretera, por lo general de manera perpendicular y transportando el aporte de la cuenca ubicada aguas arriba de la vía en dirección aguas abajo.

Fundamentalmente las alternativas de drenaje transversal son tres: alcantarillas, badenes y puentes o pontones.

2.2.1 Alcantarillas

Es la estructura cuya luz es menor a 6.0 m y su función es evacuar el flujo superficial proveniente de cursos naturales o artificiales que interceptan la carretera.

La densidad de alcantarillas en un proyecto vial influye directamente en los costos de construcción y de mantenimiento, por ello, es muy importante tener en cuenta la adecuada elección de su ubicación, alineamiento y pendiente, a fin de garantizar el paso libre del flujo que intercepta la carretera, sin que afecte su estabilidad. La ubicación óptima de las alcantarillas depende de su alineamiento y pendiente, la cual se logra proyectando dicha estructura siguiendo la alineación y pendiente del cauce natural.

Sin embargo, se debe tomar en cuenta que el incremento y disminución de la pendiente influye en la variación de la velocidad de flujo, que a su vez incide en la capacidad de transporte de materiales en suspensión y arrastre de fondo.

Ubicación en Planta

La ubicación en planta ideal es la que sigue la dirección de la corriente, sin embargo, según requerimiento del Proyecto la ubicación natural puede desplazarse, lo cual implica el acondicionamiento del cauce, a la entrada y salida con la construcción de obras de encauzamiento u otras obras complementarias.

Pendiente longitudinal

La pendiente longitudinal de la alcantarilla debe ser tal que no altere desmesuradamente los procesos geomorfológicos, como la erosión y sedimentación, por ello, los cambios de pendiente deben ser estudiados en forma cuidadosa, para no incidir en dichos procesos que pueden provocar el colapso de la estructura.

Tipo y sección

Los tipos de alcantarillas comúnmente utilizadas en proyectos de carreteras en nuestro país son; marco de concreto, tuberías metálicas corrugadas, tuberías de concreto y tuberías de polietileno de alta densidad.

Las secciones más usuales son circulares, rectangulares y cuadradas. En ocasiones especiales que así lo ameriten puede usarse alcantarillas de secciones parabólicas y abovedadas. En carreteras de alto volumen de tránsito y por necesidad de limpieza y mantenimiento de las alcantarillas, se adoptará una sección mínima circular de 1,20 m (48") de diámetro o su equivalente de otra sección, salvo en cruces de canales de riego donde se adoptarán secciones de acuerdo a cada diseño particular. Las alcantarillas tipo marco de concreto de sección rectangular o cuadrada pueden ubicarse a niveles que se requiera, como colocarse de tal manera que el nivel de la rasante coincida con el nivel superior de la losa o debajo del terraplén. Generalmente, se recomienda emplear este tipo de alcantarillas cuando se tiene la presencia de suelos de fundación de mala calidad.

Es importante instalar alcantarillas permanentes con un tamaño lo suficientemente grande como para desalojar las avenidas de diseño más los escombros que se puedan anticipar.

En cauces naturales que presentan caudales de diseño importantes donde la rasante no permite el emplazamiento de una alcantarilla de dimensión considerable, se suelen colocar alcantarillas múltiples, sin embargo, este diseño debe tener en cuenta la capacidad de arrastre del curso natural (palizada, troncos y material de cauce) y su pendiente longitudinal para evitar obstrucciones, recomendándose utilizar obras con mayor sección transversal libre, sin subdivisiones.

2.2.2 Badenes

Son depresiones en el perfil de una carretera que permiten el paso de vehículos y además del flujo de la quebrada que atraviesa la vía. La superficie de rodadura actúa tanto como una porción del canal como el tramo corto de una carretera. Una desventaja de badenes que por lo general implica una reducción en la velocidad de los vehículos que pasan por dicha estructura. La mayor ventaja es que permite el paso de material de arrastre que trae el curso de agua, particularmente si este es de gran tamaño. El badén debe tener una longitud aproximadamente igual al ancho del cauce, de manera que la topografía natural se altere mínimamente. Asimismo el perfil de la vía debe mantener una transición suave y se debe instalar señales que prevengan al conductor de la existencia de un badén para evitar el tránsito durante lluvias muy intensas y cuando la vía se encuentre seca, los vehículos no "salten" debido al cambio brusco de pendiente en los extremos del badén. Es importante proteger el cauce aguas abajo de los mismos debido a que se puede producir erosión regresiva que termina destruyendo el camino.

2.2.3 Puentes y Pontones

Los puentes son estructuras autoportantes de gran tamaño que permiten el paso de vehículos a través de cursos de agua de gran tamaño. Por lo general se denominan pontón es cuando la longitud es menor a 10m.

2.3 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO

Material Sólido de Arrastre

La palizada, material sólido y hasta desperdicios arrojados a los cauces naturales y que son arrastrados por la corriente, son elementos muy perjudiciales si se acumulan en la alcantarilla e inciden en su comportamiento hidráulico. No solamente afecta a la alcantarilla, también afecta las zonas aledañas de la carretera.

Borde Libre

El borde libre en alcantarillas es un parámetro muy importante a tomar en cuenta durante su diseño hidráulico, por ello, las alcantarillas no deben ser diseñadas para trabajar a sección llena, ya que esto incrementa su riesgo de obstrucción, afectando su capacidad hidráulica.

Se recomienda que el diseño hidráulico considere como mínimo el 30 % de la altura, diámetro o flecha de la estructura.

Socavación local a la salida de la alcantarilla

Si la velocidad del flujo a la entrada y particularmente a la salida de la alcantarilla es alta, puede producir procesos de socavación local que afecte su estabilidad, por ello, se recomienda la protección del cauce natural mediante la construcción de emboquillados de piedra, enchapado de rocas acomodadas u otros tipos de revestimientos, los cuales deberán extenderse hasta zonas donde la socavación local no tenga incidencia sobre la protección. Una medida para reducir la velocidad del flujo, es la construcción de aliviaderos de entrada y salida de la alcantarilla en forma escalonada con el objetivo de disipar la energía hidráulica.

Mantenimiento y Limpieza

Las dimensiones de las alcantarillas deben permitir efectuar trabajos de mantenimiento y limpieza en su interior de manera factible. Es importante realizar estos trabajos con la finalidad que funcionen adecuadamente, tal como se ha previsto en el diseño.

Abrasión

Las dimensiones de las alcantarillas deben permitir efectuar trabajos de mantenimiento y limpieza en su interior de manera factible. Es importante realizar estos trabajos con la finalidad que funcionen adecuadamente, tal como se ha previsto en el diseño.

Corrosión

La corrosión se define como el deterioro de un material a consecuencia de un ataque electroquímico por su entorno y puede manifestarse como consecuencia de la acción de elementos activos presentes en el suelo, agua o atmósfera.

Seguridad y Vida útil

El diseño de alcantarillas debe garantizar la adecuada y correcta evacuación del flujo que discurre hacia a la carretera mediante la obtención de diseños hidráulicos adecuados. Existen medidas para prolongar la vida útil de las alcantarillas y mejorar sus condiciones de servicio.

Las medidas que se utilizan con mayor frecuencia se mencionan a continuación:

- Con la finalidad de proteger las alcantarillas constituidas por tubos metálicos corrugados de la presencia de agentes exteriores que puedan afectarlas, se recomienda el uso de recubrimiento asfáltico, de esta manera se logra incrementar su vida útil.
- Cuando las condiciones de exposición son muy agresivas, tales como velocidades excesivas con presencia de elementos abrasivos en el flujo, presencia de aguas salinas o ácidas provenientes de establecimientos mineros, suelos alcalinos y suelos con presencia de turba, el recubrimiento asfáltico no ofrece una protección suficiente, bajo estas condiciones no es recomendable el uso de alcantarillas metálicas, por ello, se recomienda el uso de otros materiales para la construcción de alcantarillas, como concreto de alta resistencia o tubos de alta densidad.

CAPÍTULO III: ZONA DE ESTUDIO E INFORMACIÓN BASE

3.1 UBICACIÓN

La carretera de acceso a Las Bambas - Antapaccay, se desarrolla entre los departamentos de Apurímac y Cusco, cuyo punto de inicio se encuentra en el desvío a Capacmarca y su punto final en Antapaccay (mina Tintaya).

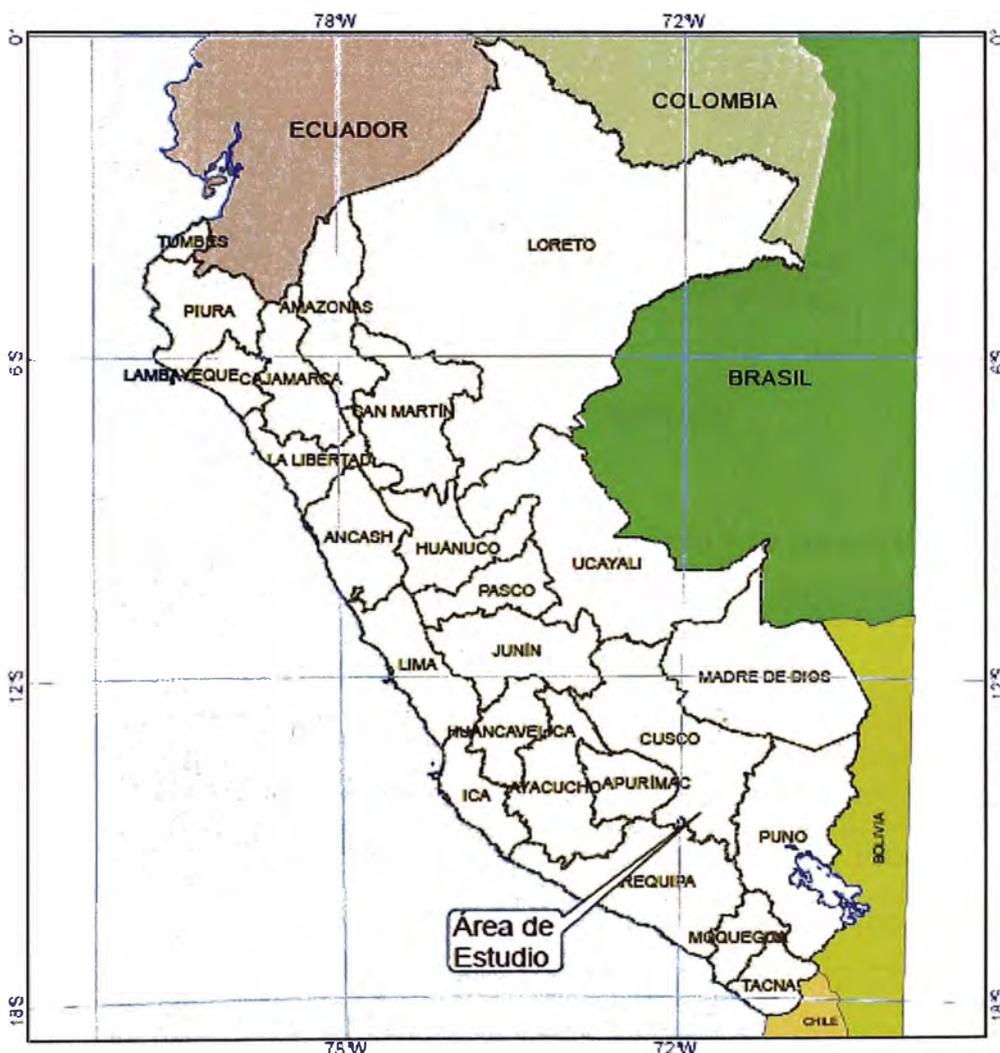


Figura N° 3.1 Mapa de ubicación

El tramo seleccionado se encuentra ubicada en la Región Cuzco, provincia de Chumbivilcas, distrito de Velille y pertenece a la Red Vial Local. Se desarrolla entre las progresivas Km. 100+000 a la altura del Puentes Tres Vados hasta el Km 106+000.

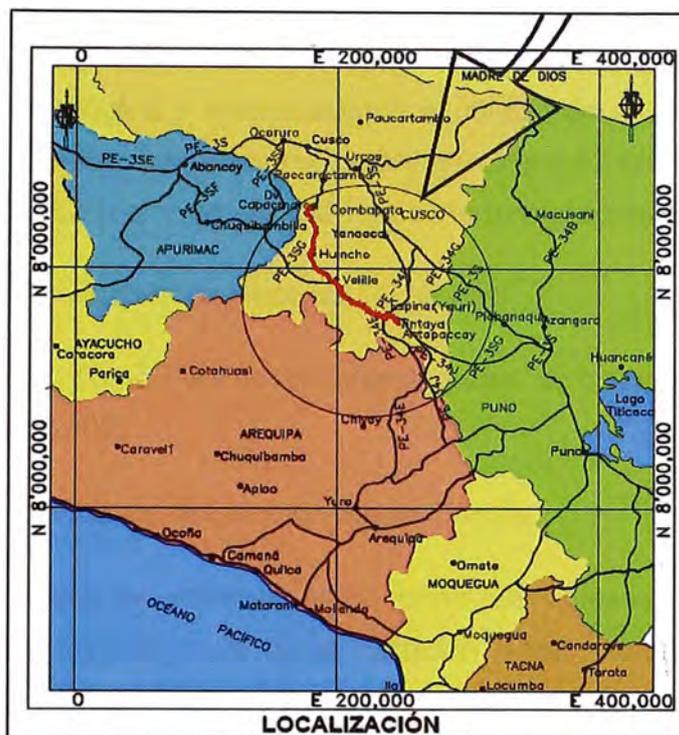


Figura N° 3.2 Mapa de localización

El eje del tramo tiene como coordenada UTM de inicio y fin para el eje, las que se muestran en la tabla siguiente:

Cuadro N° 3.1 Coordenadas del eje del tramo

Sector	Punto de ubicación	Coordenadas UTM		Progresiva
		Norte	Este	
Tramo III	Inicio	8 400 278,256	829 698,404	100+000
	Fin	8 396 546,003	832 086,048	106+000

Fuente: CESEL

En el Anexo 01, se muestra el plano de ubicación.

3.2 INFORMACIÓN HIDROLÓGICA

La información hidrológica y meteorológica a utilizar en el estudio deberá ser proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e hidrología (SENAMHI), entidad que es el ente rector de las actividades hidrometeorológicas en el país.

3.2.1 Información Pluviométrica Histórica SENAMHI

La Estación Santo Tomás es la correspondiente al tramo en estudio y se presenta en el Anexo 02.

3.2.2. Área de Influencia de la Estación Santo Tomás

En la siguiente figura se observa el Polígono de Thiessen, el cual permite determinar el área de influencia de la Estación Santo Tomás, que abarca el tramo en estudio.

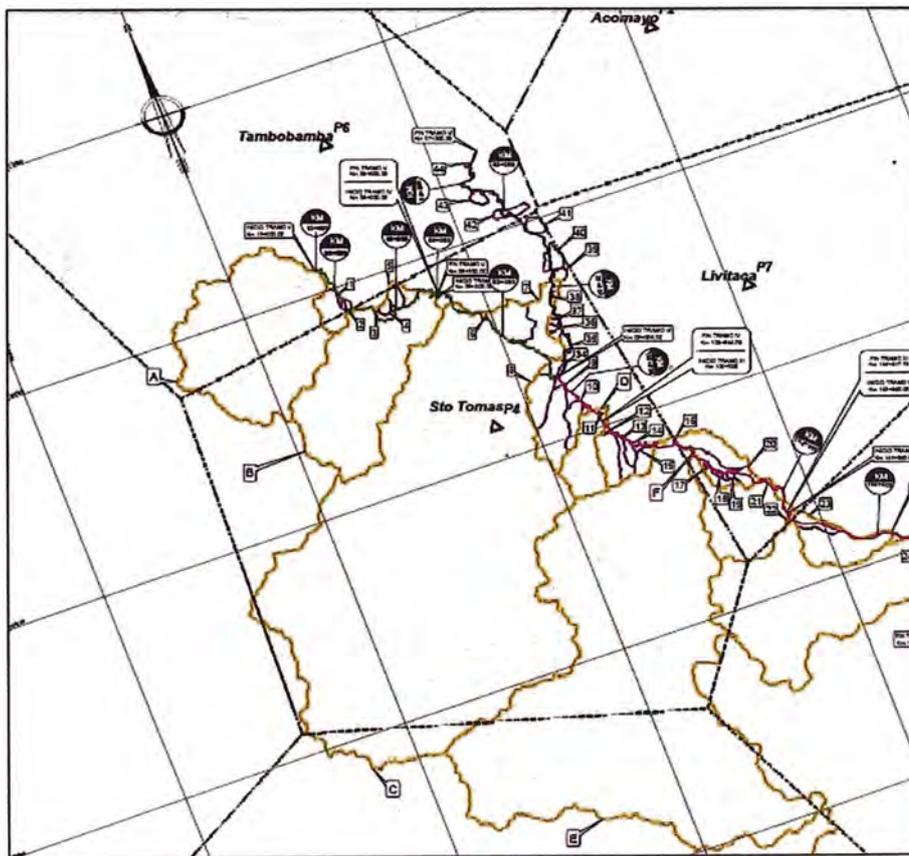


Figura N° 3.3 Área de influencia de la estación Santo Tomás

3.3 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA Y TOPOGRÁFICA

La cartografía base está a escala 1/100 000 en formato digital CAD, georeferenciada con datum WGS 84 y en zona 18 sur. La carta que abarca la zona de estudio es: Velille (30-s).

La información topográfica fue proporcionada a la Empresa CESEL para el Proyecto: "Ingeniería de Detalles, Estudios de Geotecnia e Hidrología, Camino de Acceso Las Bambas a Antapaccay". Los planos topográficos están con curvas de nivel cada 1,0 m y referidos al Sistema UTM WGS-84 Zona 18 S.

3.4 INFORMACIÓN GEOLÓGICA

Presenta la información geológica regional y local del tramo en estudio.

3.4.1 Geología Regional

La información geológica regional se ha extraído del boletín y cuadrángulo geológico de la hoja Velille (30-s), publicados por el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET).

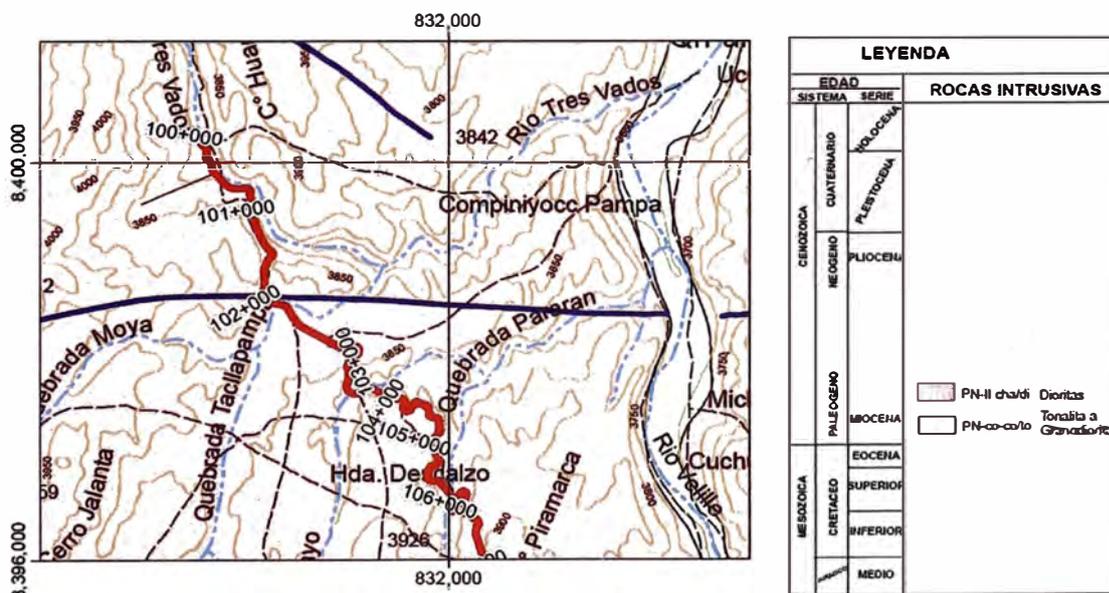


Figura 3.4 Geología regional

Regionalmente, se define el sector en lo siguiente:

Geomorfología

Los rasgos geomorfológicos presentan un alineamiento aproximado noroeste-sureste; conformada mayormente por rocas mesozoicas, cenozoicas e intrusiones de granodiorita-tonalita-diorita, con una topografía poca a moderadamente pronunciada en la región Puna.

Unidad Geomorfológica

- Superficie Puna, representada por un relieve moderado a suave tipo pampa, modelado por acción glacial, fluvioglacial, aluvial y coluvial, con altitud superior a los 3 800 msnm, las rocas predominantes son granodiorita-tonalita, en sectores diorita, rocas volcánicas y sedimentarias. Se ubica desde el poblado de Velille hasta el puente Tres Vados.

Estratigrafía

Roca Intrusiva

- Granodioritas a Tonalitas.- Esta roca ígnea plutónica intermedia, esencialmente constituida por plagioclasa, cuarzo, anfíboles y biotitas, se encuentra intruído por numerosos diques, de diversa composición y que se entrecruzan. Sus grosores son variables.

Las características petrográficas de las tonalitas a granodioritas son similares entre las distintas áreas que afloran, son esencialmente leucócratas, de grano medio, los minerales esenciales presentan plagioclasas y granos de cuarzo. Sus cristales generalmente son euhedrales y maclados. El cuarzo esta constituidos por granos en algunos casos bien conformados y en otros rellenando los intersticios intergranulares de los componentes y puede presentarse fragmentado y deformados por efecto de la presión. Como minerales accesorios la biotita y la hornblenda que son los minerales máficos por excelencia en estas rocas.

3.4.2 Geología Local

Unidades Geomorfológicas

- Laderas y Fondo de Valle.- Se ubican en el cruce del río Tres Vados. Está conformado por laderas de pendiente fuerte a muy fuerte, profundo y encañonado. En el área caracteriza por pendientes empinadas y agrestes en proceso erosivo, se encuentra en rocas sedimentarias (limolitas y lutitas), e intrusivas de granodiorita meteorizada, los fondos de dichos valles están colmados por depósitos fluviales, fluvioglaciares y hacia los flancos depósitos aluviales y coluviales.
- Lomadas Suaves.- Constituida por promontorios continuos, de superficie suavemente ondulada, con laderas de pendiente suave, conformado principalmente por granodioritas altamente intemperizadas superficialmente.
- Zona de Alta montaña, Se caracteriza por pendientes empinadas y agrestes en proceso erosivo, formando depósitos morrénicos, fluvio-glaciares y coluviales, las rocas mayormente son sedimentarias y volcánicas. Dicha morfología se observa desde el inicio del tramo 3.

