



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**“ESTUDIO DE PARÁMETROS HIDRÁULICOS E
HIDROLÓGICOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE
OBRAS PARA DRENAJE VIAL EN LA VÍA DE ACCESO
AL SECTOR “LA UNIÓN” EN SANTA ISABEL – AZUAY”**

“Tesina previa a la obtención del título de Ingeniero Civil”

Autores:

Jaime Antonio Álvarez Sacoto.

Guido Fernando Calle Rivera.

Tutor: Ing. Diego Benjamín Idrovo Murillo

Cuenca – Ecuador

2013



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Resumen:

Al referirnos al diseño una obra de arte mayor y menor se debe tener en claro que este abarca un sin número de estudios, siendo la parte hidrológica e hidráulica una de las más importantes, es por esto, que para lograr un diseño adecuado se deben tomar en cuenta varios parámetros, que luego deberán ser analizados con diferentes métodos que sean aplicables para poder obtener así información de calidad.

Es por ello que este documento, muestra de forma metódica todos los parámetros y cálculos necesarios de un estudio hidráulico e hidrológico para el diseño de un puente, cunetas y alcantarillas, analizando campos como son los diferentes métodos aplicables, área y características de las cuencas de estudio, manejo de control de calidad de información disponible, aplicaciones de métodos computacionales como Hec-Ras, etc.

Palabras calves:

Drenaje vial, Drenaje Longitudinal: Cunetas, Drenaje Transversal: Alcantarillas, Puentes, Herramientas computacionales: ARC GIS, HEC – RAS.



CONTENIDO

CAPITULO I. GENERALIDADES	16
1.1 SELECCIÓN Y DELIMITACION DEL TEMA	16
1.2 JUSTIFICACION DEL TEMA	16
1.3 INTRODUCCION Y ANTECEDENTES	17
CAPITULO II. OBJETIVOS	19
2.1 OBJETIVOS GENERALES	19
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
CAPITULO III. DRENAJE VIAL	20
3.1 GENERALIDADES DEL DRENAJE VIAL	20
3.2 CLASIFICACIÓN DEL DRENAJE VIAL	21
3.2.1 CRITERIOS DE DISEÑO	23
3.3 OBRAS DE ARTE MENOR: DRENAJE LONGITUDINAL	23
3.3.1 CUNETAS.....	24
3.4 OBRAS DE ARTE MENOR: DRENAJE TRANSVERSAL.....	25
3.4.1 ALCANTARILLAS.....	26
3.5 OBRAS DE ARTE MAYOR.....	28
3.5.1 PUENTES	28
CAPITULO IV. ANALISIS HIDROLOGICO	30
4.1 ANALISIS DE PRECIPITACIONES INTENSAS EN LA ZONA	31
4.2 DETERMINACION DE LA PRECIPITACION DE DISEÑO PARA 25 Y 100 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO	32
4.3 METODO DE GUMBELL	33
4.4 BONDAD DE AJUSTE METODO DE KOLMOGOROV SMIRNOV....	35
4.5 CURVAS INTENSIDAD – DURACION – FRECUENCIA (IDF)	37
4.6 DETERMINACIÓN DE LA ECUACION DE FRECUENCIA DE INTENSIDADES	38
4.6.1 ESTUDIO DE INTENSIDADES.....	38
4.6.2 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.....	40
4.7 CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO PARA ALCANTARILLAS, APLICANDO EL “MÉTODO RACIONAL”	42
4.7.1 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA	42