Consideraciones geológicas locales

km 100+000 - 106+000: En el sector afloran granodioritas a tonalitas, altamente meteorizadas, cubiertos por acumulaciones morrénicas, residuales, coluviales y bloques redondeados producto de la erosión esferoidal de las rocas intrusivas, proceso por el cual las granodioritas a tonalitas de grano grueso, se descascaran y ocasionan arena gruesa y bloques redondeados in situ o con poco transporte. Algunos sectores presentan cobertura variable de 0.5 – 1.5 m. por depósitos morrénicos y coluviales, constituidos por suelo limo arcilloso con gravas angulosas. La zona también presenta bofedales en los km 100+630 a km 100+680, km 101+980 al km 102+030, km 102+740 al km 102+940, km 103+600 al km 103+680, km 105+410 al km 105+460.

La morfología que se muestra es de lomas con pendiente suave a moderada, la meteorización de la roca puede llegar hasta en 10m de profundidad. Los taludes presentes en el corte actual de la carretera son bajos a intermedios y muestran buena estabilidad.

3.5 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

Cuadro N° 3.2 Zonificación Geotécnica

Progresiva Inicio - Fin	Descripción de la Roca
Km. 100+436 - Km. 100+630	Roca granodiorita alterada
Km. 100+630 - Km. 100+680	Material orgánico muy blando (bofedal).
Km. 100+680 - Km. 100+800	Depósito morrénico
Km. 100+800 - Km. 100+860	Roca granodiorita alterada
Km. 100+860 - Km. 101+000	Depósito morrénico
Km. 101+000 - Km. 101+980	Roca granodiorita alterada con presencia de material morrénico
Km. 101+980 - Km. 102+030	Material orgánico muy blando (bofedal) de hasta 8 m de espesor.
Km. 102+030 - Km. 102+740	Roca granodiorita alterada
Km. 102+740 - Km. 102+940	Material orgánico muy blando (bofedal) de hasta 2,5 m de espesor.
Km. 102+940 - Km. 103+600	Roca granodiorita alterada
Km. 103+600 - Km. 103+680	Material orgánico muy blando (bofedal) de hasta 2,5 m de espesor.
Km. 103+680 - Km. 105+410	Roca granodiorita alterada
Km. 105+410 - Km. 105+460	Material orgánico muy blando (bofedal) de hasta 7,5 m de espesor.
Km. 105+460 - Km. 106+000	Roca granodiorita alterada

Fuente: CESEL

CAPITULO IV: METODOLOGÍA

4.1 PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Al no existir registros de caudales, la metodología para estimarlos es de precipitación – escorrentía, por esta razón la determinación de la precipitación es importante. Para analizar los eventos extremos, se analiza con las precipitaciones máximas en 24 horas registradas en la estación cercana al tramo en estudio.

4.1.1. Información Pluviométrica Histórica Procesada

Se realiza el procesamiento de las precipitaciones máximas en 24 horas, en hojas de cálculo, archivo Excel. Esto me permite graficar el Hietograma de la Estación y trabajar de manera sistemática los cálculos posteriores. El cuadro N° 4.13 se muestra en el anexo 03.

4.1.2. Análisis de datos dudosos

El análisis de datos dudosos permite determinar si los valores están dentro del rango de confianza o existe algún dato que no corresponde a la muestra, denominado “outliers”.

Según el método del Water Resources Council, antes de eliminar cualquier dato dudoso del conjunto de datos, primero debe aplicarse pruebas para detectar datos dudosos altos o bajos.

Para la detección de datos dudosos altos:

$$y_H = \bar{y} + K_n s_y$$

Para la detección de datos dudosos bajos:

$$y_H = \bar{y} - K_n s_y$$

Donde:

- y_h : Umbral de dato dudoso alto o bajo en unidades logarítmicas
- \bar{y} : Precipitación media de la serie.
- S_y : Desviación estándar de la muestra

K_n : Coeficiente para un tamaño de muestra n para detectar datos dudosos con un nivel de 10 % de significancia.

Cuadro N° 4.1 Valores de kn para la prueba de datos dudosos

Tamaño de muestra n	Kn
10	2,036
11	2,088
12	2,134
13	2,175
14	2,213
15	2,247
16	2,279
17	2,309
18	2,335
19	2,361
20	2,385
21	2,408
22	2,429
23	2,448

Fuente: U.S. Water Resources Council, 1981. Valores de Kn de un lado con un nivel de significancia del 10 % para la distribución normal.

Los valores registrados en la estación Santo Tomás, presenta un valor de precipitación máxima registrado en el año 1964 de 14,0 mm, que está por debajo del límite de confianza inferior por lo que se retiró este dato dudoso de los análisis. Los resultados y el proceso de cálculo, se muestran en el cuadro N° 4.14 del anexo 03.

4.1.3 Procesamiento Estadístico de la Información

Se emplea la Prueba de Ajuste de Bondad Kolgomorov - Smirnov y se determina que los registros de la estación Santo Tomás, se ajusta a la función de distribución Normal, En el Cuadro N° 4.15 del anexo 03 se muestran las pruebas de bondad aplicadas a la estación.

Luego según la distribución de mejor ajuste, se determinó la precipitación para los diferentes periodos de retorno (5, 10, 20, 25, 50, 100, 500 y 1000 años), utilizando hojas de cálculo y verificando los resultados con el programa SMADA. El proceso de cálculo y los resultados se muestran en el anexo 03.

La OMM recomienda un coeficiente de corrección para datos de estaciones que se registran una vez al día de 1,13. Asumiendo que es el caso de nuestras estaciones, en el anexo 03, Cuadro N° 4.16 se muestran las precipitaciones corregidas a partir del cual se obtendrán los caudales de diseño.

Cuadro N° 4.2 Precipitaciones corregidas por variabilidad para diferentes periodos de retorno.

Periodo de retorno T (años)	Estación Santo Tomás	
	Precipitación (mm)	Precipitación corregida (mm)
5	38,81	43.86
10	41,96	47.41
20	44,56	50.35
25	45,32	51.21
50	47,49	53.66
100	49,44	55,86
500	53,39	60,33
1000	54,90	62,04

Fuente: Software SMADA

4.1.4 Determinación de los coeficientes regionales y Ecuación de intensidad

Se emplea el “Estudio de Hidrología del Perú”, realizado por el convenio IILA-SENAMHI-UNI (1983), para determinar los coeficientes regionales de la zona de estudio. Los coeficientes regionales determinados con el IILA permiten distribuir las precipitaciones máximas de 24 horas corregidas para diferentes tiempos menores a 24 horas.

Las expresiones planteadas por el estudio son:

$$P_{t,T} = a(1 + K \log T)t^n$$
$$I_{t,T} = a(1 + K \log T)t^{n-1}$$

Donde $P_{t,T}$, $I_{t,T}$ son la precipitación y la intensidad de tormenta para una duración “t” (en horas) en un período de retorno “T” (en años) dados a, K y n que son constantes regionales.

Según la metodología empleada por el IILA las fórmulas son válidas para $3 \leq t \leq 24$ horas.

Y para $t \leq 3$ horas se usa:

$$I_{t,T} = a(1 + K \log T)(t + b)^{n-1}$$

Con parámetro $b = 0,4$ horas (Sierra Norma Técnica O.S. 060. Drenaje Pluvial Urbano).

Con las precipitaciones máximas corregidas de 24 horas para diferentes tiempos y periodos de retorno se grafican las Curvas IDF y mediante regresión múltiple se obtienen los coeficientes para la ecuación de intensidad de la Estación Santo Tomás. En el anexo 03, se presentan los Cuadros N° 4.17, N° 4.18 y N° 4.19. A continuación se presenta la Ecuación de Intensidad de la Estación Santo Tomás:

$$I = \frac{10^{1,7891} \times T^{0,0823}}{t^{0,4831}}$$

Como se observa en la figura N° 4.1 Subdivisión del territorio en Zonas y Subzonas Pluviométricas, la zona en estudio pertenece a la región hidrológica

denominada 123₆, los parámetros considerados se muestran en los cuadros N° 4.6 y N° 4.7 y empleando las fórmulas establecidas por el Método IILA, se determinan los coeficientes regionales de la zona, los cuales se muestran en el siguiente cuadro.

Cuadro N° 4.3 Coeficientes regionales para determinar precipitaciones e intensidades para diferentes tiempos de duración

Tiempo duración	Coeficientes Regionales	
	P_t / P_{24H}	I_t / I_{24H}
10 min	0.24	10.20
20 min	0.27	8.69
30 min	0.29	7.66
40 min	0.31	6.89
50 min	0.32	6.30
1,0 h	0.34	5.82
1,5 h	0.38	4.82
2,0 h	0.42	4.17
4,0 h	0.51	3.04
6,0 h	0.59	2.36
7,0 h	0.63	2.15
8,0 h	0.66	1.98
10,0 h	0.72	1.72
11,0 h	0.74	1.62
12,0 h	0.77	1.54
24,0 h	1.00	1.00

Fuente: Método IILA

Dónde:

P_t = Precipitación para una duración "t" (en horas).

P24H = Precipitación para una duración de 24 horas.

I_t = Intensidad de tormenta para una duración "t" (en horas).

I24H = Intensidad de tormenta para una duración de 24 horas.

4.1.5 Selección del número de curva

El número de curva, CN, es un número hidrológico adimensional que varía en función a la capacidad de infiltración del suelo en base al tipo hidrológico de suelo y el tipo de cobertura vegetal. Como las cuencas presentan una gran variedad de coberturas vegetales y tienen diferentes usos de suelo se determinó el número de curva mediante un promedio ponderado de los CN de cada zona.

4.2 DETERMINACIÓN DE CAUDALES EN CRUCES DE QUEBRADAS

Para calcular los caudales en los cruces principales, se utiliza el método de precipitación escorrentía puesto que en la zona de estudio, no existen datos de caudales. Se inferirá el caudal proveniente de datos pluviométricos considerando lo siguiente:

- Para las cuencas de áreas menores a 3 km², se utilizará el "método racional", que permite realizar estimaciones de los caudales máximos de escorrentía usando las intensidades máximas de precipitación.
- Para las cuencas de áreas entre 3 y 50 km², se utilizará el método del hidrograma unitario SCS, que es el hidrograma de escorrentía directa resultante de 1 cm de precipitación neta caída en un intervalo de tiempo y generada uniformemente sobre el área de la cuenca a una tasa uniforme.

4.2.1 Método racional

Se empleó para el cálculo de los caudales de diseño de cuencas con áreas menores a 3 km² mediante la expresión:

$$Q = 0,278CIA$$

Dónde:

C: Coeficiente de escorrentía

I: Intensidad de la lluvia de diseño de igual duración al tiempo de concentración y de frecuencia igual a la de diseño, en mm/h

A: Área de la cuenca, en km²

El coeficiente de escorrentía será seleccionado del Cuadro N° 1.4 Coeficiente de escorrentía para la fórmula racional, que se muestra en el capítulo 1. Estudio de Quebradas.

La intensidad de precipitación se obtendrá de la ecuación:

$$I = \frac{10^k \cdot T^m}{t^n}$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

El Manual de diseño de carreteras no pavimentadas de bajo volumen de tránsito, recomienda un periodo de retorno de 50 años para alcantarillas de paso. Por ello se considera un periodo de retorno de 50 años en cuencas menores y 100 años para cuencas medianas.

Del manual también obtenemos el riesgo de excedencia, que se muestra en el cuadro N° 4.4 De donde podemos observar que para una vida útil de 25 años y un periodo de retorno de 50 años, el riesgo es 39,65 % y para una vida útil de 25 años y un periodo de retorno de 100 años, el riesgo es de 22,22 %. Valores aceptables para el diseño de obras de drenaje.

Cuadro N° 4.4 Riesgo de excedencia (%) durante la vida útil para diversos periodos de retorno

Período de retorno (años)	Años de vida útil				
	10	20	25	50	100
10	65.13%	87.84%	92.82%	99.48%	99.99%
15	49.84%	74.84%	82.18%	96.82%	99.90%
20	40.13%	64.15%	72.26%	92.31%	99.41%
25	33.52%	55.80%	63.96%	87.01%	98.31%
50	18.29%	33.24%	39.65%	63.58%	86.74%
100	9.56%	18.21%	22.22%	39.50%	63.40%
500	1.98%	3.92%	4.88%	9.3%	18.14%
1000	1.00%	1.98%	2.47%	4.88%	9.52%
10000	0.10%	0.20%	0.25%	0.50%	0.75%

Fuente: Manual de diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito

La intensidad está también en función de la duración o tiempo de concentración, el cual se obtiene mediante la aplicación de la fórmula propuesta por Kirpich (1940), que se presenta a continuación:

$$t = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$$

Dónde:

L: Longitud del cauce, en m

S: Pendiente promedio de la cuenca, en m/m

Los datos fisiográficos de las cuencas (L, S) se muestran en el anexo 01.

El método racional asume que la duración de la lluvia de diseño es igual que el tiempo de concentración. Los caudales obtenidos para las cuencas con áreas menores a 3 km², se muestran en el Cuadro N° 4.20 del anexo 03.

4.2.2 Método del Hidrograma Unitario SCS

Se considera el hidrograma unitario suavizado de la Soil Conservation Service (SCS hoy NRSC), para la determinación de los caudales máximos de cuencas mayores entre 3 km² y 50 km². En el anexo 04, se muestra los resultados de caudales determinados mediante este método. El procedimiento es el siguiente:

Se determina la precipitación en la cuenca que es igual a la intensidad por la duración de la tormenta. La intensidad tiene su propia ecuación en función del tiempo de retorno y tiempo de concentración, siendo su expresión de cálculo:

$$P = \frac{10^k T^m \times t_c}{t^n \times 10}$$

Donde:

P: precipitación, en cm

T: periodo de retorno, en años

t: tiempo de concentración, en min

t_c: tiempo de concentración, en h

k, m, n: coeficientes de regresión múltiple de la ecuación de intensidad

Se realiza la corrección de la precipitación por distribución espacial para cuencas de áreas mayores a 25 km², de acuerdo a los lineamientos de la Organización Meteorológica Mundial (OMM), mediante la expresión siguiente:

$$P_c = P \cdot \left[1 + 0,1 \log \left(\frac{A}{25} \right) \right]$$

Donde:

P_c: precipitación corregida en cm

P: precipitación en cm

A: Área de cuenca en km²

Para el cálculo de la precipitación efectiva, se utilizó la expresión del Número de Curva de la USDA-SCS:

$$P_e = \frac{(P_c - 0,2 S)^2}{P_c + 0,8 S} \quad , \quad S = 2,54 \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad \text{para } I_a = 0,2 S$$

Donde:

P_e: precipitación efectiva en cm

P_c: precipitación corregida en cm

I_a: abstracción inicial en cm

S: retención potencial en cm

CN: Número de Curva, coeficiente hidrológico adimensional

Si la consideración inicial de la $a = 0,2S$ determina que el promedio de las precipitaciones efectivas para los periodos de retorno de 100, 500 y 1 000 años es menor al valor de la abstracción inicial recomendada por Sonoma County Water Agency (SCWA) para suelos de campos abiertos cubiertos de cultivos de 0,76 cm (0,3 pulg), la precipitación efectiva quedara determinada por la siguiente fórmula:

$$P_e = \frac{(P_c - 0,76)^2}{P_c + 0,8S}$$

En el cuadro 4.5 se muestran los valores recomendados para las abstracciones iniciales.

Cuadro N° 4.5 Abstracción inicial recomendado

Land Use	Recommended Initial Loss, inches
Paved Areas	0.0
Sloped Roofs	0.0
Flat Roofs	0.0
Lawn Grass	0.3
Open Fields with Minimal Vegetation	0.2
Open Fields with Cover Crop	0.3
Wooded Areas	0.4

Fuente: "Hydrology Manual", Sonoma County Water Agency (SCWA).

Expresiones de tiempos de concentración

Kirpich $t_c = 0,39 L^{0,77} S^{-0,385}$

USACE-Temez $t_c = 0,30 L^{0,75} S^{-0,19}$

SCS $t_c = [0,86 L^2 / S]^{0,385}$

Rowe $t_c = 0,95 (L^2/S)^{0,385}$

Bransby-Williams $t_c = 0,2433 L A^{-0,1} S^{-0,2}$

USDA-SCS $t_c = 1,67 (L^{0,8} (2\ 540 - 22,86CN)^{0,7}) / (14\ 104 CN^{0,7} S^{0,5})$

Se utilizará la expresión de la USDA ya que considera el número hidrológico CN, longitud y pendiente de las cuencas. Se considera que el valor mínimo del tiempo de concentración es 5 minutos.

Determinación de los parámetros del hidrograma unitario suavizado SCS y el caudal de diseño:

Relación tiempo de retardo y tiempo de concentración: $\frac{t_l}{t_c} = \frac{6}{10}$

Relación tiempo al pico y tiempo de retardo: $\frac{t_p}{t_l} = \frac{10}{9}$

Caudal unitario, en m³/s/cm: $qp = \frac{2,08 A}{t_p}$

Caudal de diseño, en m³/s: $Q_p = \frac{2,08 A}{t_p} \cdot Pe$

Los caudales obtenidos para diferentes períodos de retorno para las cuencas de áreas entre 3 y 50 km² se muestran el anexo 04.

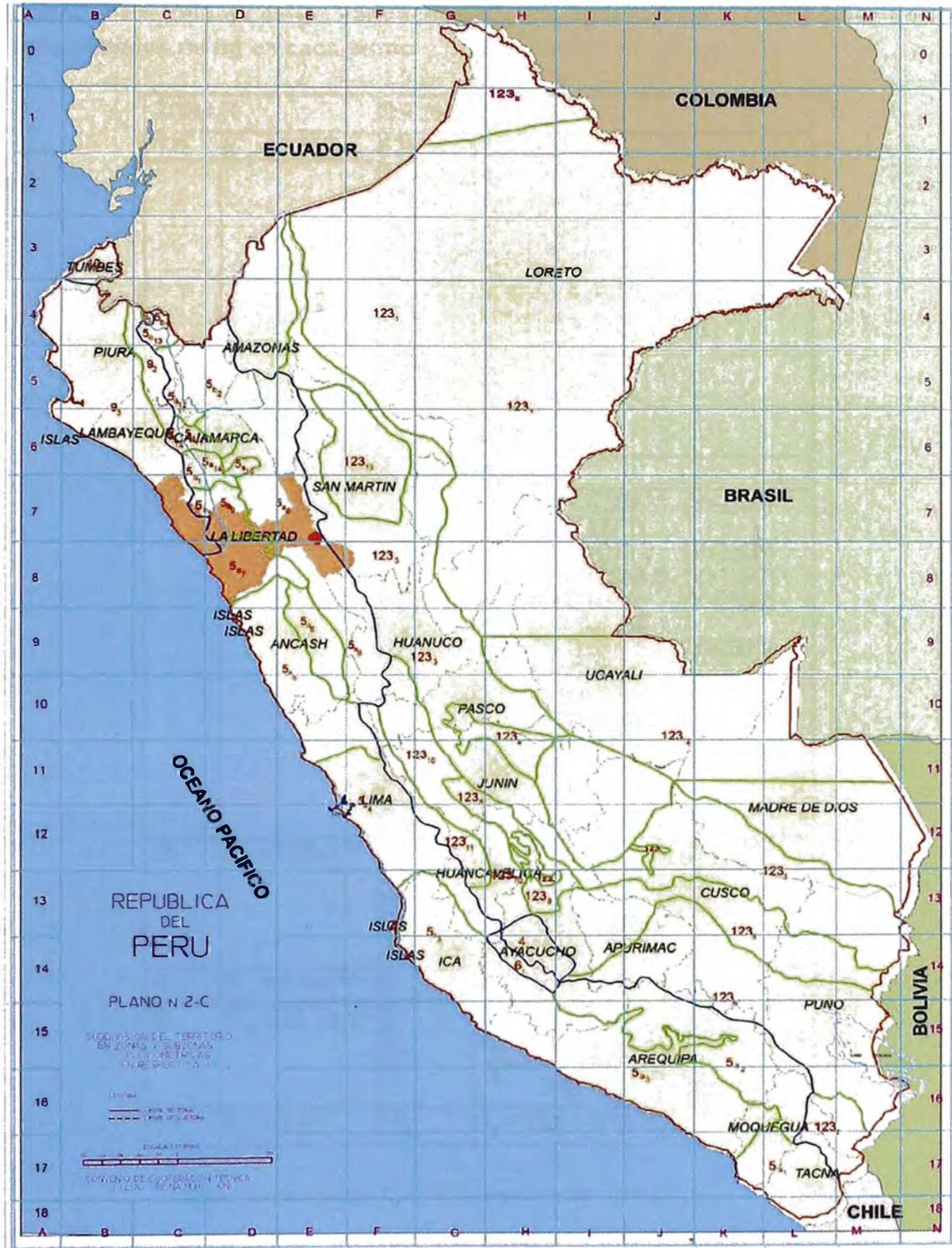


Figura N° 4.1 Subdivisión del territorio en Zonas y Subzonas Pluviométricas

Cuadro N° 4.6 Valores de los Parámetros K'_g y ϵ_g que definen la distribución de probabilidades de hg en cada punto

ZONA	K'_g	Subzona	ϵ_g
123	$K'_g = 0.553$	123 ₁	$\epsilon_g = 85,0$
		123 ₂	$\epsilon_g = 75,0$
		123 ₃	$\epsilon_g = 100 - 0,022 Y$
		123 ₄	$\epsilon_g = 70 - 0,019 Y$
		123 ₅	$\epsilon_g = 24,0$
		123 ₆	$\epsilon_g = 30,5$
		123 ₇	$\epsilon_g = -2 + 0,006 Y$
		123 ₈	$\epsilon_g = 26,6$
		123 ₉	$\epsilon_g = 23,3$
		123 ₁₀	$\epsilon_g = 6 + 0,005 Y$
		123 ₁₁	$\epsilon_g = 1 + 0,005 Y$
		123 ₁₂	$\epsilon_g = 75,0$
		123 ₁₃	$\epsilon_g = 70$
4	$K'_g = 0,861$	4 ₁	$\epsilon_g = 20$
5a	$K'_g = 11 \cdot \epsilon_g^{-0,65}$	5a ₁	$\epsilon_g = -7,6 + 0,006 Y$ (Y>2300)
		5a ₂	$\epsilon_g = 32 - 0,177 D_c$
		5a ₃	$\epsilon_g = -13 + 0,010 Y$ (Y>2300)
		5a ₄	$\epsilon_g = 3,8 + 0,0053 Y$ (Y>1500)
		5a ₅	$\epsilon_g = -6 + 0,007 Y$ (Y>2300)
		5a ₆	$\epsilon_g = 1,4 + 0,0067$
		5a ₇	$\epsilon_g = -2 + 0,007 Y$ (Y>2000)
		5a ₈	$\epsilon_g = 24 + 0,0025 Y$
		5a ₉	$\epsilon_g = 9,4 + 0,0067 Y$
		5a ₁₀	$\epsilon_g = 18,8 + 0,0028 Y$
		5a ₁₁	$\epsilon_g = 32,4 + 0,004 Y$
		5a ₁₂	$\epsilon_g = 19,0 + 0,005 Y$
		5a ₁₃	$\epsilon_g = 23,0 + 0,0143 Y$
		5a ₁₄	$\epsilon_g = 4,0 + 0,010 Y$
5b	$K'_g = 130 \cdot \epsilon_g^{-1,4}$	5b ₁	$\epsilon_g = 4 + 0,010$ (Y>1000)
		5b ₂	$\epsilon_g = 41,0$
		5b ₃	$\epsilon_g = 23,0 + 0,143 Y$
		5b ₄	$\epsilon_g = 32,4 + 0,004 Y$
		5b ₅	$\epsilon_g = 9,4 + 0,0067 Y$
6	$K'_g = 5,4 \cdot \epsilon_g^{-0,6}$	6 ₁	$\epsilon_g = 30 - 0,50 D_c$
9	$K'_g = 22,5 \cdot \epsilon_g^{-0,65}$	9 ₁	$\epsilon_g = 61,5$
		9 ₂	$\epsilon_g = -4,5 + 0,323 D_m$ (30XD _m x110)
		9 ₃	$\epsilon_g = 31 + 0,475(D_m - 110)$ (D _m x110)
10	$K'_g = 1,45$	10 ₁	$\epsilon_g = 12,5 + 0,95 D_m$

Fuente: Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano

Donde:

- Y: Altitud en msnm
- D_c: Distancia a la cordillera en Km
- D_m: Distancia al mar en Km

Cuadro N° 4.7 Valores de los parámetros a y n que junto con K, definen las curvas de probabilidad Pluviométrica en cada punto de las subzonas.

SUBZONA	ESTACIÓN	N° TOTAL DE ESTACIONES	VALOR DE "n"	VALOR DE "a"
123 ₁	321-385	2	0.357	32.2
123 ₃	384-787-805	3	0.405	a=37,85-0,0083Y
123 ₁₃	244-193	2	0.432	
123 ₅	850-903	2	0.353	932
123₆	840-913-918 958	4	0.380	11.0
123 ₈	654-674-679 709-713-714 732-745-752	9	0.232	14.0
123 ₉	769	1	0.242	12.1
123 ₁₀	446-557-594 653-672-696 708-711-712 715-717-724 757-773	14	0.254	a=3,01+0,0025Y
123 ₁₁	508-667-719 750-771	5	0.286	a=0,46+0,0023Y
5a ₂	935-968	2	0.301	a=14,1-0,078D _c
5a ₅	559	1	0.303	a=-2,6+0,0031Y
5a ₁₀	248	1	0.434	a=5,80+0,0009Y

Fuente: Norma Técnica O.S. 060 Drenaje Pluvial Urbano

4.3 PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS HIDRÁULICO

El análisis hidráulico y diseño de la obra de cruce adecuada se realizará mediante el uso de un software HY-8 Culvert Hydraulic Analysis Program, software proporcionado por la FHWA (Federal Highway Administration U.S. Department of Transportation) – Hydraulics Engineering.

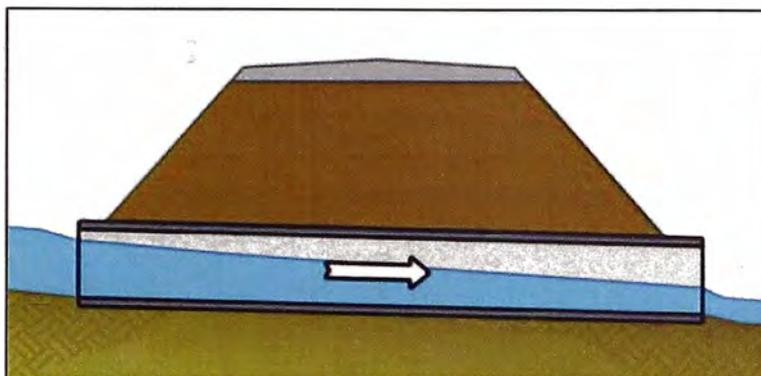


Figura N° 4.2 Esquema de una alcantarilla

Cuadro N° 4.8 Cuadro de entrada HY-8

Parameter	Value	Units
DISCHARGE DATA		
Discharge Method	Minimum, Design, and Maximum	
Minimum Flow	0.00	cms
Design Flow	0.00	cms
Maximum Flow	0.00	cms
TAILWATER DATA		
Channel Type	Rectangular Channel	
Bottom Width	0.00	m
Channel Slope	0.0000	m/m
Manning's n (channel)	0.0000	
Channel Invert Elevation	0.00	m
Rating Curve	View...	
ROADWAY DATA		
Roadway Profile Shape	Constant Roadway Elevation	
First Roadway Station	0.00	m
Crest Length	0.00	m
Crest Elevation	0.00	m
Roadway Surface	Paved	
Top Width	0.00	m

Parameter	Value	Units
CULVERT DATA		
Name	Culvert	
Shape	Circular	
Material	Concrete	
Diameter	0.00	mm
Embedment Depth	0.00	mm
Manning's n	0.0120	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	Square Edge with Headwall	
Inlet Depression?	No	
SITE DATA		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.00	m
Inlet Elevation	0.00	m
Outlet Station	0.00	m
Outlet Elevation	0.00	m
Number of Barrels	1	

Fuente: Manual del HY-8

Los datos de entrada son:

Discharge Data o Caudal de diseño, caudal mínimo y caudal máximo (m^3/s)

Tailwater Data o datos aguas abajo

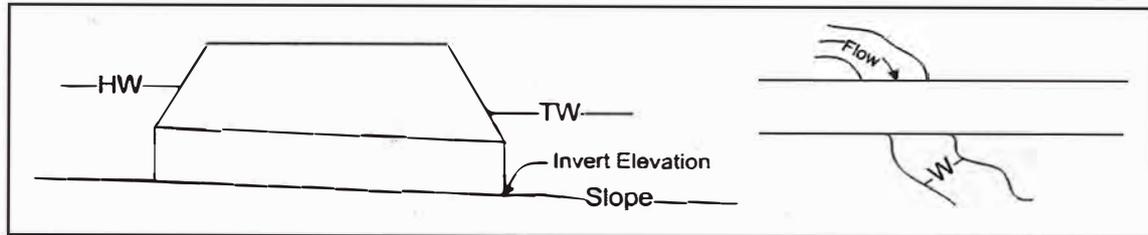


Figura N° 4.3 Esquema de descarga

Datos del canal como:

- Ancho del canal aguas abajo (m)
- Talud (H:V)
- Pendiente (m/m)
- Coeficiente de rugosidad de Manning (Ver cuadro N° 4.2.3)
- Invert elevation o cota aguas abajo o de salida.

Roadway Data o Datos de la carretera:

- Estación o progresiva de entrada
- Longitud de la cresta
- Cota de rasante
- Tipo de superficie
- Ancho de superficie

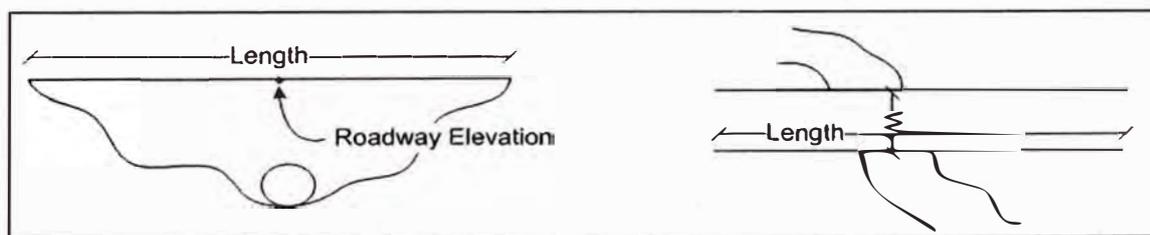


Figura N° 4.4 Sección de la alcantarilla y ancho de la carretera

Culvert Data o Datos de la alcantarilla

- Forma de la alcantarilla

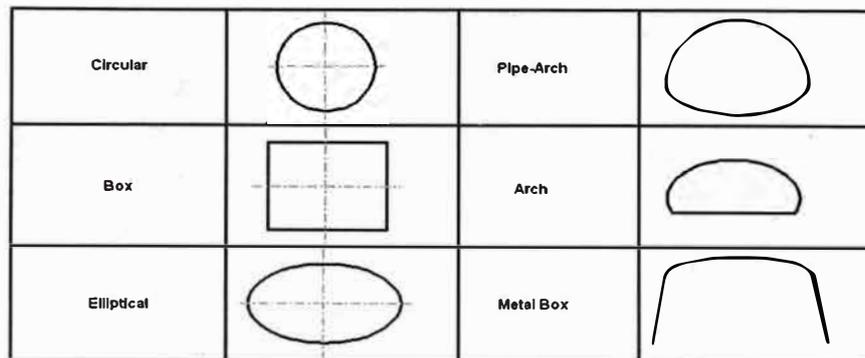


Figura N° 4.5 Formas de alcantarillas

- Material (Coeficiente de rugosidad de Manning)
 - Acero Corrugado
 - Placa de acero estructural
 - Aluminio corrugado
 - Placa de aluminio estructural
 - Concreto Armado
 - PVC
 - HDPE
 - PE corrugado
- Tamaño
- Tipo de alcantarilla

Site Data o Datos de Sitio

- Inlet Station o Estación o progresiva de entrada
- Inlet Elevation o Cota aguas arriba
- Outlet Station o Estación o progresiva de salida
- Outlet Elevation o Cota aguas abajo
- Número de barriles o alcantarillas.

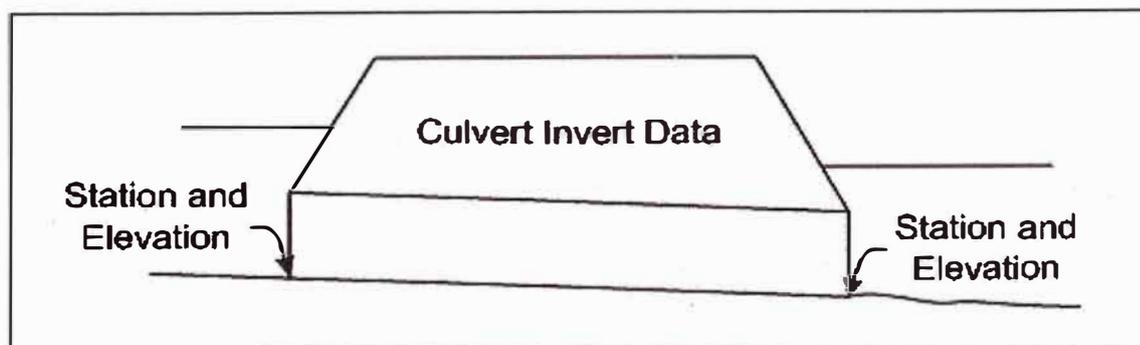


Figura N° 4.6 Esquema de datos de entrada y salida

El software grafica el tirante de agua a lo largo de la alcantarilla, lo cual permite verificar el borde libre a lo largo del conducto, a la entrada y a la salida.

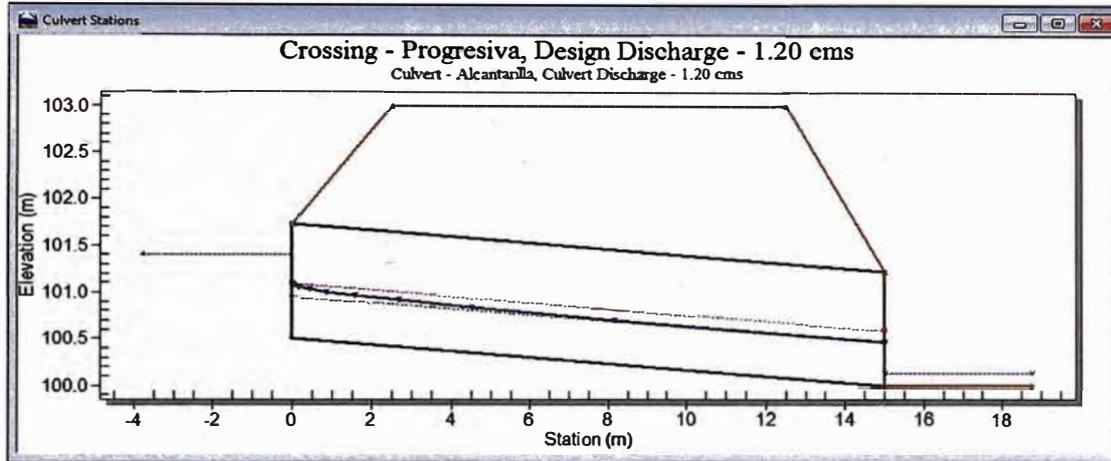


Figura N° 4.7 Sección transversal de la alcantarilla

Además determina la velocidad del flujo a la salida del conducto y aguas abajo, verificando también que este no sobrepase los valores máximos que pueden ocasionar erosión ni este por debajo de la velocidad mínima, la cual podría originar sedimentación.

Cuadro N° 4.9 Cuadro de resultados HY-8

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth (m)	Outlet Control Depth (m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.90	0.90	101.26	0.76	0.09	1-S2n	0.39	0.51	0.40	0.11	2.73	1.53
0.96	0.96	101.29	0.79	0.12	1-S2n	0.40	0.53	0.41	0.12	2.78	1.57
1.02	1.02	101.32	0.82	0.15	1-S2n	0.42	0.54	0.42	0.12	2.83	1.61
1.08	1.08	101.35	0.85	0.18	1-S2n	0.43	0.56	0.43	0.13	2.93	1.64
1.14	1.14	101.37	0.87	0.21	1-S2n	0.44	0.58	0.45	0.13	2.90	1.68
1.20	1.20	101.40	0.90	0.24	1-S2n	0.46	0.59	0.46	0.14	2.94	1.71
1.20	1.20	101.40	0.90	0.24	1-S2n	0.46	0.59	0.46	0.14	2.94	1.71
1.32	1.32	101.46	0.96	0.30	1-S2n	0.48	0.62	0.48	0.14	3.10	1.78
1.38	1.38	101.49	0.99	0.33	1-S2n	0.49	0.64	0.49	0.15	3.14	1.81
1.44	1.44	101.52	1.02	0.36	1-S2n	0.50	0.65	0.51	0.15	3.08	1.84
1.50	1.50	101.55	1.05	0.39	1-S2n	0.51	0.67	0.53	0.16	3.11	1.86

Display <input type="radio"/> Crossing Summary Table <input checked="" type="radio"/> Culvert Summary Table Alcantarilla <input type="radio"/> Water Surface Profiles <input type="radio"/> Tapered Inlet Table <input type="radio"/> Customized Table Options...	Geometry Inlet Elevation: 100.90 m Outlet Elevation: 100.00 m Culvert Length: 15.01 m Culvert Slope: 0.0333 Inlet Crest: 0.00 m Inlet Throat: 0.00 m Outlet Control: Profiles	Plot <input type="button" value="Crossing Rating Curve"/> <input checked="" type="button" value="Culvert Performance Curve"/> <input type="button" value="Selected Water Profile"/> <input type="button" value="Water Surface Profile Data"/>
---	---	--

Fuente: Manual del HY-8

Cuadro N° 4.10 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning (n)

TIPO DE CANAL		MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO	
A. CONDUCTO CERRADO CON ESCURRIMIENTO PARCIALMENTE LLENO	A.1 METÁLICOS	a. Bronce Polido	0.009	0.010	0.013
		b. Acero, soldado	0.010	0.012	0.014
		con remaches	0.013	0.016	0.017
		c. Metal corrugado sub - dren	0.017	0.019	0.021
		dren para agua lluvias	0.021	0.024	0.030
	A.2 NO METÁLICOS	a. Concreto			
		tubo recto y libre de basuras	0.010	0.011	0.013
		tubo con curvas, conexiones afinado	0.011	0.013	0.014
		tubo de alcantarillado con cámaras, entradas	0.011	0.012	0.014
		tubo de moldaje de acero	0.013	0.015	0.017
		tubo de moldaje madera cepillada	0.012	0.013	0.014
		tubo de moldaje madera en bruto	0.012	0.014	0.016
		0.015	0.017	0.020	
		b. Madera duelas	0.010	0.012	0.014
laminada y tratada		0.015	0.017	0.020	
c. Albañilería de piedra	0.018	0.025	0.030		
B. CANALES REVESTIDOS	B.1 METAL	a. Acero liso			
		sin pintar	0.011	0.012	0.014
		pintado	0.012	0.013	0.017
	b. Corrugado	0.021	0.025	0.030	
	B.2 NO METÁLICO	a. Madera			
		Sin tratamiento	0.010	0.012	0.014
		tratada	0.011	0.012	0.015
		planchas	0.012	0.015	0.018
		b. Concreto			
		afinado con plana	0.011	0.013	0.015
		afinado con fondo de grava	0.015	0.017	0.020
		sin afinar	0.014	0.017	0.020
		excavado en roca de buena calidad	0.017	0.020	
		excavado en roca descompuesta	0.022	0.027	
c. Albañilería					
piedra con mortero	0.017	0.025	0.030		
0.023	0.032	0.035			
piedra sola					

TIPO DE CANAL		MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO	
C. EXCAVADO		a. Tierra, recto y uniforme nuevo	0.016	0.018	0.020
		grava	0.022	0.025	0.030
		con algo de vegetación	0.022	0.027	0.033
		b. Tierra, sinuoso sin vegetación	0.023	0.025	0.030
		con malezas y pasto	0.025	0.030	0.033
		maleza tupida, plantas	0.030	0.035	0.040
		fondo pedregoso - malezas	0.025	0.035	0.040
		c. Roca suave y uniforme	0.025	0.035	0.040
		irregular	0.035	0.040	0.050
		d. Canales sin mantención maleza tupida	0.050	0.080	0.120
		fondo limpio, bordes con vegetación	0.040	0.050	0.080
		D. CORRIENTES NATURALES	D.1 CORRIENTES MENORES (ANCHO SUPERF. <30 m)	a. Ríos en planicies rectos, sin zonas muertas	0.025
rectos sin zonas muertas con piedras y malezas	0.030			0.036	0.040
Sinuoso, vegetación y piedras	0.035			0.045	0.050
Sinuoso, vegetación y bastante pedregoso	0.045			0.050	0.060
Abundante vegetación, sinuoso	0.075			0.100	0.150
b. Torrentes de montaña, sin vegetación, bordes abruptos Árboles y arbustos sumergidos parcialmente en crecidas con piedras	0.030			0.040	0.050
Pocas rocas grandes y piedras en el fondo	0.040		0.050	0.070	
D.2 PLANICIES DE INUNDACIÓN	a. con pasto sin arbusto pastizales bajos		0.025	0.030	0.035
	pastizales altos		0.030	0.035	0.050
	b. Áreas cultivadas sin cultivo		0.020	0.030	0.040
	con cultivos		0.030	0.040	0.050
	c. Arbustos y malezas escasos		0.040	0.060	0.080
	densos		0.070	0.100	0.160
	d. Árboles sauces		0.110	0.150	0.200
	tierra despejada con troncos		0.030	0.040	0.050
	D.3 Ríos Principales (ancho superior a 30 m)	Secciones Regulares	0.025	-	0.060
Secciones Irregulares	0.035	-	0.100		

Fuente: Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, 1983.

Se debe tener en cuenta la velocidad, parámetro que es necesario verificar de tal manera que se encuentre dentro de un rango, cuyos límites se describen a continuación.

Cuadro N° 4.11 Velocidades máximas admisibles (m/s) en conductos revestidos

TIPO DE REVESTIMIENTO	VELOCIDAD (m/s)
Concreto	3,0 – 6,0
Ladrillo con concreto	2,5 – 3,5
Mampostería de piedra y concreto	2,0

Fuente: HCANALES, Máximo Villón B.

Se deberá verificar que la velocidad mínima del flujo dentro del conducto no produzca sedimentación que pueda incidir en una reducción de su capacidad hidráulica, recomendándose que la velocidad mínima sea igual a 0.25 m/s.

Asimismo, se debe tener muy en cuenta la velocidad de flujo a la salida de la alcantarilla, generalmente esta velocidad es mayor que la velocidad de escurrimiento en el cauce natural y debe limitarse a fin de evitar procesos de socavación del cauce aguas abajo de la estructura y no afecte su estabilidad.

A continuación, se presenta un cuadro con valores máximos admisibles de velocidades de flujo según el tipo de material donde se desplaza.

Cuadro N° 4.12 Velocidades máximas admisibles (m/s) en canales no revestidos

TIPO DE TERRENO	FLUJO TERMITENTE (m/s)	FLUJO PERMANENTE (m/s)
Arena fina (no coloidal)	0,75	0,75
Arcilla arenosa (no coloidal)	0,75	0,75
Arcilla limosa (no coloidal)	0,90	0,90
Arcilla fina	1,00	1,00
Ceniza volcánica	1,20	1,00
Grava fina	1,50	1,20
Arcilla dura (coloidal)	1,80	1,40

TIPO DE TERRENO	FLUJO TERMITENTE (m/s)	FLUJO PERMANENTE (m/s)
Material graduado (no coloidal)		
Desde arcilla a grava	2,00	1,50
Desde limo a grava	2,10	1,70
Grava	2,30	1,80
Grava gruesa	2,40	2,00
Desde grava a piedras (< 15 cm)	2,70	2,10
Desde grava a piedras (> 20 cm)	3,00	2,40

Fuente: Manual de Carreteras de California

5.2 RESULTADOS DEL DISEÑO HIDRÁULICO

Cuadro N° 5.2 Resumen de alcantarillas propuestas

Quebrada	Progresiva	Tipo	Dimensiones
C 01	100+122	MCA	1.50 x 1.00
C 02	101+404	TMC	48"
C 03	101+998	MCA	2.00 X 1.00
C 04	102+195	MCA	3.00 X 2.00
C 05	102+606	TMC	48"
C 06	103+626	MCA	2.00 X 1.50
C 07	103+720	TMC	48"
C 08	104+281	MCA	1.00 x 1.00
C 09	105+039	TMC	48"
C 10	105+153	TMC	48"
C 11	105+716	MCA	2.00 X 1.00

Dado los caudales máximos estimados con el análisis hidrológico, se ha determinado las dimensiones de las alcantarillas propuestas, el plano de alcantarillas se adjunta en el Anexo 05, y estas alcantarillas han sido verificadas con el programa HY-8, la cual se adjunta en el Anexo 06.