4.8 CÁLULO DE CAUDALES PARA PUENTES, “METODO SCS (SOIL CONSERVACION SERVICE)	44
4.8.1 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO	48
CAPITULO V. ANALISIS HIDRAULICO	50
5.1 CRITERIOS,PARAMETROS Y DISEÑO DE CUNETAS	50
5.1.1 CRITERIOS	50
5.1.2 PARAMETROS	51
5.1.3 DISEÑO	52
5.2 CRITERIOS, PARAMETROS Y DISEÑO DE ALCANTARILLAS	54
5.2.1 CRITERIOS	54
5.2.2 PARAMETROS	55
5.2.3 DISEÑO	56
CAPITULO VI. PUENTES (ANALISIS Y ESTUDIOS GENERALES)	63
6.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO	64
6.1.1 CONSIDERACIONES ESPECIALES	65
6.2 MODELACION EN HEC RAS	65
6.3 SOCAVACION EN PUENTES	68
6.3.1 MÉTODO DE LISCHTVAN – LEVEDIEV	69
CAPITULO VII. MATERIALES Y METODOS	72
7.1 LOCALIZACION GEOGRAFICA DEL PROYECTO VIAL E IDENTIFICACION DEL AREA DE ESTUDIO	72
7.2 ANALISIS ESTADISTICO DE DATOS HIDROLOGICOS	73
7.4 CARACTERISTICAS FISICAS DE LAS AREAS DRENADAS	78
7.5 MODELOS DE ESCORRENTIA PARA EL CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO	79
7.5.1 CAUDAL DE DISEÑO PARA ALCANTARILLAS (Método Racional) 80	
7.5.2 CAUDAL DE DISEÑO PARA PUENTES (Método SCS)	81
7.6 MODELACION MATEMATICA DE PUENTES APLICANDO HEC-RAS	86
7.6.1 MODELACION RIO CHANTACO	86
7.6.2 MODELACION RIO LLAUSHIRI	89
CAPITULO VIII. RESULTADOS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE ...	92
8.1 DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE	92



8.1.1	DISEÑO DE CUNETAS	92
8.1.2	DISEÑO DE ALCANTARILLAS	94
8.2	ANÁLISIS HIDRAULICO DE PUENTES.....	96
8.3	COMPARACION Y VERIFICACION CON EL SISTEMA YA CONSTRUIDO	97
8.4	CONCLUSIONES Y POSIBLES SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS	99
CAPITULO IX. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS		102
ANEXO 1: CUNETAS		103
□	1.1 TIPOLOGÍA DE CUNETAS.....	103
□	1.2 OTROS TIPOS DE CUNETAS.....	103
ANEXO 2: ALCANTARILLAS		104
□	2.1 ELEMENTOS DE UNA ALCANTARILLA	104
□	2.2 UBICACIÓN DE ALCANTARILLAS	105
ANEXO 3: PUENTES.....		106
□	3.1 ELEMENTOS DE UN PUENTE.....	106
□	3.2 TIPOS DE PUENTES	107
ANEXO 4: ANÁLISIS HIDROLÓGICO		109
□	4.1 FORMULACIONES PARA LA CONSTRUCCION DE CURVAS IDF	109
□	4.2 ZONIFICACION DE INTENSIDADES EN EL ECUADOR.....	109
□	4.3 FORMULACION PARA LAS DISTINTAS ZONAS METEREOLÓGICAS DEL ECUADOR	110
ANEXO 5: DISEÑO DE CUNETAS.....		112
□	5.1 COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING	112
ANEXO 6: DISEÑO DE ALCANTARILLAS.....		113
□	6.1 NOMOGRAMAS DE DISEÑO PARA FLUJO CON CONTROL DE ENTRADA.....	113
□	6.2 TABLA DE VALORES PARA “Ke” EN FUNCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA.....	114
□	6.3 NOMOGRAMAS DE DISEÑO PARA FLUJO CON CONTROL DE SALIDA	114
ANEXO 7: ANÁLISIS EN PUENTES		115
□	7.1 TABLA PARA NUMEROS DE CURVA DE ESCORRENTIA PARA COMPLEJOS HIDROLOGICOS (SUELO – CUBIERTA) SCS.	115
ANEXO 8: OTROS ELEMENTOS DE DRENAJE.....		115