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

Del tramo seleccionado para el estudio, se han identificado 8 cuencas pequeñas con áreas menores a los 3 km² en las cuales se ha empleado el método racional y 3 cuencas medianas con áreas entre los 3 y 25 km² donde se ha empleado el método del hidrograma unitario.

Se están empleando como mínimo alcantarillas del tipo TMC de 48" o tipo marco de 1x1 m, debido a que estos permiten un mejor mantenimiento de la alcantarilla además son las mínimas dimensiones requeridas para alcantarillas por quebrada, según el manual de diseño de carreteras pavimentadas de bajo volumen de tránsito.

No se está considerando el estudio de flujo de escombros, por ser una zona con cuencas con áreas menores, por lo cual se está asumiendo un flujo de escombros casi despreciable. Además se está considerando un tiempo de retorno de 50 años para cuencas pequeñas y de 100 años para cuencas medianas.

Para la determinación del tiempo de concentración en cuencas menores se ha empleado la fórmula de Kirpich, debido a las altas pendientes de las secciones, y además porque este método es el más conservador para el método racional.

Para cuencas medianas se ha empleado la fórmula de Mockus o SCS, por considerar los parámetros de la curva número CN, cobertura vegetal.

El software HY-8 es un programa que facilita el dimensionamiento de las obras de drenaje transversal correspondientes a los cruces de quebradas.

Los tirantes obtenidos mediante el programa, garantizan un borde libre de más del 30%, lo cual verifica la capacidad hidráulica de las alcantarillas.

Las velocidades obtenidas con el software han estado dentro del rango permisible, con lo cual se garantiza que no habrá sedimentación ni erosión.

6.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda un emboquillado de protección a la salida de las alcantarillas, para evitar la erosión regresiva y en algunos casos a la entrada de la alcantarilla, debido al cambio de pendiente del canal a la alcantarilla.

Se recomienda investigar el uso de otros materiales para aquellas alcantarillas de baja pendiente en las cuales se han empleado alcantarillas del tipo TMC, tuberías de material corrugado y estas podrían acumular sedimentos en sus rugosidades.

Se sugiere no emplear pendientes elevadas en las alcantarillas del tipo MCA, marco de concreto armado, debido a que las velocidades podrían erosionar el concreto o implicar la construcción de otras obras para disipar la velocidad.

Se recomienda la construcción de subdrenos o zanjas de drenaje en aquellas zonas donde se puede observar la presencia de bofedales o pantanos.

Se recomienda previo a la construcción de las obras de cruce, hacer un análisis aguas arriba de la quebrada, para verificar la presencia de flujo de lodos o escombros, que implique un rediseño de la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

- ARANCIBIA SAMANIEGO ADA, "Criterios para manejos de quebradas y su aplicación en el diseño de Obras Civiles." Tesis para optar Título Profesional FIC-UNI. Lima, Perú, 1998.
- CESEL INGENIEROS, "Ingeniería de Detalles y Estudios Geotécnicos e Hidrológicos para el Camino de Acceso Las Bambas - Antapaccay"
- CHOW VEN TE, Hidrología Aplicada. Santa Fe de Bogotá, Colombia, 1994.
- GORDON KELLER & JAMES SHERAR, Ingeniería de Caminos Rurales. México, 2005.
- MTC, Manual de Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito. Lima, Perú, 2008.
- MTC, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Lima, Perú, 2008.
- NORMA OS.060, Drenaje Pluvial Urbano. Lima, Perú, 2006.
- OMM, Organización Meteorológica Mundial.
- PONCE VÍCTOR M., Engineering Hydrology, Principles and Practices. (Primera Edición) Estados Unidos de América, 1989.
- ROCHA FELICES ARTURO, Introducción a la hidráulica de las Obras Viales. (Segunda Edición) Perú, 2010.
- ROCHA FELICES ARTURO, Introducción a la hidráulica Fluvial. (Primera Edición) Perú, 1998.
- SCWA, Sonoma County Water Agency.
- USDA - NRCS (U.S. Department of Agriculture - Natural Resources Conservation Service) Estados Unidos de América, 2004.
- VILLÓN BÉJAR MÁXIMO, Hidrología. (Tercera Edición) Lima, Perú, 2011.

ANEXOS

ÍNDICE

- ANEXO 01 PLANO DE UBICACIÓN Y MAPA DE CUENCAS
- ANEXO 02 INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA HISTÓRICA SENAMHI –
ESTACIÓN SANTO TOMAS
- ANEXO 03 MÉTODO RACIONAL
- ANEXO 04 PLANO DE UBICACIÓN Y MAPA DE CUENCAS
- ANEXO 05 MÉTODO H.U.C.S.
- ANEXO 06 DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS HY-8
- ANEXO 07 PANEL FOTOGRÁFICO

ANEXO 01

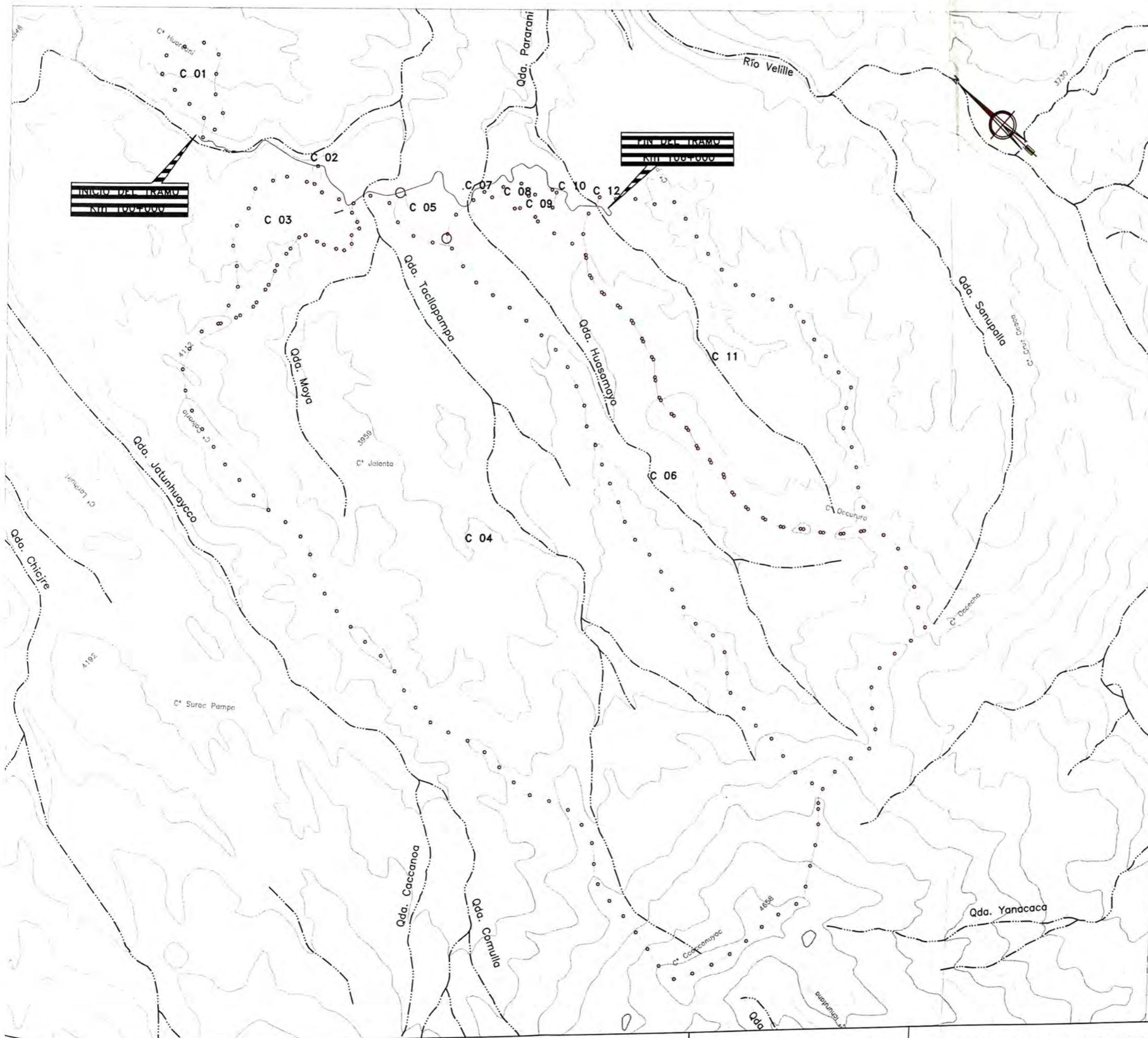
PLANO DE UBICACIÓN Y MAPA DE CUENCAS



UBICACIÓN GENERAL

TRAMO	INICIO	FIN	LONG.(km)	COORDENADAS			
				INICIO		FIN	
				NORTE	ESTE	NORTE	ESTE
TRAMO III	100+000,000	106+000,000	6,000	8 400 278,256	829 698,404	8 396 546,003	832 086,048

BASADO EN LA CARTA DEL IGN



PARÁMETROS FISIGRÁFICOS DE LAS CUENCAS

Nombre cuenca	Kilómetro (Km)	Área (Km ²)	Longitud cauce mayor (km)	Pendiente (%)
C 01	1,00 + 1,22	0,369	0,83	14,46
C 02	1,01 + 1,474	0,514	1,16	15,05
C 03	1,01 + 1,048	0,394	1,07	11,61
C 04	1,02 + 1,010	0,310	0,75	11,25
C 05	1,06 + 0,937	0,499	0,90	4,27
C 06	1,03 + 1,225	0,487	1,22	4,84
C 07	1,02 + 1,220	0,554	0,21	8,52
C 08	1,04 + 0,871	0,462	1,27	7,48
C 09	1,05 + 0,929	0,671	1,88	6,14
C 10	1,05 + 1,173	0,892	0,84	25,06
C 11	1,09 + 1,111	0,440	1,14	5,79

ANEXO 02

INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA HISTÓRICA SENAMHI – ESTACIÓN SANTO TOMAS

SENAMHI
Oficina General de Estadística e Informática



OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA



ESTACION : SANTO TOMAS / 000752 / DRE-12
PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT. 14° 21' "S DPTO. CUSCO
LONG. 72° 5' "W PROV. CHUMBIVILCAS
ALT. 3253 metros OBT. SANTO TOMAS

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1964	S/D	S/D	S/D	6.0	7.0	0.0	0.0	0.0	4.0	8.5	10.5	14.0
1965	30.5	25.5	18.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.5	5.5	7.0	16.0
1966	21.5	30.0	21.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	17.0	S/D	S/D
1967	10.4	39.6	46.0	20.0	10.5	0.0	8.0	15.0	8.0	16.0	4.0	32.0
1968	15.0	8.5	5.0	0.0	0.0	6.4	0.0	3.0	7.0	8.0	19.0	32.0

PROHIBIDA SU INTRODUCCION
PARTE DEL TOTAL

[Signature]
JAMES CALAFRANCHELO
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 71504

[Signature]
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 14457

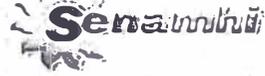
[Signature]
DIRECTOR DE PROYECTO
CIP 20043

S/D= Sin Datos
T = Tránsito

INFORMACION PREPARADA PARA GEBEL S.A.
LIMA - 22 DE SETIEMBRE DEL 2010.

Figura N° 3.5 Información Pluviométrica Histórica SENAMHI – Estación Santo Tomas (1964 – 1968)

SENAMHI
Oficina General de Estadística e Informática



OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA



ESTACION SANTO TOMAS / 000752 / DRE 12
PARAMETRO PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT 14° 23' "S" DFTD CUSCO
LONG. 72° 5' "W" PROV. CHUMBIVILCAS
ALT. 3253 msnm DIST. SANTO TOMAS

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1999	S/D	S/D	S/D	S/D	0.3	0.0	0.0	0.0	20.5	17.1	0.0	10.5
2000	30.1	23.2	17.2	12.5	3.4	5.8	S/D	0.0	12.5	11.7	0.0	20.8
2001	19.5	29.2	28.7	29.8	8.5	0.0	0.0	0.0	7.8	13.5	1.3	27.0
2002	21.8	32.3	35.6	7.8	7.4	3.8	10.2	0.0	10.2	15.7	13.8	26.0
2003	21.4	25.5	24.6	12.8	0.0	2.4	0.0	9.4	8.4	18.1	23.3	17.8
2004	25.0	25.2	26.2	7.5	0.0	0.0	19.0	18.4	15.8	21.4	37.6	37.8
2005	33.6	16.2	24.5	14.8	0.0	0.0	0.0	0.0	4.9	12.6	14.4	19.7
2006	42.5	34.0	36.3	17.8	0.0	2.8	0.0	3.8	5.9	30.3	20.7	38.1
2007	19.1	28.8	20.6	12.8	3.2	0.0	6.3	0.0	2.9	10.8	14.7	41.5
2008	22.1	28.4	17.8	5.5	8.2	1.8	0.0	0.0	4.3	22.1	5.2	53.6
2009	20.2	19.8	20.9	22.6	2.6	0.0	3.0	0.0	0.0	7.4	21.5	20.8

S/D= Sin Datos
T = Traza

INFORMACION PREPARADA PARA CESEL S.A
LIMA 21 DE SETIEMBRE DEL 2010

JAI ME CASAPRACA MEDINA
INGENIERO CIVIL
Reg. CPN° 71584

ING. CANTU TIERRA HUALPA REBANE
DIRECTOR DEL PROYECTO
CIP 20003

ALBERDIA WILSON GUERRA
INGENIERO HIDROLOGICO Y PLUVIOMETRO
Reg. CPN° 1657

Figura N° 3.6 Información Pluviométrica Histórica SENAMHI – Estación Santo Tomas (1999 – 2009)

ANEXO 03
MÉTODO RACIONAL

ANEXO 03

Cuadro N° 4.13 INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA HISTÓRICA PROCESADA

Precipitación máxima en 24 horas (mm)

SENAMHI

OFICINA GENERAL DE ESTADISTICA E INFORMATICA

Estación: SANTO TOMAS

Parámetro: Precipitación máxima en 24 horas (mm)

Latitud: 14° 23' S
Longitud: 72° 05' W
Altitud: 3 253 msnm

Dpto.: Cusco
Prov.: Chumbivilcas
Dist.: Santo Tomás

ANO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	MAX.
1964	S/D	S/D	S/D	6	7	0	S/D	0	4	8.5	10.5	14	14.0
1965	30.5	25.5	18	8	0	0	0	0	3.5	5.5	7	16	30.5
1966	21.5	30	21.5	0	0	0	0	0	2	17	S/D	S/D	30.0
1967	10.4	39.5	46	20	10.5	0	8	15	8	16	4	32	46.0
1968	15	8.5	5	0	0	6.4	0	3	7	8	19	32	32.0
1999	S/D	S/D	S/D	S/D	0.3	0	0	0	20.5	17.1	0	10.5	20.5
2000	30.1	23.2	17.2	12.5	3.4	5.8	S/D	0	12.5	11.7	0	29.8	30.1
2001	19.5	29.2	28.7	29.8	8.9	0	0	0	7.9	13.5	1.3	27	29.8
2002	21.8	32.3	35.6	7.8	7.4	3.8	10.2	0	10.2	15.7	13.8	26	35.6
2003	21.4	25.5	24.6	12.8	0	2.4	0	9.4	8.4	18.1	23.3	17.8	25.5
2004	25	25.2	26.2	7.5	0	0	19	18.4	15.6	21.4	37.6	37.8	37.8
2005	33.8	16.2	24.5	14.5	0	0	0	0	4.9	12.6	14.4	19.7	33.8
2006	42.5	34.6	36.3	17.6	0	2.6	0	3.9	5.9	30.3	20.7	36.1	42.5
2007	19.1	28.8	20.5	12.8	3.2	0	8.3	0	2.9	10.8	14.7	41.5	41.5
2008	22.1	26.4	17.8	5.5	8.2	1.8	0	0	4.3	22.1	5.2	33.6	33.6
2009	20.2	19.8	20.9	22.6	2.6	0	3	0	0	7.4	21.5	20.9	22.6
MAXIMO	42.5	39.5	46.0	29.8	10.5	6.4	19.0	18.4	20.5	30.3	37.6	41.5	46.0

S/D = Sin Dato

Hietograma Histórico



Cuadro N° 4.14 ANÁLISIS DE DATOS DUDOSOS

ESTACIÓN SANTO TOMAS 1964 - 2009

Precipitación máxima en 24 horas (mm)

m	AÑO	PRECIPITACIÓN HISTORICA (P)	$(P/P_m - 1)^3$	LOG PRECIPITACIÓN (P _L)
1	1964	14.0	-0.173	1.146128036
2	1965	30.5	0.000	1.484299839
3	1966	30.0	0.000	1.477121255
4	1967	46.0	0.094	1.662757832
5	1968	32.0	0.000	1.505149978
6	1999	20.5	-0.043	1.311753861
7	2000	30.1	0.000	1.478566496
8	2001	29.8	0.000	1.474216264
9	2002	35.6	0.002	1.551449998
10	2003	25.5	-0.007	1.406540180
11	2004	37.8	0.007	1.577491800
12	2005	33.8	0.000	1.528916700
13	2006	42.5	0.041	1.628388930
14	2007	41.5	0.031	1.618048097
15	2008	33.6	0.000	1.526339277
16	2009	22.6	-0.023	1.354108439

Suma

-0.071

n = número de registros

16

P_m = precipitación media

31.6

S_i = desviación standard de la muestra

8.359

V = variabilidad de la muestra

0.264

G = sesgo de la muestra

-0.258

G > 0

P_{Lm} = media de logaritmo de registros

1.483

S_L = desviación standard de logaritmos de registros

0.130

K = coeficiente al nivel de significación de 10%

2.279

P_{L1} = logaritmo de límite superior

1.780454712

P_{L2} = logaritmo de límite inferior

1.185954911

P₁ = límite superior

60.3

P₂ = límite inferior

15.3

Registros depurados

m	AÑO	PRECIPITACIÓN HISTORICA (P)
1	1965	30.5
2	1966	30.0
3	1967	46.0
4	1968	32.0
5	1999	20.5
6	2000	30.1
7	2001	29.8
8	2002	35.6
9	2003	25.5
10	2004	37.8
11	2005	33.8
12	2006	42.5
13	2007	41.5
14	2008	33.6
15	2009	22.6

Cuadro N° 4.15
PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE
PRUEBA DE KOLMOGOROV - SMIRNOV

Precipitación máxima en 24 horas (mm)

ESTACION: SANTO TOMAS

	X		log X		log X		X
Numero de datos n :	15	Numero de datos n :	15	Numero de datos n :	15	Numero de datos n :	15
Promedio x :	32.79	Promedio x :	1.51	Promedio x :	1.51	Promedio x :	32.79
Desviación estándar s :	7.16	Desviación estándar σ :	0.10	Desviación estándar σ :	0.10	Desviación estándar s :	7.16
Coficiente asimetría Cs :	0.15	Coficiente asimetría Cs :	-0.37	Coficiente asimetría Cs :	-0.37	Coficiente asimetría Cs :	0.15
				Parametro de forma γ :	29.224		
				Parametro de escala β :	-0.018	μ_Y :	0.513
				Parametro de escala X_0 :	2.035	σ_Y :	1.021

N	P = x	P = LOG x	P(X \geq x _T) _{obs}	DISTRIBUCION NORMAL				DISTRIBUCION LOG NORMAL				DISTRIBUCION LOG PEARSON III			DISTRIBUCION GUMBEL					
				z	F _(z)	P(X \geq x _T) _{TEO}	$\Delta_{(N)}$	z	F _(z)	P(X \geq x _T) _{TEO}	$\Delta_{(N)}$	z	P(X \geq x _T) _{TEO}	$\Delta_{(N)}$	P = x	K	Y	P(X \geq x _T) _{TEO}	$\Delta_{(N)}$	
1	46.0	1.66	0.063	1.85	0.968	0.032	0.030	1.61	0.946	0.054	0.008	20.54	0.000	0.063	46.0	1.85	2.40	0.087	0.024	
2	42.5	1.63	0.125	1.36	0.913	0.087	0.038	1.25	0.895	0.105	0.020	22.44	0.000	0.125	42.5	1.36	1.90	0.139	0.014	
3	41.5	1.62	0.188	1.22	0.888	0.112	0.076	1.15	0.875	0.125	0.062	23.01	0.000	0.188	41.5	1.22	1.76	0.159	0.029	
4	37.8	1.58	0.250	0.70	0.758	0.242	0.008	0.73	0.769	0.231	0.019	25.26	0.000	0.250	37.8	0.70	1.23	0.254	0.004	
5	35.6	1.55	0.313	0.39	0.653	0.347	0.035	0.47	0.680	0.320	0.007	26.69	0.000	0.313	35.6	0.39	0.91	0.330	0.018	
6	33.8	1.53	0.375	0.14	0.556	0.444	0.069	0.24	0.594	0.406	0.031	27.94	0.000	0.375	33.8	0.14	0.66	0.404	0.029	
7	33.6	1.53	0.438	0.11	0.545	0.455	0.017	0.21	0.584	0.416	0.021	28.08	0.000	0.438	33.6	0.11	0.63	0.413	0.024	
8	32.0	1.51	0.500	-0.11	0.456	0.544	0.044	-0.01	0.498	0.502	0.002	29.25	0.000	0.500	32.0	-0.11	0.40	0.488	0.012	
9	30.5	1.48	0.563	-0.32	0.375	0.625	0.063	-0.22	0.414	0.586	0.024	30.41	0.000	0.563	30.5	-0.32	0.19	0.564	0.001	
10	30.1	1.48	0.625	-0.38	0.354	0.646	0.021	-0.28	0.391	0.609	0.016	30.72	0.000	0.625	30.1	-0.38	0.13	0.585	0.040	
11	30.0	1.48	0.688	-0.39	0.349	0.651	0.036	-0.29	0.385	0.615	0.073	30.80	0.000	0.688	30.0	-0.39	0.12	0.590	0.098	
12	29.8	1.47	0.750	-0.42	0.338	0.662	0.088	-0.32	0.374	0.626	0.124	30.96	0.000	0.750	29.8	-0.42	0.09	0.600	0.150	
13	25.5	1.41	0.813	-1.02	0.154	0.846	0.033	-1.01	0.155	0.845	0.032	34.70	0.000	0.813	25.5	-1.02	-0.53	0.816	0.003	
14	22.6	1.35	0.875	-1.42	0.077	0.923	0.048	-1.55	0.061	0.939	0.064	37.60	0.000	0.875	22.6	-1.42	-0.94	0.923	0.048	
15	20.5	1.31	0.938	-1.72	0.043	0.957	0.019	-1.98	0.024	0.976	0.039	39.94	0.000	0.938	20.5	-1.72	-1.24	0.968	0.031	
						MAX.	0.0882				MAX.	0.1239			MAX.	0.9375			MAX.	0.1498

RESUMEN DE RESULTADOS

ESTADISTICO	FUNCION DE DISTRIBUCION			
	NORMAL	LOG-NORMAL	LOG PEARSON III	GUMBEL
$\Delta_{(N)}$	0.0882	0.1239	0.9375	0.1498

n : 15

α : 5%

Máximo tabular: 0.340

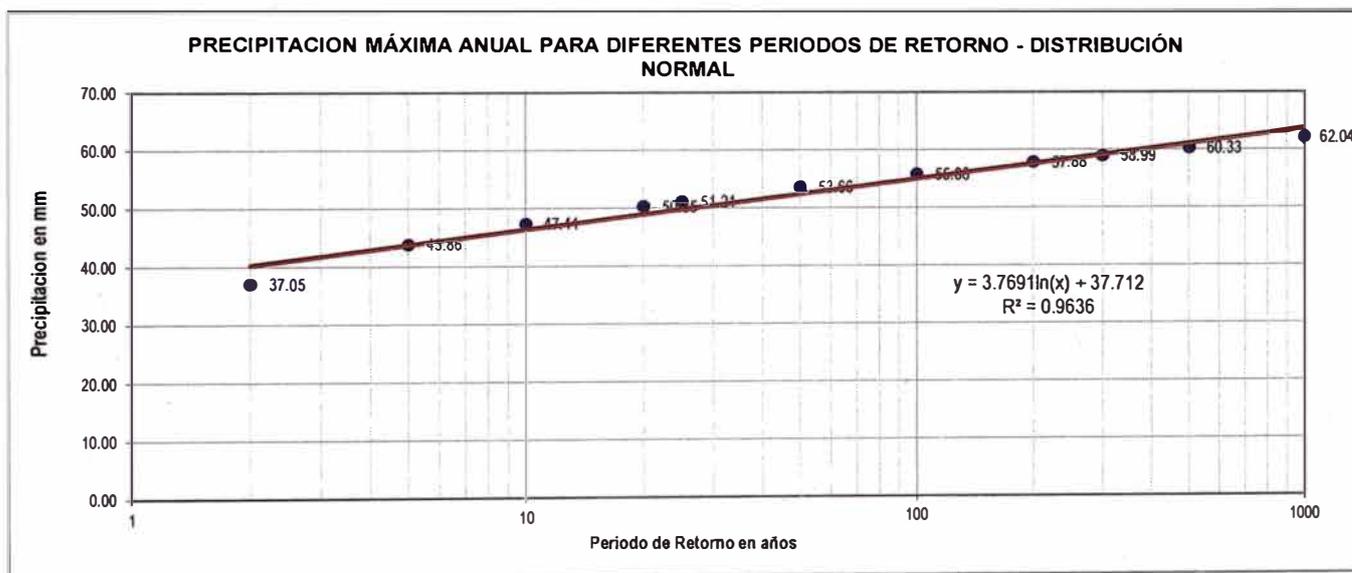
$\Delta_{(N)} < Da$

FUNCION DE DISTRIBUCION SELECCIONADA : **NORMAL**

Cuadro N° 4.16
PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES EN 24 HORAS
ESTACIÓN: SANTO TOMAS

	X	
Numero de datos n :	15	
Promedio x :	32.79	
Desviación estándar s :	7.16	Coefficiente de corrección de P _{max} por N° de lecturas (OMM)
Coefficiente asimetría Cs :	0.15	f (1 lectura) = 1.13

T (años)	P(X≤x _T)	DISTRIB. NORMAL		P _{MAX} mm	P _{MAX} (corregida) mm
		K _T	x _T		
2	0.500	0.0000	32.79	32.79	37.05
5	0.800	0.8416	38.81	38.81	43.86
10	0.900	1.2816	41.96	41.96	47.41
20	0.950	1.6449	44.56	44.56	50.35
25	0.960	1.7507	45.32	45.32	51.21
50	0.980	2.0537	47.49	47.49	53.66
100	0.990	2.3263	49.44	49.44	55.86
200	0.995	2.5758	51.22	51.22	57.88
300	0.997	2.7131	52.20	52.20	58.99
500	0.998	2.8782	53.39	53.39	60.33
1000	0.999	3.0902	54.90	54.90	62.04



Cuadro N° 4.17

**DETERMINACIÓN DE COEFICIENTES REGIONALES
METODO IILA-SENAMHI-UNI**

Formulaciones hidrológicas

3 ~ 24 horas

$$P_t, T_r = a (1 + K \log T_r) t^n$$

$$I_t, T_r = a (1 + K \log T_r) t^{n-1}$$

<3 horas

$$P_t, T_r = a (1 + K \log T_r) (t+b)^n$$

$$I_t, T_r = a (1 + K \log T_r) (t+b)^{n-1}$$

Región Hidrológica y parámetros

Región hidrológica:	123 ₆		
Altitud media:	Y =	3840	msnm
Parámetro de intensidad :	a =	11	mm
Parámetro de frecuencia:	K =	0.553	(adimensional)
Parámetro de duración:	n =	0.380	(adimensional)
Parámetro de duración por región:	b =	0.400	(Sierra)

**Coefficientes regionales para determinar precipitaciones e intensidades
para diferentes tiempos de duración**

	Tiempo duración t	Coeficientes Regionales	
		P_t / P_{24H}	I_t / I_{24H}
Precipitación $P_t/P_{24H} = ((t+b)/24)^n$ $P_t/P_{24H} = (t/24)^n$	10 min	0.24	10.20
	20 min	0.27	8.69
	30 min	0.29	7.66
Intensidad $I_t/I_{24H} = ((t+b)/24)^{(n-1)}$ $I_t/I_{24H} = (t/24)^{(n-1)}$	40 min	0.31	6.89
	50 min	0.32	6.30
	1.0 h	0.34	5.82
	1.5 h	0.38	4.82
	2.0 h	0.42	4.17
	4.0 h	0.51	3.04
	6.0 h	0.59	2.36
	7.0 h	0.63	2.15
	8.0 h	0.66	1.98
	10.0 h	0.72	1.72
	11.0 h	0.74	1.62
	12.0 h	0.77	1.54
	24.0 h	1.00	1.00

Cuadro N° 4.18

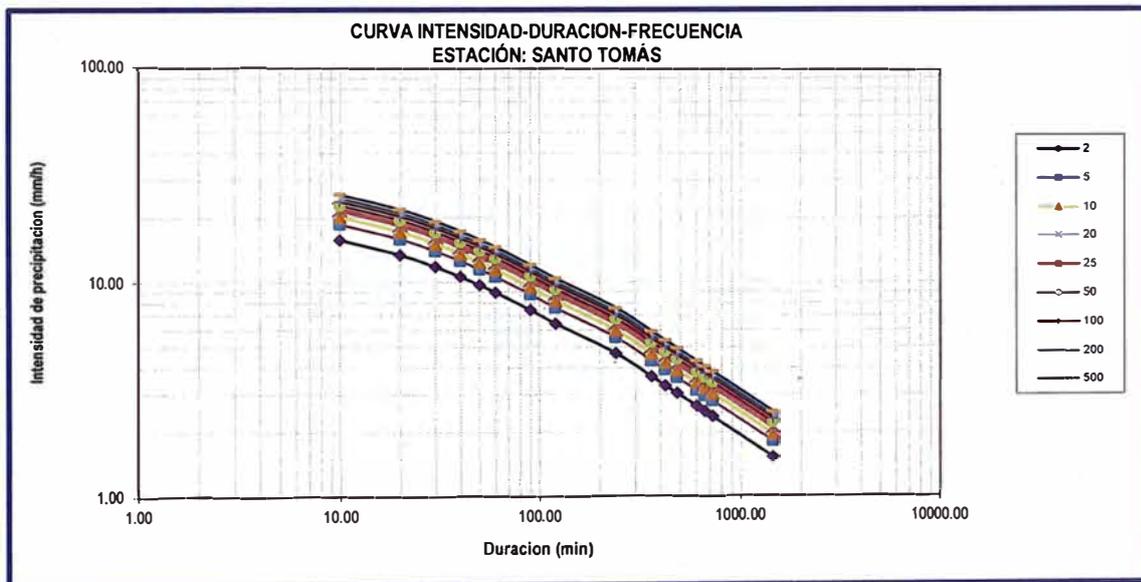
PRECIPITACIONES PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS-IILA-UNI-SENAMHI
 (mm)

ESTACIÓN: SANTO TOMÁS										
DURACIÓN		PERIODO DE RETORNO (años)								
Hr	min	2	5	10	20	25	50	100	200	500
0.17	10.00	8.92	10.56	11.42	12.13	12.33	12.92	13.46	13.94	14.53
0.33	20.00	9.84	11.65	12.60	13.38	13.60	14.26	14.84	15.38	16.03
0.50	30.00	10.64	12.59	13.62	14.46	14.71	15.41	16.04	16.62	17.32
0.67	40.00	11.35	13.43	14.52	15.42	15.69	16.44	17.11	17.73	18.48
0.83	50.00	11.99	14.20	15.35	16.30	16.58	17.37	18.08	18.74	19.53
1.00	60.00	12.58	14.90	16.10	17.10	17.39	18.23	18.97	19.66	20.49
1.50	90.00	14.13	16.73	18.09	19.21	19.53	20.47	21.31	22.08	23.01
2.00	120.00	15.44	18.28	19.77	20.99	21.35	22.37	23.29	24.13	25.15
4.00	240.00	18.75	22.20	24.00	25.49	25.92	27.16	28.28	29.30	30.54
6.00	360.00	21.88	25.90	28.00	29.73	30.24	31.69	32.99	34.18	35.62
7.00	420.00	23.20	27.46	29.69	31.53	32.06	33.60	34.98	36.24	37.77
8.00	480.00	24.40	28.89	31.23	33.17	33.73	35.35	36.80	38.13	39.74
10.00	600.00	26.56	31.44	34.00	36.10	36.72	38.47	40.05	41.50	43.25
11.00	660.00	27.54	32.60	35.25	37.43	38.07	39.89	41.53	43.03	44.85
12.00	720.00	28.47	33.70	36.43	38.69	39.35	41.23	42.93	44.48	46.36
24.00	1440.00	37.05	43.86	47.41	50.35	51.21	53.66	55.86	57.88	60.33

CUADRO N° 4.19

INTENSIDADES DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS
(mm/hr)

ESTACIÓN: SANTO TOMÁS										
DURACIÓN		PERIODO DE RETORNO (años)								
Hr	min	2	5	10	20	25	50	100	200	500
0.17	10.00	15.75	18.64	20.15	21.40	21.77	22.81	23.75	24.60	25.64
0.33	20.00	13.42	15.89	17.18	18.24	18.55	19.44	20.24	20.97	21.85
0.50	30.00	11.82	13.99	15.13	16.07	16.34	17.12	17.82	18.47	19.25
0.67	40.00	10.64	12.59	13.62	14.46	14.71	15.41	16.04	16.62	17.32
0.83	50.00	9.72	11.51	12.44	13.22	13.44	14.08	14.66	15.19	15.83
1.00	60.00	8.99	10.64	11.50	12.22	12.42	13.02	13.55	14.04	14.64
1.50	90.00	7.44	8.80	9.52	10.11	10.28	10.77	11.22	11.62	12.11
2.00	120.00	6.44	7.62	8.24	8.75	8.89	9.32	9.70	10.05	10.48
4.00	240.00	4.69	5.55	6.00	6.37	6.48	6.79	7.07	7.32	7.63
6.00	360.00	3.65	4.32	4.67	4.96	5.04	5.28	5.50	5.70	5.94
7.00	420.00	3.31	3.92	4.24	4.50	4.58	4.80	5.00	5.18	5.40
8.00	480.00	3.05	3.61	3.90	4.15	4.22	4.42	4.60	4.77	4.97
10.00	600.00	2.66	3.14	3.40	3.61	3.67	3.85	4.01	4.15	4.33
11.00	660.00	2.50	2.96	3.20	3.40	3.46	3.63	3.78	3.91	4.08
12.00	720.00	2.37	2.81	3.04	3.22	3.28	3.44	3.58	3.71	3.86
24.00	1440.00	1.54	1.83	1.98	2.10	2.13	2.24	2.33	2.41	2.51



CURVA INTENSIDAD-DURACION-FRECUENCIA

$$I = \frac{10^k T^m}{t^n}$$

$$I = \frac{10^{1.7891} T^{0.0823}}{t^{0.48}}$$

I: Intensidad máxima (mm/h)
T: Período de retorno (años)
t: Duración de la precipitación (min)

CUADRO N° 4.20

RESUMEN DE CAUDALES - MÉTODO RACIONAL

Nombre cuenca	Progresiva	PARÁMETROS FISIAGRÁFICOS								Estación pluviométrica	INTENSIDAD	CAUDAL	Método Utilizado
		Area cuenca (km²)	Longitud (m)	Cota Mayor (msnm)	Cota Menor (msnm)	H (m)	S (m/m)	tc (min)	C		I 50 (mm/h)	Q 50 (m3/s)	
Tramo III: km 100+000 al km 106+000													
C 01	100+122	0.369	833.22	3,925	3,805	121	0.1446	7	0.45	Sto. Tomás	33	1.50	Racional
C 02	101+404	0.014	158.27	3,858	3,828	30	0.1895	2	0.45	Sto. Tomás	64	0.11	Racional
C 03	101+998	0.974	2,275.85	3,975	3,825	151	0.0661	21	0.45	Sto. Tomás	19	2.36	Racional
C 05	102+606	0.099	595.08	3,855	3,826	29	0.0487	9	0.45	Sto. Tomás	30	0.38	Racional
C 07	103+720	0.026	210.56	3,857	3,839	18	0.0855	3	0.45	Sto. Tomás	49	0.16	Racional
C 08	104+281	0.062	268.21	3,875	3,855	20	0.0746	4	0.45	Sto. Tomás	44	0.34	Racional
C 09	105+039	0.072	423.52	3,875	3,849	26	0.0614	6	0.45	Sto. Tomás	36	0.32	Racional
C 10	105+153	0.003	61.85	3,861	3,845	16	0.2506	1	0.45	Sto. Tomás	95	0.04	Racional

Estación	k	m	n
Sto. Tomás	1.7891	0.0823	0.4831

$$I = \frac{10^k T^m}{t^n}$$

Ecuación de Intensidad

I: Intensidad máxima (mm/h)

T: Periodo de retorno en años

t: Duración de la precipitación (min)

ANEXO 04
MÉTODO H.U.C.S.

ANEXO 04

DETERMINACIÓN DE CAUDALES
METODO H.U. SCS

Precipitación

$$P = \frac{10^k T^m \times t_c}{t^n \times 10} \quad \text{cm}$$

- T : Tiempo de retorno, años
t : tiempo de concentración (min)
t_c : tiempo de concentración (h)
k, m y n : Parámetros de la ecuación de intensidad

Precipitación corregida por distribución espacial para área de cuenca > 25 Km²

P_c = P * f_a cm
P_c = P * (1 - 0,1 log (A/25)) cm

Precipitación efectiva

$$P_e = [P_c - 200/CN + 2]^2 / (P_c + 800/CN - 8)$$

* fórmula original de P_e en pulgadas

Parámetros para Cuencas Mayores a 3 km²

Relación tiempo de retardo tiempo de concentración	$\frac{t_r}{t_c} = \frac{6}{10}$	Relación tiempo al pico tiempo de retardo	$\frac{t_p}{t_r} = \frac{10}{9}$
Relación tiempo de duración tiempo de retardo	$\frac{t_r}{t_l} = \frac{2}{9}$	Relación tiempo de duración tiempo de concentración	$\frac{t_r}{t_c} = \frac{2}{15}$
Relación tiempo base tiempo al pico	$\frac{T_B}{t_p} = 5$		
Expresión del Caudal Pico	$Q_p = \frac{2,08 A P_e}{t_p}$		

Expresiones del Tiempo de concentración

Kirpich	$t_c = 0,39 L^{0,77} S^{-0,385}$
USACE-Temez	$t_c = 0,30 L^{0,75} S^{-0,19}$
SCS	$t_c = [0,86 L^2 / S]^{0,385}$
Rowe	$t_c = 0,95 (L^2 / S)^{0,385}$
Bransby-Williams	$t_c = 0,2433 L A^{-0,1} S^{-0,2}$
USDA-SCS	$t_c = 1,67 (L^{0,8} (2\ 540 - 22,86CN)^{0,7}) / (14\ 104 CN^{0,7} S^{0,5})$

* Se usará el USDA-SCS por considerar la condición hidrológica del suelo y cobertura vegetal.

DETERMINACION DE CAUDALES METODO H.U. SCS

Nombre cuenca: **C 04** km 102+195

Parámetros fisiográficos de la cuenca :

A (Km ²) :	24.18	CN :	75
L (Km) :	9.55	S (cm) :	8.47
S (m/m) :	0.08		
Pprob. (cm) :	2.36	TR= 100 años	
	2.70	TR= 500 años	
	2.86	TR= 1000 años	

Factor de corrección por área :

fa: 1.00

Abstracción inicial:

I_a (cm): 0.76

Precipitación corregida:

P _c (cm) :	2.36	TR= 100 años
	2.70	TR= 500 años
	2.86	TR= 1000 años

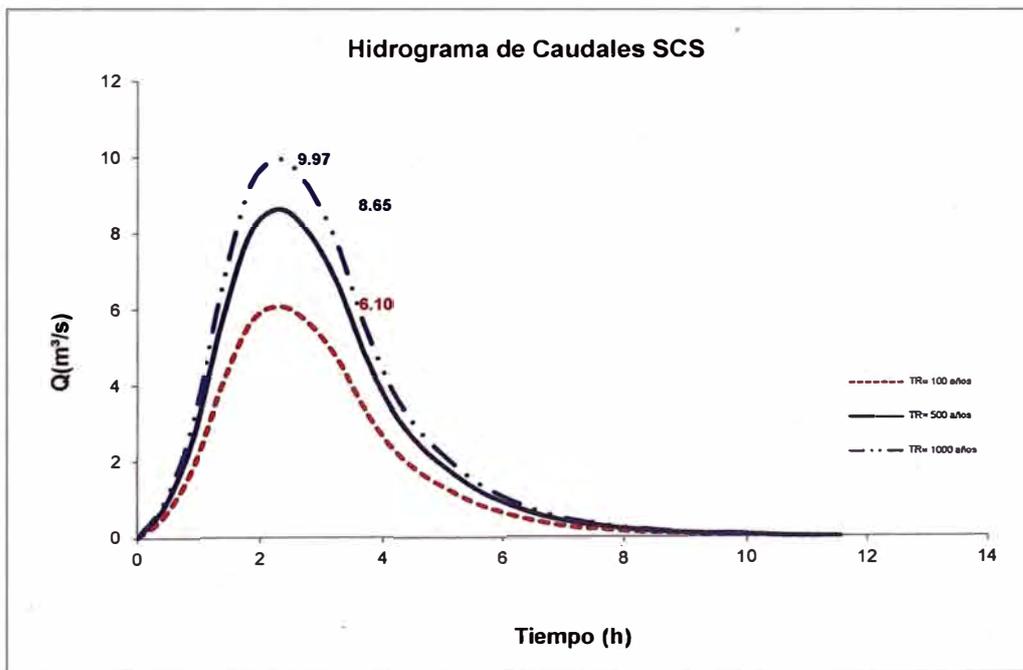
Precipitación efectiva o neta:

P _e (cm) :	0.28	TR= 100 años
	0.40	TR= 500 años
	0.46	TR= 1000 años

Calculo de caudales H.U S.C.S

Descripción	t _c (h)	t _i (h)	t _p (h)	t _r (h)	T _B (h)	qp (m ³ /s/cm)
Kirpich	1.00	0.60	0.67	0.13	3.35	75.07
USACE-Temez	2.63	1.58	1.76	0.35	8.80	28.58
SCS	1.00	0.60	0.67	0.13	3.35	75.07
Rowe	1.01	0.60	0.67	0.13	3.35	75.07
Bransby-Williams	2.81	1.69	1.88	0.38	9.40	26.75
USDA-SCS	3.46	2.08	2.31	0.46	11.55	21.77
Diseño	3.46	2.08	2.31	0.46	11.55	21.77

Caudales m ³ /s			
Caudales	TR= 100 años	TR= 500 años	TR= 1000 años
SCS	6.10	8.65	9.97



**DETERMINACION DE CAUDALES
METODO H.U. SCS**

Nombre cuenca: C 06 km 103+626

Parámetros fisiográficos de la cuenca :

A (Km²) : 8.66 CN : 75
L (Km) : 7.22 S (cm) : 8.47
S (m/m) : 0.05
Pprob. (cm) : 2.38 TR= 100 años
2.72 TR= 500 años
2.88 TR= 1000 años

Factor de corrección por área :

fa: 1.00

Abstracción inicial:

I_a (cm): 0.76

Precipitación corregida:

P_c (cm) : 2.38 TR= 100 años
2.72 TR= 500 años
2.88 TR= 1000 años

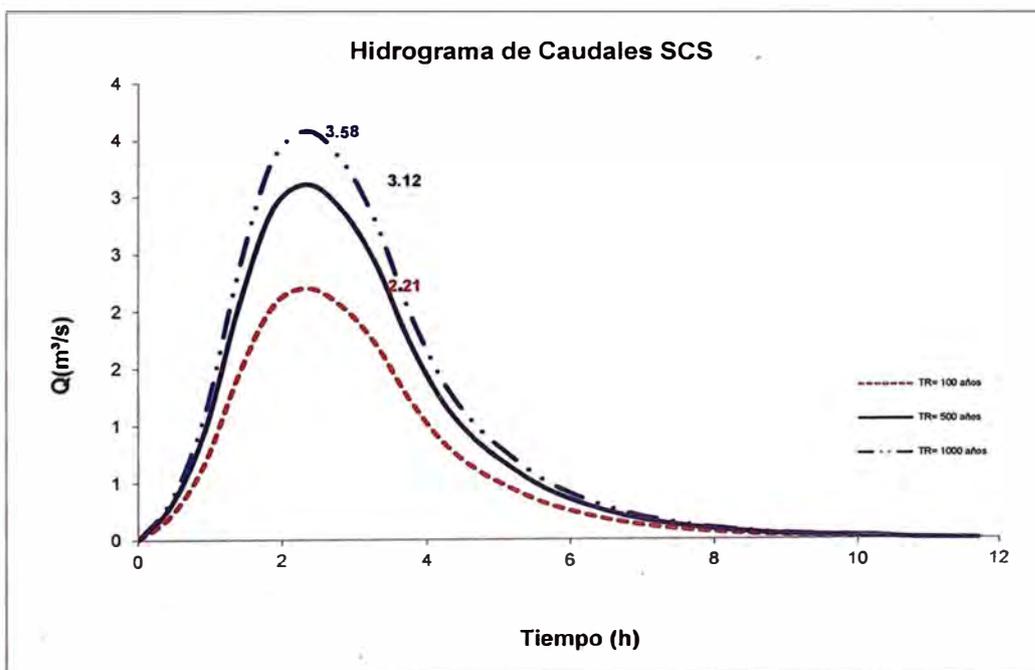
Precipitación efectiva o neta:

Pe (cm) : 0.29 TR= 100 años
0.40 TR= 500 años
0.47 TR= 1000 años

Calculo de caudales H.U S.C.S

Descripción	t _c (h)	t _t (h)	t _p (h)	t _r (h)	T _B (h)	qp (m ³ /s/cm)
Kirpich	0.97	0.58	0.64	0.13	3.20	28.16
USACE-Temez	2.33	1.40	1.56	0.31	7.80	11.55
SCS	0.97	0.58	0.64	0.13	3.20	28.16
Rowe	0.98	0.59	0.66	0.13	3.30	27.31
Bransby-Williams	2.60	1.56	1.73	0.35	8.65	10.42
USDA-SCS	3.52	2.11	2.34	0.47	11.70	7.70
Diseño	3.52	2.11	2.34	0.47	11.70	7.70

Caudales m ³ /s			
Caudales	TR= 100 años	TR= 500 años	TR= 1000 años
SCS	2.21	3.12	3.58



**DETERMINACION DE CAUDALES
METODO H.U. SCS**

Nombre cuenca: C 11 **km 105+716**

Parámetros fisiográficos de la cuenca :

A (Km²) : 5.44 CN : 75
L (Km) : 4.34 S (cm) : 8.47
S (m/m) : 0.06
Pprob. (cm) : 1.85 TR= 100 años
2.11 TR= 500 años
2.23 TR= 1000 años

Factor de corrección por área :

fa: 1.00

Abstracción inicial:

I_a (cm): 0.76

Precipitación corregida:

P_c (cm) : 1.85 TR= 100 años
2.11 TR= 500 años
2.23 TR= 1000 años

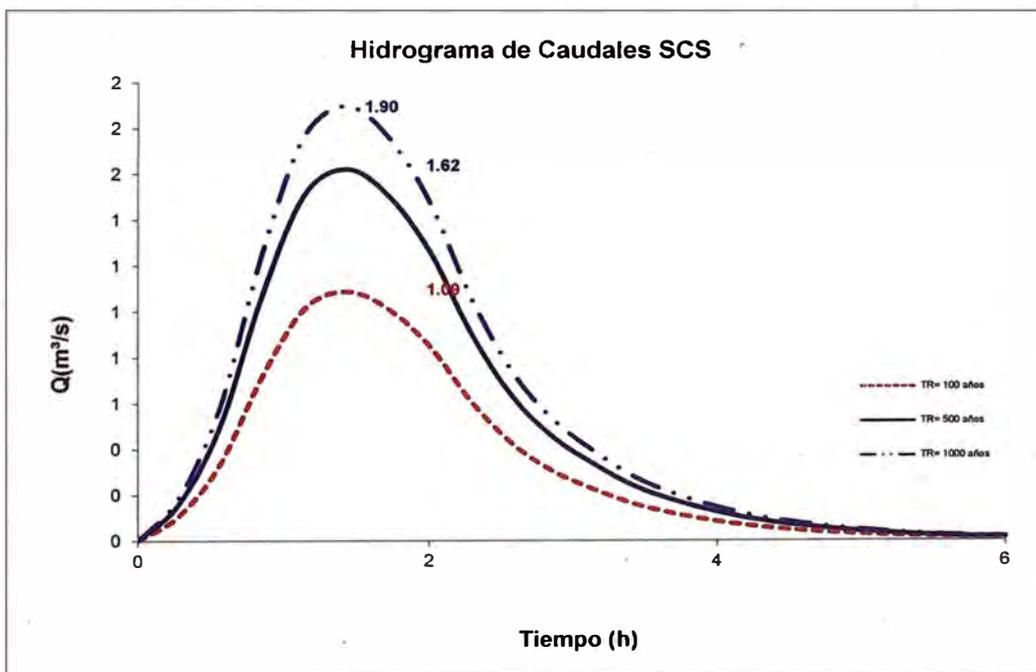
Precipitación efectiva o neta:

Pe (cm) : 0.1378 TR= 100 años
0.21 TR= 500 años
0.24 TR= 1000 años

Calculo de caudales H.U S.C.S

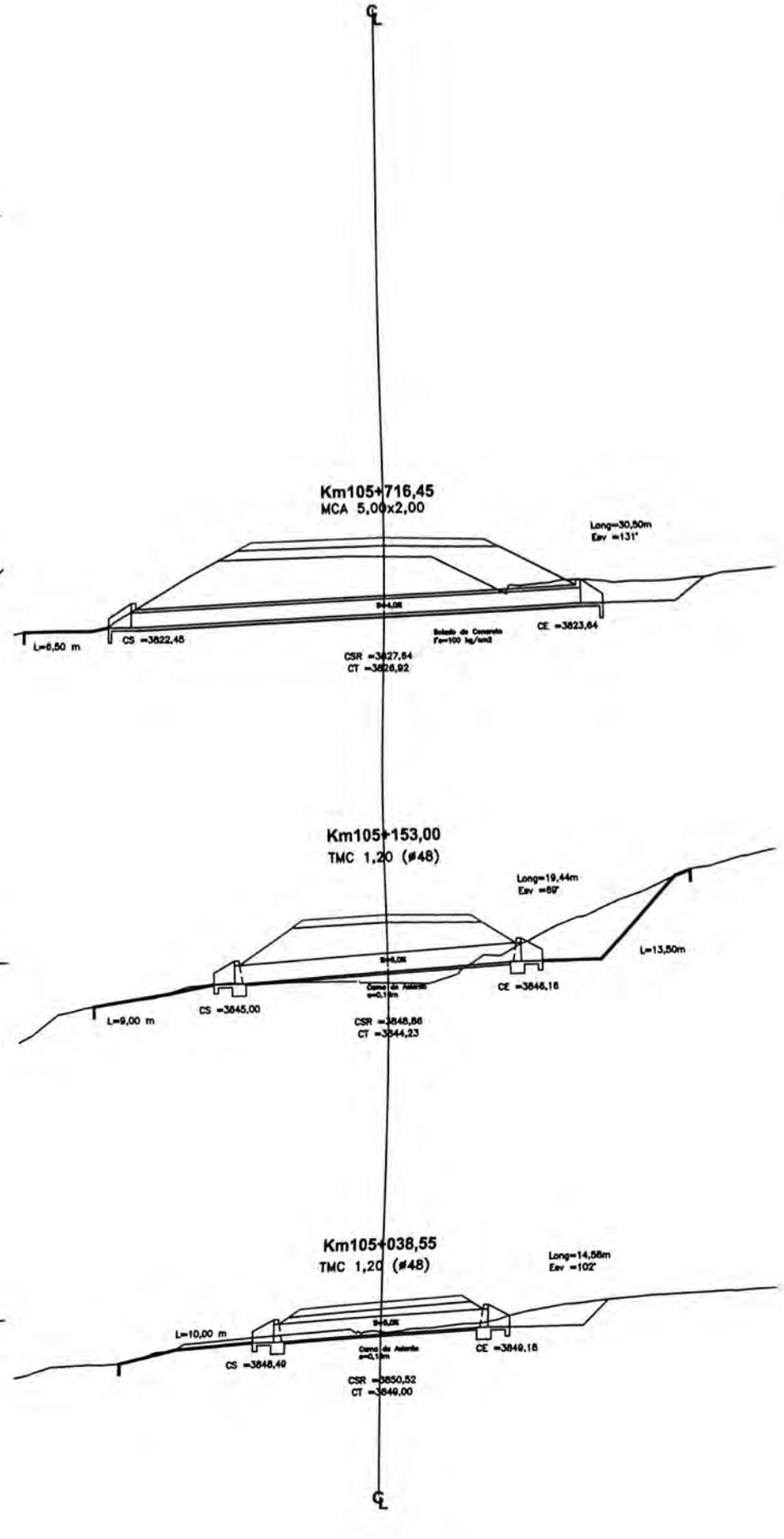
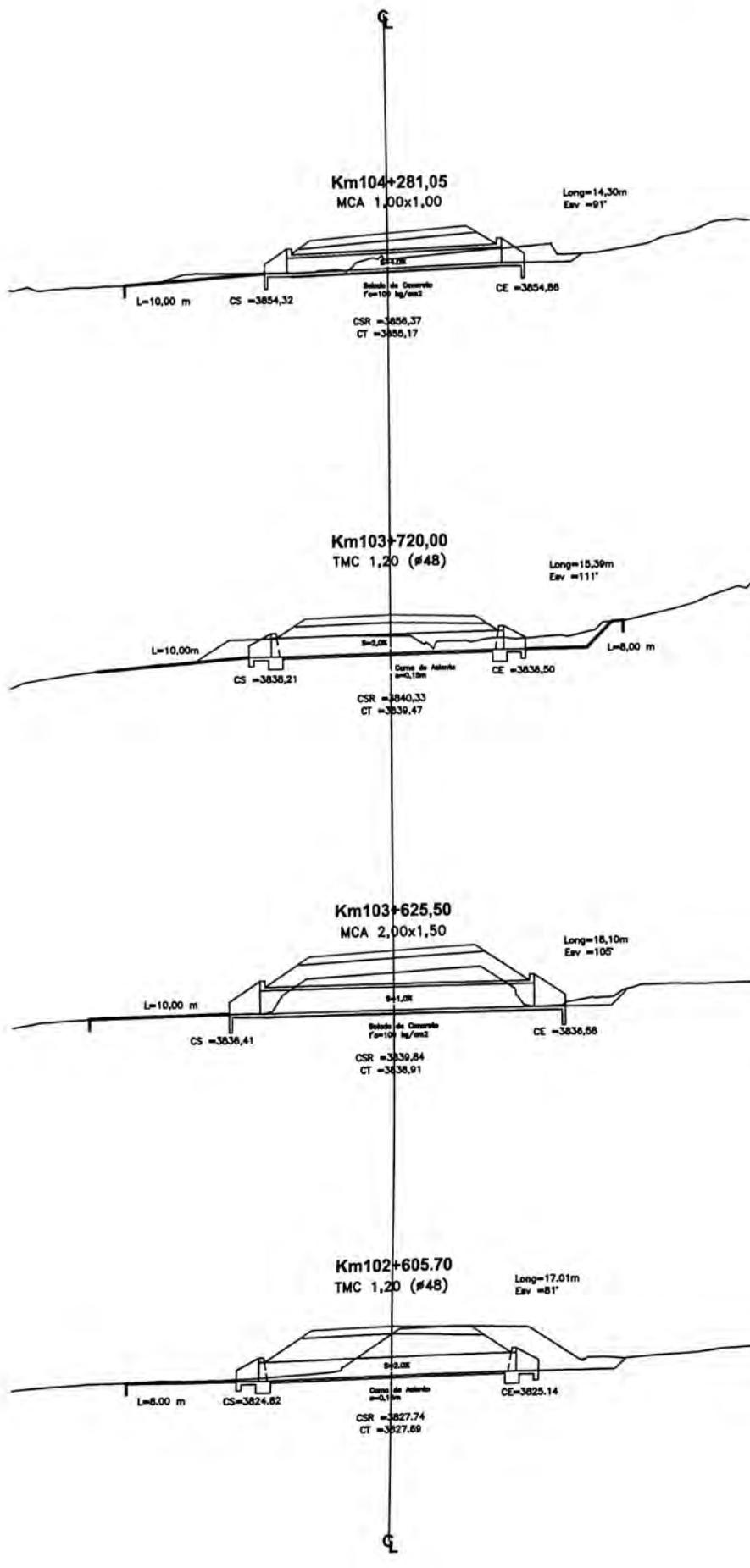
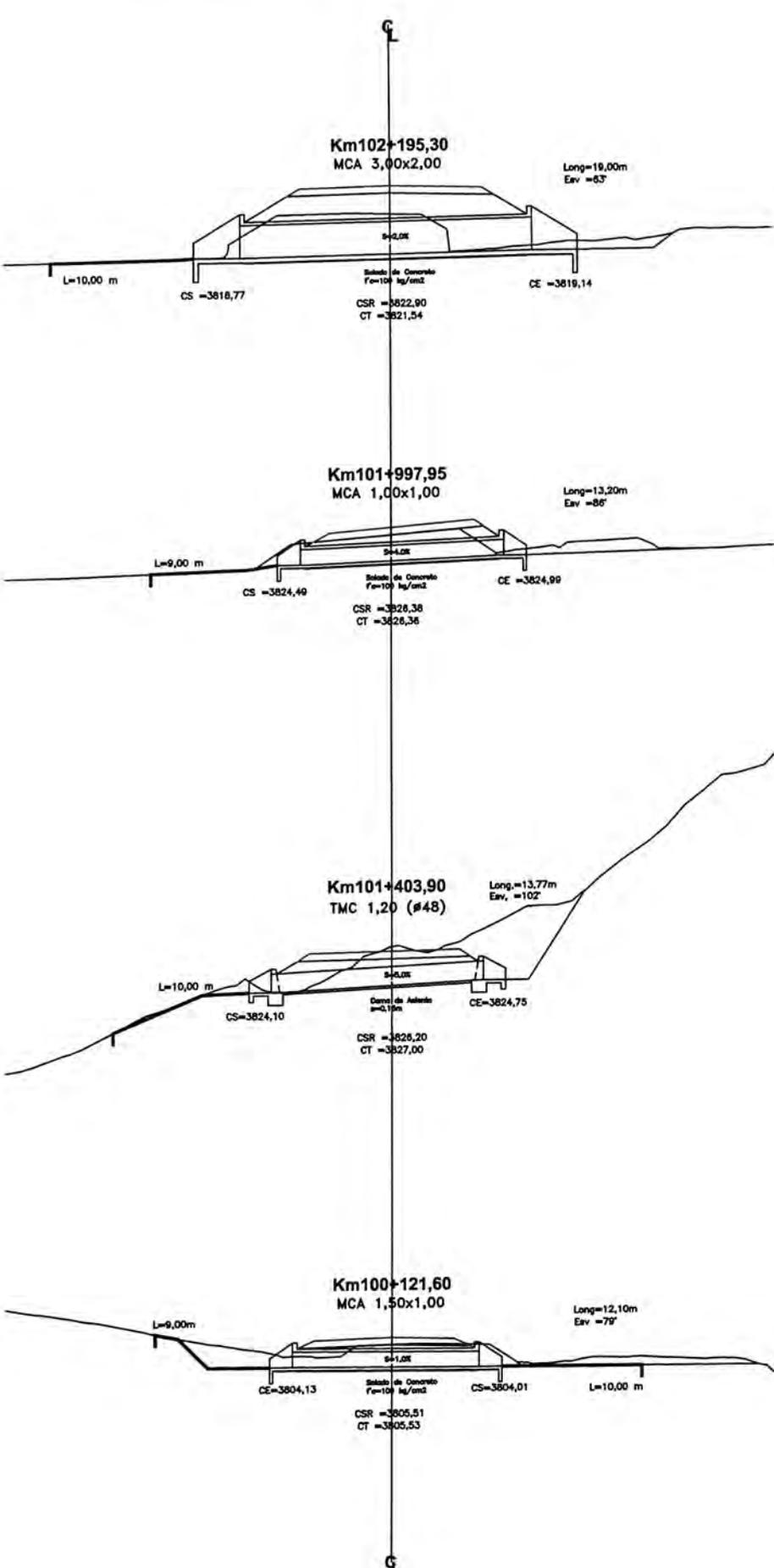
Descripción	t _c (h)	t _i (h)	t _p (h)	t _r (h)	T _B (h)	qp (m ³ /s/cm)
Kirpich	0.62	0.37	0.41	0.08	2.05	27.60
USACE-Temez	1.54	0.92	1.02	0.20	5.10	11.09
SCS	0.61	0.37	0.41	0.08	2.05	27.60
Rowe	0.62	0.37	0.41	0.08	2.05	27.60
Bransby-Williams	1.58	0.95	1.06	0.21	5.30	10.67
USDA-SCS	2.15	1.29	1.43	0.29	7.15	7.91
Diseño	2.15	1.29	1.43	0.29	7.15	7.91

Caudales m ³ /s			
Caudales	TR= 100 años	TR= 500 años	TR= 1000 años
SCS	1.09	1.62	1.90



ANEXO 05

PLANO DE ALCANTARILLAS



ANEXO 06

DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS HY-8

ANEXO 06

DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS HY-8

Resultados

Progresiva 100+122

Alcantarilla MCA 1,50 x 1,00

Cuadro Resumen

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
1.00	1.00	3804.73	0.60	0.28	1-52n	0.27	0.36	0.29	0.12	2.34	2.70
1.10	1.10	3804.77	0.64	0.31	1-52n	0.29	0.38	0.31	0.13	2.40	2.80
1.20	1.20	3804.81	0.68	0.34	1-52n	0.31	0.40	0.32	0.13	2.46	2.89
1.30	1.30	3804.85	0.72	0.37	1-52n	0.33	0.42	0.34	0.14	2.52	2.98
1.40	1.40	3804.88	0.75	0.40	1-52n	0.34	0.45	0.36	0.15	2.57	3.06
1.50	1.50	3804.92	0.79	0.44	1-52n	0.36	0.47	0.38	0.15	2.62	3.14
1.60	1.60	3804.95	0.82	0.47	1-52n	0.38	0.49	0.40	0.16	2.67	3.22
1.70	1.70	3804.98	0.85	0.50	1-52n	0.39	0.51	0.42	0.16	2.72	3.29
1.80	1.80	3805.02	0.89	0.53	1-52n	0.41	0.53	0.43	0.17	2.76	3.36
1.90	1.90	3805.05	0.92	0.57	1-52n	0.42	0.55	0.45	0.17	2.80	3.43
2.00	2.00	3805.08	0.95	0.60	1-52n	0.44	0.57	0.47	0.18	2.84	3.49

Display: Crossing Summary Table, Culvert Summary Table (Alc MCA 1.50x1.00), Water Surface Profiles, Tapered Inlet Table, Customized Table (Options...)

Geometry: Inlet Elevation: 3804.13 m, Outlet Elevation: 3804.01 m, Culvert Length: 12.10 m, Culvert Slope: 0.0099, Inlet Crest: 0.00 m, Inlet Throat: 0.00 m, Outlet Control: Profiles

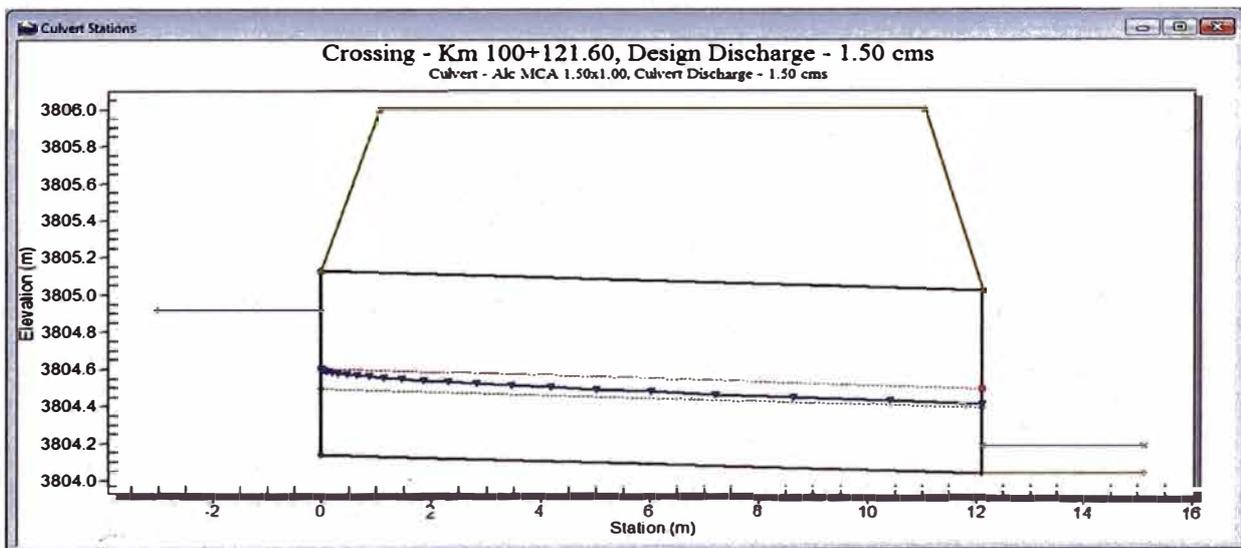
Plot:

Help | Flow Types... | Edit Input Data... | Energy Dissipation... | Export Report | Adobe PDF (*.pdf) | Close

El tirante aguas arriba es menor a las dimensiones de la alcantarilla dejando un borde libre de mas del 30 %.