□ 8.1 CUNETAS DE CORONACIÓN.....	115
□ 8.2 SUBDRENES	116
ANEXO 9: CARTOGRAFIA BÁSICA	118
□ 9.1 MAPA DE UBICACIÓN PROVINCIAL	118
□ 9.2 MAPA DE UBICACIÓN CANTONAL	119
□ 9.3 MAPA DE UBICACIÓN PARROQUIAL	120
ANEXO 10: IMÁGENES DE LA SITUACION ACTUAL DEL SISTEMA DE DRENAJE EN EL SECTOR DE “LA UNION”	121
□ CUNETAS Y ALCANTARILLAS	121
□ PUENTE RIO CHANTACO	124
□ PUENTE RIO LLAUSHIRI.....	125

TABLAS

Tabla 1. Periodos de retorno para diferentes tipos de carretera.

Tabla 2. Coeficiente de escorrentía, (MTOP, 2003)

Tabla 3. Clasificación de condiciones antecedentes de humedad para el método SCS

Tabla 4. Grupos hidrológicos del suelo (SCS)

Tabla 5. Resumen de materiales y velocidades usados para cunetas.

Tabla 6. Características de los tipos de flujo y fórmulas de gasto. (IMFIA & MTOP, 2000)

Tabla 7. Coordenadas UTM de la vía en estudio (Sector La Unión).

Tabla 8. Información estación meteorológica “Santa Isabel”.

Tabla 9. Precipitaciones anuales máximas en 24 horas – estación M032

Tabla 10. Parámetros estadísticos del método.

Tabla 11. Áreas de aporte para cada una de las cuencas estudiadas.

Tabla 12. Datos de interés para el análisis de ríos.

Tabla 13. Cuencas, microcuencas, y método de caudal de diseño.

Tabla 14. Resumen de los caudales de diseño por el método racional.

Tabla 15. Resumen de datos para el hallazgo del escurrimiento directo.

Tabla 16. Parámetros de la cuenca del río Chantaco.

Tabla 17. Parámetros de la cuenca del río Llaushiri.

Tabla 18. Distribución de la precipitación por c/h.

Tabla 19. Cuadro de resumen para el dimensionamiento de cunetas.

Tabla 20. Dimensiones propuestas para las cunetas.

Tabla 21. Resumen de dimensiones de alcantarillas circulares.



FIGURAS

- Fig. 1.** Estructura tipo de una vía, incluye el sistema de drenaje.
- Fig. 2.** Sistema de drenaje integral de una vía.
- Fig.3.** Aspecto general de una cuneta.
- Fig. 4.** Dimensiones típicas de una cuneta triangular.
- Fig. 5.** Vista panorámica de una alcantarilla.
- Fig. 6.** Plano de diseño para una alcantarilla cualquiera (cabezal, alas y ducto).
- Fig. 7.** Vista panorámica de un puente (infraestructura y superestructura).
- Fig. 8.** Vista en planta de una red de drenaje para una cuenca (análisis hidrológico).
- Fig. 9.** Grafico típico de una distribución de Gumbel para datos de precipitación.
- Fig. 10.** Aplicación de Kolmogorov Smirnov para una serie de datos.
- Fig. 11.** Grafico típico de curvas IDF para una serie de datos de precipitación cualquiera.
- Fig. 12.** Zonificación de intensidades para el Ecuador.
- Fig. 13.** Tiempo de concentración.
- Fig.14.** Incidencia del coeficiente de escurrimiento en el método racional.
- Fig.15.** Forma del hidrograma triangular.
- Fig.16.** Hidrograma unitario.
- Fig. 17.** a) Hietograma de precipitaciones, b) hidrograma para cada hora, c) hidrograma resultante.
- Fig. 18.** Longitud de las alcantarillas.
- Fig. 19.** Área de drenaje de una cuenca. (Vista en planta).
- Fig. 20.** Flujo con control de entrada.
- Fig. 21.** Flujo con control de salida.
- Fig. 22.** Representación de las pérdidas que se suscitan en una alcantarilla.
- Fig. 23.** Tipos de flujo en alcantarillas.
- Fig. 24.** Ventana en ejecución de una modelación típica en HEC RAS.
- Fig. 25.** Secciones de un cauce, después de las corridas del programa HEC RAS.
- Fig. 26.** Ejemplo típico del efecto de la socavación en puentes.
- Fig. 27.** Sección de un puente que ha sufrido socavación.
- Fig. 28.** Grafica de la distribución de Gumbel (Precipitación vs Periodos de Retorno)
- Fig. 29.** Áreas de aporte de cada una de las cuencas analizadas en el sector “La Unión”.
- Fig. 30.** Vista en planta del terreno y sus pendientes en el sector “La Unión”.
- Fig. 31.** Hidrograma unitario triangular para el rio Chantaco.
- Fig. 32.** Hidrograma unitario triangular para el rio Llaushiri.
- Fig. 33.** Hietograma para la cuenca del rio Chantaco.
- Fig. 34.** Hietograma para la cuenca del rio Llaushiri.
- Fig. 35.** Hidrograma para el rio Chantaco.
- Fig. 36.** Hidrograma para el rio Llaushiri