La velocidad aguas abajo es de 3,14 m/s, la cual no supera los limites máximos que podría originar erosión ni los mínimos que podría originar sedimentación

Gráfica del tirante



DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS HY-8

Resultados

Progresiva 10 1+404

Alcantarilla TMC 48"

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.05	0.05	3824.92	0.17	0.0 ^m	1-S2n	0.07	0.12	0.09	0.02	0.99	0.98
0.06	0.06	3824.93	0.18	0.0 ^m	1-S2n	0.08	0.13	0.08	0.02	1.22	1.05
0.07	0.07	3824.94	0.19	0.0 ^m	1-S2n	0.09	0.14	0.09	0.02	1.35	1.12
0.08	0.08	3824.95	0.20	0.0 ^m	1-S2n	0.11	0.15	0.11	0.02	1.51	1.18
0.09	0.09	3824.97	0.22	0.0 ^m	1-S2n	0.11	0.15	0.12	0.02	1.70	1.23
0.10	0.10	3824.98	0.23	0.0 ^m	1-S2n	0.12	0.16	0.12	0.03	1.90	1.29
0.11	0.11	3824.99	0.24	0.0 ^m	1-S2n	0.12	0.17	0.12	0.03	2.10	1.33
0.12	0.12	3825.00	0.25	0.0 ^m	1-S2n	0.13	0.18	0.13	0.03	1.82	1.38
0.13	0.13	3825.01	0.26	0.0 ^m	1-S2n	0.13	0.19	0.13	0.03	1.87	1.43
0.14	0.14	3825.02	0.27	0.0 ^m	1-S2n	0.14	0.19	0.14	0.03	1.92	1.47
0.15	0.15	3825.03	0.28	0.0 ^m	1-S2n	0.14	0.20	0.15	0.03	1.80	1.51

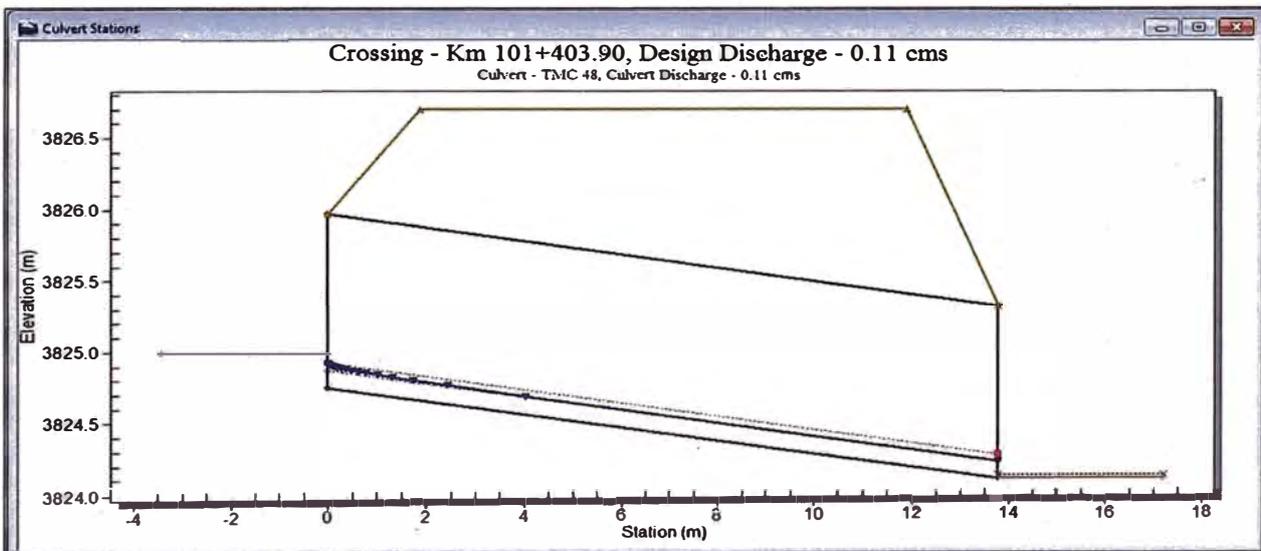
Display <input type="radio"/> Crossing Summary Table <input checked="" type="radio"/> Culvert Summary Table TMC 48 <input type="radio"/> Water Surface Profiles <input type="radio"/> Tapered Inlet Table <input type="radio"/> Customized Table Options...	Geometry Inlet Elevation: 3824.75 m Outlet Elevation: 3824.10 m Culvert Length: 13.79 m Culvert Slope: 0.0472 Inlet Crest: 0.00 m Inlet Throat: 0.00 m Outlet Control: Profiles	Plot <input type="button" value="Crossing Rating Curve"/> <input checked="" type="button" value="Culvert Performance Curve"/> <input type="button" value="Selected Water Profile"/> <input type="button" value="Water Surface Profile Data"/>
---	---	--

^m Full Flow Headwater elevation is below inlet invert.

El tirante aguas arriba es menor a las dimensiones de la alcantarilla dejando un borde libre de mas del 30 %.

La velocidad aguas abajo es de 2,10 m/s, la cual no supera los límites máximos que podría originar erosión ni los mínimos que podría originar sedimentación

Gráfica del tirante



DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS HY-8

Resultados

Progresiva 10 1+998

Alcantarilla MCA 2,00 x 1,00

Cuadro Resumen

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
2.00	2.00	3825.76	0.77	0.05	1-S2n	0.20	0.47	0.25	0.19	3.93	2.08
2.05	2.05	3825.77	0.78	0.06	1-S2n	0.20	0.47	0.26	0.19	3.94	2.10
2.10	2.10	3825.79	0.80	0.08	1-S2n	0.21	0.48	0.27	0.19	3.96	2.12
2.15	2.15	3825.80	0.81	0.09	1-S2n	0.21	0.49	0.27	0.19	3.98	2.14
2.20	2.20	3825.81	0.82	0.10	1-S2n	0.21	0.50	0.28	0.20	4.00	2.15
2.25	2.25	3825.83	0.84	0.11	1-S2n	0.22	0.51	0.28	0.20	4.02	2.17
2.30	2.30	3825.84	0.85	0.12	1-S2n	0.22	0.51	0.28	0.20	4.04	2.19
2.35	2.35	3825.85	0.86	0.14	1-S2n	0.22	0.52	0.29	0.20	4.06	2.21
2.36	2.36	3825.85	0.86	0.14	1-S2n	0.22	0.52	0.29	0.20	4.06	2.21
2.45	2.45	3825.88	0.89	0.16	1-S2n	0.23	0.53	0.30	0.21	4.09	2.24
2.50	2.50	3825.89	0.90	0.17	1-S2n	0.23	0.54	0.30	0.21	4.10	2.26

Display: Crossing Summary Table, Culvert Summary Table (MCA 2.00 x 1.00), Water Surface Profiles, Tapered Inlet Table, Customized Table (Options...)

Geometry: Inlet Elevation: 3824.99 m, Outlet Elevation: 3824.49 m, Culvert Length: 13.21 m, Culvert Slope: 0.0379, Inlet Crest: 0.00 m, Inlet Throat: 0.00 m, Outlet Control: Profiles

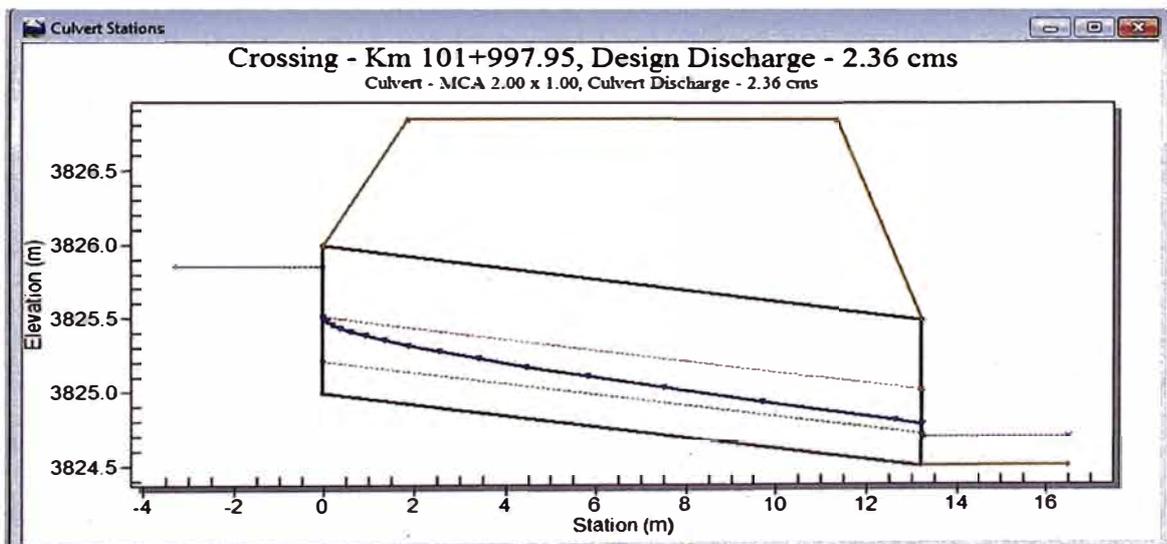
Plot:

Buttons: Help, Flow Types..., Edit Input Data..., Energy Dissipation..., Export Report, Adobe PDF (*.pdf), Close

El tirante aguas arriba es menor a las dimensiones de la alcantarilla dejando un borde libre de mas del 30 %.

La velocidad aguas abajo es de 4,06 m/s, la cual no supera los límites máximos que podría originar erosión ni los mínimos que podría originar sedimentación

Gráfica del tirante



DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS HY-8

Resultados

Progresiva 102+195

Alcantarilla MCA 3,00 x 2,00

Cuadro Resumen

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
5.00	5.00	3820.55	1.08	0.0*	1-S2n	0.29	0.66	0.36	0.40	4.60	2.34
5.20	5.20	3820.58	1.11	0.02	1-S2n	0.30	0.67	0.37	0.41	4.64	2.37
5.40	5.40	3820.61	1.14	0.04	1-S2n	0.31	0.69	0.38	0.41	4.68	2.40
5.60	5.60	3820.64	1.17	0.06	1-S2n	0.32	0.71	0.40	0.42	4.71	2.43
5.80	5.80	3820.67	1.20	0.08	1-S2n	0.32	0.72	0.41	0.43	4.75	2.46
6.00	6.00	3820.69	1.22	0.10	1-S2n	0.33	0.74	0.42	0.44	4.79	2.49
6.10	6.10	3820.71	1.24	0.12	1-S2n	0.34	0.75	0.42	0.45	4.80	2.51
6.40	6.40	3820.75	1.28	0.15	1-S2n	0.35	0.77	0.44	0.46	4.85	2.55
6.60	6.60	3820.77	1.30	0.17	1-S2n	0.36	0.79	0.45	0.47	4.88	2.58
6.80	6.80	3820.80	1.33	0.19	1-S2n	0.36	0.81	0.46	0.48	4.91	2.61
7.00	7.00	3820.83	1.36	0.22	1-S2n	0.37	0.82	0.47	0.48	4.95	2.63

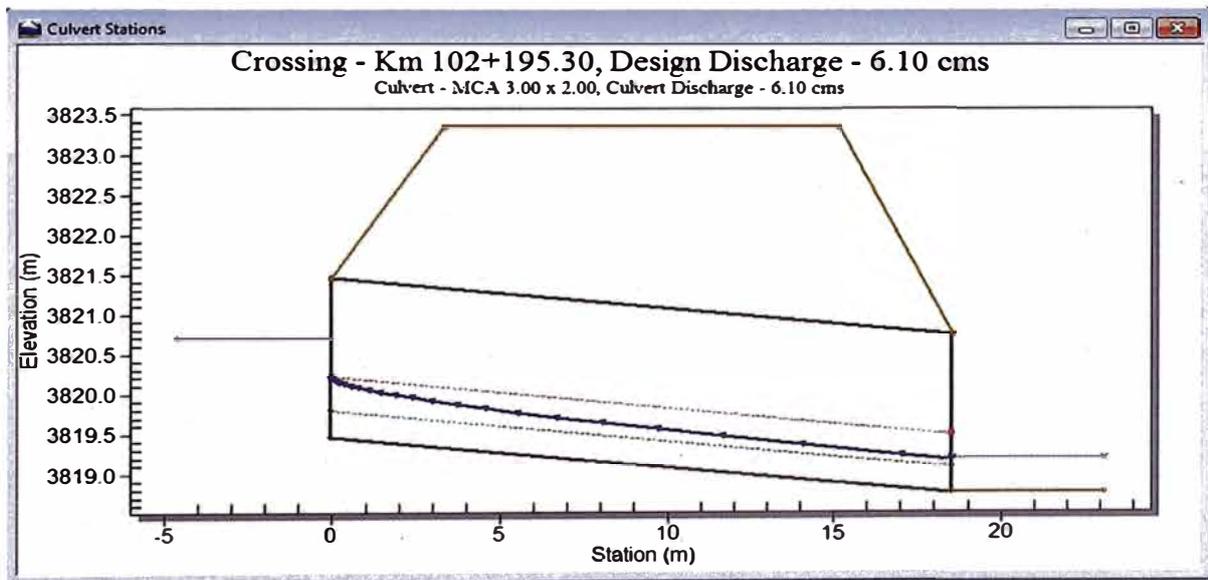
Display <input type="radio"/> Crossing Summary Table <input checked="" type="radio"/> Culvert Summary Table MCA 3.00 x 2.00 <input type="radio"/> Water Surface Profiles <input type="radio"/> Tapered Inlet Table <input type="radio"/> Customized Table Options...	Geometry Inlet Elevation: 3819.47 m Outlet Elevation: 3818.75 m Culvert Length: 18.51 m Culvert Slope: 0.0389 Inlet Crest: 0.00 m Inlet Throat: 0.00 m Outlet Control: Profiles	Plot <input type="button" value="Crossing Rating Curve"/> <input type="button" value="Culvert Performance Curve"/> <input type="button" value="Selected Water Profile"/> <input type="button" value="Water Surface Profile Data"/>
--	---	---

* Full Flow Headwater elevation is below inlet invert.

El tirante aguas arriba es menor a las dimensiones de la alcantarilla dejando un borde libre de mas del 30 %.

La velocidad aguas abajo es de 4,80 m/s, la cual no supera los limites máximos que podría originar erosión ni los mínimos que podría originar sedimentación

Gráfica del tirante



DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS HY-8

Resultados

Progresiva 102+606

Alcantarilla TMC 48"

Cuadro Resumen

Culvert Summary Table - TMC 48

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.00	0.00	3825.14	0.00	0.0	0-NF	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.08	0.08	3825.35	0.21	0.0*	1-S2n	0.13	0.15	0.13	0.04	1.17	0.59
0.16	0.16	3825.44	0.30	0.0*	1-S2n	0.18	0.21	0.18	0.07	1.42	0.77
0.24	0.24	3825.51	0.37	0.0*	1-S2n	0.23	0.26	0.23	0.09	1.58	0.89
0.32	0.32	3825.57	0.43	0.0*	1-S2n	0.26	0.30	0.26	0.10	1.71	1.00
0.38	0.38	3825.62	0.48	0.02	1-S2n	0.29	0.33	0.29	0.11	1.80	1.06
0.48	0.48	3825.68	0.54	0.07	1-S2n	0.33	0.37	0.33	0.13	1.90	1.16
0.56	0.56	3825.72	0.58	0.11	1-S2n	0.35	0.40	0.35	0.14	1.99	1.23
0.64	0.64	3825.77	0.63	0.15	1-S2n	0.38	0.43	0.38	0.16	2.07	1.29
0.72	0.72	3825.81	0.67	0.19	1-S2n	0.40	0.45	0.40	0.17	2.14	1.35
0.80	0.80	3825.85	0.71	0.23	1-S2n	0.43	0.48	0.43	0.18	2.18	1.40

Display: Crossing Summary Table, Culvert Summary Table (TMC 48), Water Surface Profiles, Tapered Inlet Table, Customized Table (Options...)

Geometry: Inlet Elevation: 3825.14 m, Outlet Elevation: 3824.82 m, Culvert Length: 17.01 m, Culvert Slope: 0.0188, Inlet Crest: 0.00 m, Inlet Throat: 0.00 m, Outlet Control: Profiles

Plot:

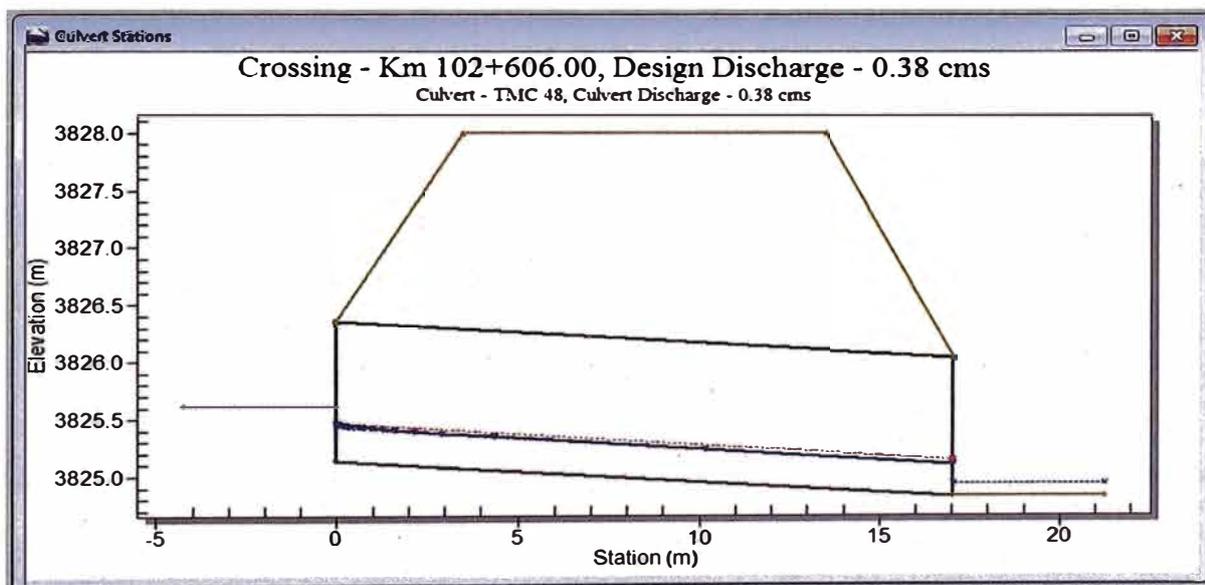
* Full Flow Headwater elevation is below inlet invert.

Buttons: Help, Flow Types..., Edit Input Data..., Energy Dissipation..., Export Report, Adobe PDF (*.pdf), Close

El tirante aguas arriba es menor a las dimensiones de la alcantarilla dejando un borde libre de mas del 30 %.

La velocidad aguas abajo es de 1,80 m/s, la cual no supera los límites máximos que podría originar erosión ni los mínimos que podría originar sedimentación

Gráfica del tirante



DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS HY-8

Resultados

Progresiva 10 3+626

Alcantarilla MCA 2,00 x 1,50

Cuadro Resumen

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
1.00	1.00	3837.12	0.50	0.06	1-S2n	0.19	0.29	0.20	0.19	2.46	1.04
1.20	1.20	3837.18	0.56	0.11	1-S2n	0.21	0.33	0.23	0.21	2.60	1.11
1.40	1.40	3837.24	0.62	0.15	1-S2n	0.24	0.37	0.26	0.23	2.72	1.18
1.60	1.60	3837.30	0.68	0.19	1-S2n	0.26	0.40	0.28	0.25	2.83	1.24
1.80	1.80	3837.36	0.74	0.23	1-S2n	0.28	0.44	0.31	0.26	2.91	1.29
2.00	2.00	3837.41	0.79	0.27	1-S2n	0.30	0.47	0.33	0.28	3.00	1.35
2.20	2.20	3837.46	0.84	0.30	1-S2n	0.32	0.50	0.36	0.30	3.08	1.39
2.21	2.21	3837.46	0.84	0.31	1-S2n	0.32	0.50	0.36	0.30	3.08	1.40
2.60	2.60	3837.56	0.94	0.38	1-S2n	0.36	0.56	0.40	0.33	3.22	1.48
2.80	2.80	3837.60	0.98	0.42	1-S2n	0.38	0.58	0.43	0.34	3.28	1.52
3.00	3.00	3837.65	1.03	0.46	1-S2n	0.40	0.61	0.45	0.36	3.34	1.56

Display: Crossing Summary Table
 Culvert Summary Table (MCA 2.00 x 1.50)
 Water Surface Profiles
 Tapered Inlet Table
 Customized Table (Options...)

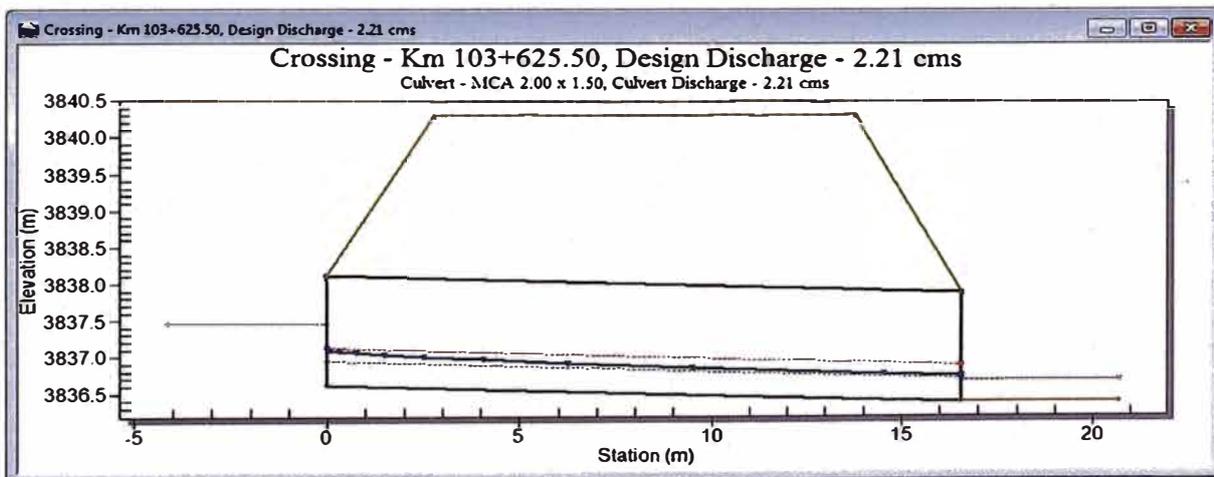
Geometry:
 Inlet Elevation: 3836.62 m
 Outlet Elevation: 3836.38 m
 Culvert Length: 16.55 m
 Culvert Slope: 0.0145
 Inlet Crest: 0.00 m
 Inlet Throat: 0.00 m
 Outlet Control: Profiles

Plot:

El tirante aguas arriba es menor a las dimensiones de la alcantarilla dejando un borde libre de mas del 30 %.

La velocidad aguas abajo es de 3,08 m/s, la cual no supera los límites máximos que podría originar erosión ni los mínimos que podría originar sedimentación

Gráfica del tirante



DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS HY-8

Resultados

Progresiva 103+720

Alcantarilla TMC 48"

Cuadro Resumen

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.10	0.10	3839.15	0.23	0.0*	1-S2n	0.15	0.16	0.15	0.06	1.14	0.56
0.11	0.11	3839.17	0.25	0.0*	1-S2n	0.16	0.17	0.16	0.06	1.17	0.58
0.12	0.12	3839.18	0.26	0.0*	1-S2n	0.17	0.18	0.17	0.06	1.20	0.60
0.13	0.13	3839.19	0.27	0.0*	1-S2n	0.18	0.19	0.18	0.07	1.22	0.62
0.14	0.14	3839.20	0.28	0.0*	1-S2n	0.18	0.19	0.18	0.07	1.24	0.64
0.15	0.15	3839.21	0.29	0.0*	1-S2n	0.19	0.20	0.19	0.07	1.26	0.66
0.16	0.16	3839.22	0.30	0.0*	1-S2n	0.20	0.21	0.20	0.08	1.27	0.67
0.16	0.16	3839.22	0.30	0.0*	1-S2n	0.20	0.21	0.20	0.08	1.27	0.67
0.18	0.18	3839.24	0.32	0.01	1-S2n	0.21	0.22	0.21	0.08	1.30	0.70
0.19	0.19	3839.25	0.33	0.01	1-S2n	0.22	0.23	0.22	0.09	1.31	0.72
0.20	0.20	3839.26	0.34	0.02	1-S2n	0.23	0.23	0.23	0.09	1.34	0.73

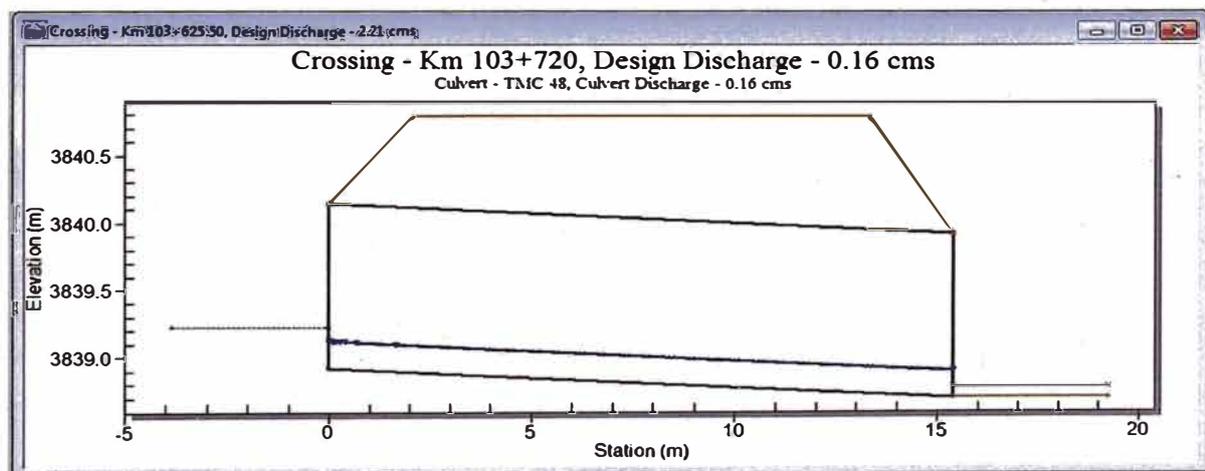
Display <input type="radio"/> Crossing Summary Table <input checked="" type="radio"/> Culvert Summary Table TMC 48 <input type="radio"/> Water Surface Profiles <input type="radio"/> Tapered Inlet Table <input type="radio"/> Customized Table Options...	Geometry Inlet Elevation: 3838.92 m Outlet Elevation: 3838.70 m Culvert Length: 15.39 m Culvert Slope: 0.0143 Inlet Crest: 0.00 m Inlet Throat: 0.00 m Outlet Control: Profiles	Plot <input type="button" value="Crossing Rating Curve"/> <input type="button" value="Culvert Performance Curve"/> <input type="button" value="Selected Water Profile"/> <input type="button" value="Water Surface Profile Data"/>
---	---	---

* Full Flow Headwater elevation is below inlet invert.

El tirante aguas arriba es menor a las dimensiones de la alcantarilla dejando un borde libre de mas del 30 %.

La velocidad aguas abajo es de 1,27 m/s, la cual no supera los límites máximos que podría originar erosión ni los mínimos que podría originar sedimentación

Gráfica del tirante



DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS HY-8

Resultados

Progresiva 10 4+281

Alcantarilla MCA 1,00 x 1,00

Cuadro Resumen

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.30	0.30	3855.21	0.35	0.0*	1-S2n	0.11	0.21	0.11	0.08	2.69	1.21
0.31	0.31	3855.21	0.35	0.0*	1-S2n	0.11	0.21	0.11	0.08	2.71	1.22
0.32	0.32	3855.22	0.36	0.0*	1-S2n	0.11	0.22	0.12	0.08	2.75	1.24
0.33	0.33	3855.23	0.37	0.0*	1-S2n	0.11	0.22	0.12	0.09	2.77	1.25
0.34	0.34	3855.24	0.38	0.0*	1-S2n	0.11	0.23	0.12	0.09	2.79	1.27
0.34	0.34	3855.24	0.38	0.0*	1-S2n	0.11	0.23	0.12	0.09	2.79	1.27
0.36	0.36	3855.25	0.39	0.0*	1-S2n	0.12	0.24	0.13	0.09	2.84	1.29
0.37	0.37	3855.26	0.40	0.0*	1-S2n	0.12	0.24	0.13	0.09	2.86	1.31
0.38	0.38	3855.26	0.40	0.0*	1-S2n	0.12	0.25	0.13	0.09	2.88	1.32
0.39	0.39	3855.27	0.41	0.0*	1-S2n	0.12	0.25	0.13	0.09	2.91	1.33
0.40	0.40	3855.28	0.42	0.0*	1-S2n	0.13	0.25	0.14	0.10	2.94	1.35

Display: Crossing Summary Table, Culvert Summary Table (MCA 1.00 x 1.00), Water Surface Profiles, Tapered Inlet Table, Customized Table (Options...)

Geometry: Inlet Elevation: 3854.86 m, Outlet Elevation: 3854.32 m, Culvert Length: 14.31 m, Culvert Slope: 0.0378, Inlet Crest: 0.00 m, Inlet Throat: 0.00 m, Outlet Control: Profiles

Plot:

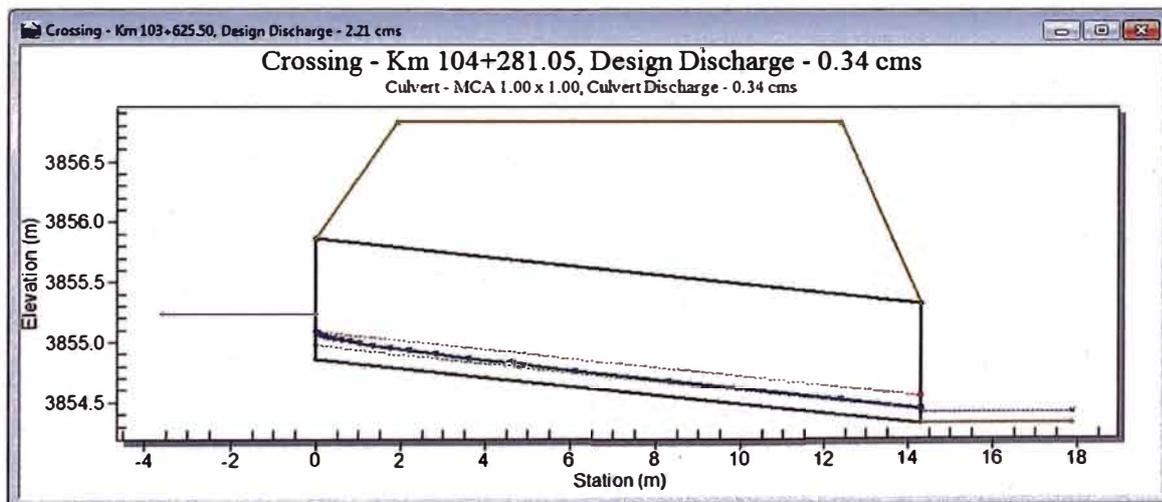
* Full Flow Headwater elevation is below inlet invert.

Buttons: Help, Flow Types..., Edit Input Data..., Energy Dissipation..., Export Report, Adobe PDF (*.pdf), Close

El tirante aguas arriba es menor a las dimensiones de la alcantarilla dejando un borde libre de mas del 30 %.

La velocidad aguas abajo es de 2,79 m/s, la cual no supera los límites máximos que podría originar erosión ni los mínimos que podría originar sedimentación

Gráfica del tirante



DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS HY-8

Resultados

Progresiva 105+039

Alcantarilla TMC 48"

Cuadro Resumen

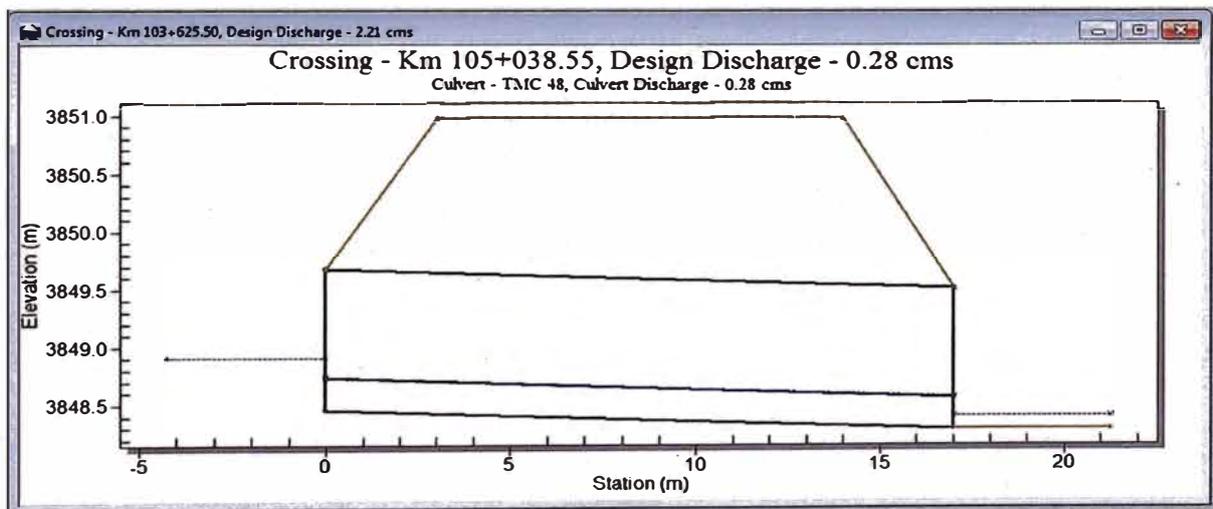
Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.20	0.20	3848.84	0.35	0.38	2-M2c	0.24	0.23	0.23	0.10	1.27	0.67
0.21	0.21	3848.86	0.35	0.40	2-M2c	0.25	0.24	0.24	0.10	1.30	0.69
0.23	0.23	3848.87	0.37	0.41	2-M2c	0.26	0.25	0.25	0.10	1.32	0.71
0.24	0.24	3848.89	0.38	0.43	2-M2c	0.27	0.26	0.26	0.11	1.34	0.73
0.26	0.26	3848.90	0.39	0.44	2-M2c	0.28	0.27	0.27	0.11	1.37	0.74
0.27	0.27	3848.91	0.40	0.45	2-M2c	0.29	0.28	0.28	0.12	1.39	0.76
0.28	0.28	3848.92	0.41	0.46	2-M2c	0.29	0.28	0.28	0.12	1.40	0.76
0.30	0.30	3848.94	0.43	0.48	2-M2c	0.30	0.29	0.29	0.12	1.43	0.79
0.32	0.32	3848.95	0.44	0.49	2-M2c	0.31	0.30	0.30	0.13	1.45	0.80
0.33	0.33	3848.96	0.45	0.50	2-M2c	0.32	0.30	0.30	0.13	1.47	0.82
0.35	0.35	3848.97	0.46	0.51	2-M2c	0.33	0.31	0.31	0.13	1.48	0.83

Display <input type="radio"/> Crossing Summary Table <input checked="" type="radio"/> Culvert Summary Table TMC 48 <input type="radio"/> Water Surface Profiles <input type="radio"/> Tapered Inlet Table <input type="radio"/> Customized Table Options...	Geometry Inlet Elevation: 3848.46 m Outlet Elevation: 3848.29 m Culvert Length: 17.01 m Culvert Slope: 0.0100 Inlet Crest: 0.00 m Inlet Throat: 0.00 m Outlet Control: Profiles	Plot <input type="button" value="Crossing Rating Curve"/> <input type="button" value="Culvert Performance Curve"/> <input type="button" value="Selected Water Profile"/> <input type="button" value="Water Surface Profile Data"/>
---	---	---

El tirante aguas arriba es menor a las dimensiones de la alcantarilla dejando un borde libre de mas del 30 %.

La velocidad aguas abajo es de 1,40 m/s, la cual no supera los límites máximos que podría originar erosión ni los mínimos que podría originar sedimentación

Gráfica del tirante



DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS HY-8

Resultados

Progresiva 105+153

Alcantarilla TMC 48"

Cuadro Resumen

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
0.01	0.01	3846.21	0.05	0.0"	1-52n	0.01	0.05	0.01	0.01	0.92	0.55
0.02	0.02	3846.23	0.07	0.0"	1-52n	0.02	0.06	0.02	0.01	0.96	0.67
0.02	0.02	3846.25	0.09	0.0"	1-52n	0.03	0.08	0.06	0.01	0.55	0.76
0.03	0.03	3846.26	0.10	0.0"	1-52n	0.03	0.09	0.06	0.01	0.66	0.83
0.03	0.03	3846.28	0.12	0.0"	1-52n	0.04	0.09	0.07	0.01	0.73	0.90
0.04	0.04	3846.30	0.14	0.0"	1-52n	0.05	0.10	0.05	0.01	1.11	0.96
0.05	0.05	3846.31	0.15	0.0"	1-52n	0.06	0.11	0.06	0.02	1.16	1.01
0.05	0.05	3846.33	0.17	0.0"	1-52n	0.06	0.12	0.06	0.02	1.21	1.06
0.06	0.06	3846.36	0.20	0.0"	1-52n	0.07	0.12	0.07	0.02	1.27	1.11
0.06	0.06	3846.34	0.18	0.0"	1-52n	0.08	0.13	0.08	0.02	1.34	1.15
0.07	0.07	3846.35	0.19	0.0"	1-52n	0.08	0.14	0.08	0.02	1.41	1.20

Display: Crossing Summary Table, Culvert Summary Table (TMC 48), Water Surface Profiles, Tapered Inlet Table, Customized Table

Geometry: Inlet Elevation: 3846.16 m, Outlet Elevation: 3845.00 m, Culvert Length: 19.47 m, Culvert Slope: 0.0597, Inlet Crest: 0.00 m, Inlet Throat: 0.00 m, Outlet Control: Profiles

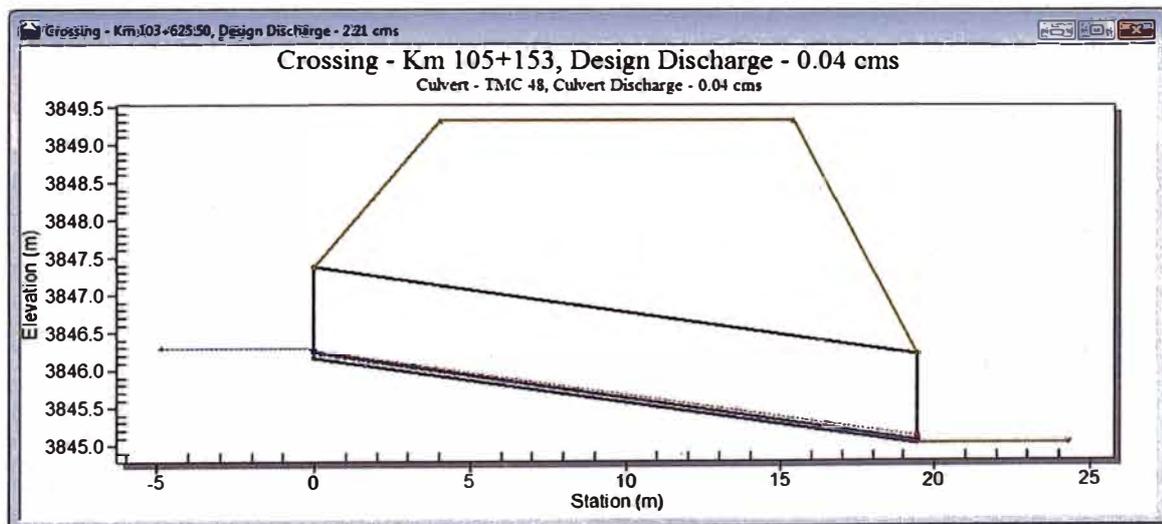
Plot:

* Full Flow Headwater elevation is below inlet invert.

El tirante aguas arriba es menor a las dimensiones de la alcantarilla dejando un borde libre de mas del 30 %.

La velocidad aguas abajo es de 1,11 m/s, la cual no supera los límites máximos que podría originar erosión ni los mínimos que podría originar sedimentación

Gráfica del tirante



DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS HY-8

Resultados

Progresiva 105+716

Alcantarilla MCA 2,00 x 1,00

Cuadro Resumen

Total Discharge (cms)	Culvert Discharge (cms)	Headwater Elevation (m)	Inlet Control Depth(m)	Outlet Control Depth(m)	Flow Type	Normal Depth (m)	Critical Depth (m)	Outlet Depth (m)	Tailwater Depth (m)	Outlet Velocity (m/s)	Tailwater Velocity (m/s)
1.00	1.00	3823.69	0.49	0.0*	1-S2n	0.16	0.29	0.16	0.14	3.09	1.39
1.05	1.05	3823.71	0.51	0.0*	1-S2n	0.17	0.30	0.18	0.15	2.97	1.42
1.09	1.09	3823.72	0.52	0.0*	1-S2n	0.17	0.31	0.18	0.15	3.05	1.44
1.15	1.15	3823.74	0.54	0.0*	1-S2n	0.18	0.32	0.19	0.16	3.21	1.47
1.20	1.20	3823.76	0.56	0.0*	1-S2n	0.18	0.33	0.19	0.16	3.10	1.49
1.25	1.25	3823.77	0.57	0.0*	1-S2n	0.19	0.34	0.20	0.16	3.16	1.52
1.30	1.30	3823.79	0.59	0.0*	1-S2n	0.19	0.35	0.20	0.17	3.24	1.54
1.35	1.35	3823.80	0.60	0.0*	1-S2n	0.20	0.36	0.20	0.17	3.41	1.56
1.40	1.40	3823.82	0.62	0.0*	1-S2n	0.20	0.37	0.21	0.18	3.27	1.59
1.45	1.45	3823.83	0.63	0.0*	1-S2n	0.21	0.38	0.22	0.18	3.31	1.61
1.50	1.50	3823.84	0.64	0.0*	1-S2n	0.21	0.39	0.22	0.18	3.37	1.63

Display: Crossing Summary Table, Culvert Summary Table (MCA 2.00 x 1.00), Water Surface Profiles, Tapered Inlet Table, Customized Table (Options...)

Geometry: Inlet Elevation: 3823.20 m, Outlet Elevation: 3822.52 m, Culvert Length: 27.71 m, Culvert Slope: 0.0245, Inlet Crest: 0.00 m, Inlet Throat: 0.00 m, Outlet Control: Profiles

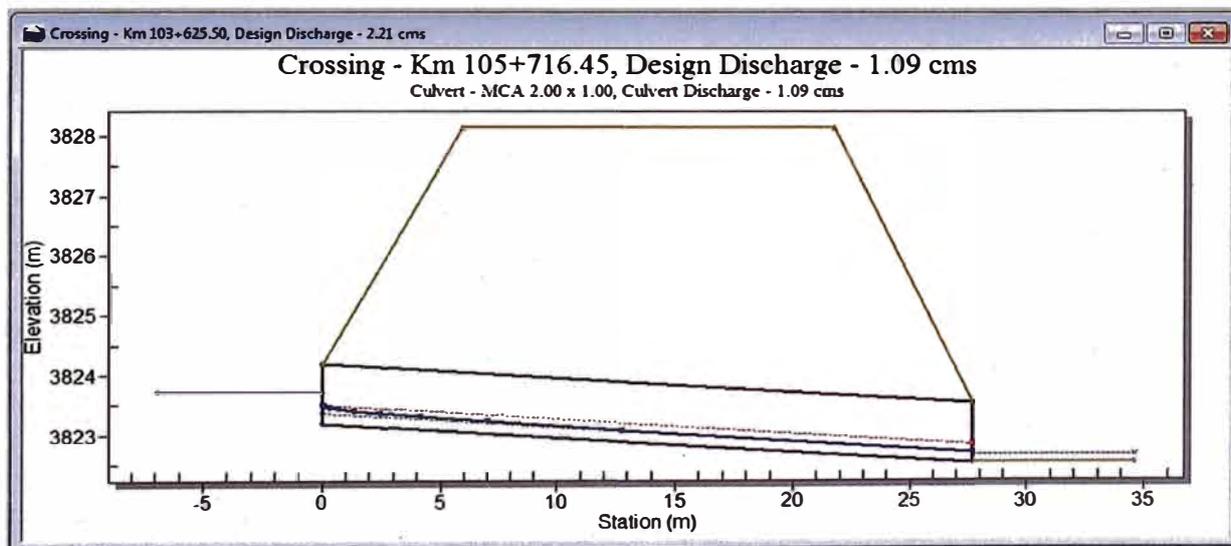
Plot:

* Full Flow Headwater elevation is below inlet invert.

El tirante aguas arriba es menor a las dimensiones de la alcantarilla dejando un borde libre de mas del 30 %.

La velocidad aguas abajo es de 2,10 m/s, la cual no supera los límites máximos que podría originar erosión ni los mínimos que podría originar sedimentación

Gráfica del tirante



ANEXO 07
PANEL FOTOGRAFICO

ANEXO 07

PANEL FOTOGRÁFICO

CAUCES MENORES



Foto 01 Quebrada cuya obra de cruce será reemplazada por una tipo TMC de 48"



Foto 02 Se observa la presencia de bofedales o pantanos, donde se recomienda subdrenes o zanjas de drenaje.

ALCANTARILLAS EXISTENTES



Foto 03 Se observa una alcantarilla tipo TMC de 24", la cual se reemplazará por una tipo TMC de 48" con un cabezal a la salida con aleros abiertos.

CAUCES MEDIANOS



Foto 04 Foto panorámica de una Quebrada mediana de la zona