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fig. 37. Introducción de secciones del río Chantaco en el programa HEC RAS.

Fig. 38. Secciones de la cuenca del río Chantaco, a) 2 metros aguas arriba del puente, b) debajo del puente, c) 2 metros aguas abajo del puente.

Fig. 39. Resumen de datos calculados en HEC RAS, para cada una de las secciones del río Chantaco.

Fig. 40. Introducción de secciones del río Llaushiri en el programa HEC RAS.

Fig. 41. Secciones de la cuenca del río Llaushiri, a) 2 metros aguas arriba del puente, b) debajo del puente, c) 2 metros aguas abajo del puente.

Fig. 42. Resumen de datos calculados en HEC RAS, para cada una de las secciones del río Llaushiri.

Fig. 43. Características del flujo Tipo I.



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Yo, Jaime Antonio Álvarez Sacoto, autor de la tesis **"ESTUDIO DE PARAMETROS HIDRAULICOS E HIDROLOGICOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE OBRAS PARA DRENAJE VIAL EN LA VIA DE ACCESO AL SECTOR "LA UNION" EN SANTA ISABEL – AZUAY"**, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciera de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 07 Octubre del 2013



Jaime Antonio Álvarez Sacoto
030229241-2

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

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

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

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Yo, Jaime Antonio Álvarez Sacoto, autor de la tesis **"ESTUDIO DE PARAMETROS HIDRAULICOS E HIDROLOGICOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE OBRAS PARA DRENAJE VIAL EN LA VIA DE ACCESO AL SECTOR "LA UNION" EN SANTA ISABEL – AZUAY"**, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 07 Octubre del 2013


Jaime Antonio Álvarez Sacoto
030229241-2

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

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

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

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Yo, Guido Fernando Calle Rivera, autor de la tesis **"ESTUDIO DE PARAMETROS HIDRAULICOS E HIDROLOGICOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE OBRAS PARA DRENAJE VIAL EN LA VIA DE ACCESO AL SECTOR "LA UNION" EN SANTA ISABEL – AZUAY"**, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 07 Octubre del 2013

Guido Fernando Calle Rivera
030215802-7

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

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

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

Cuenca - Ecuador



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Yo, Guido Fernando Calle Rivera, autor de la tesis **"ESTUDIO DE PARAMETROS HIDRAULICOS E HIDROLOGICOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE OBRAS PARA DRENAJE VIAL EN LA VIA DE ACCESO AL SECTOR "LA UNION" EN SANTA ISABEL – AZUAY"**, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, Octubre del 2013

Guido Fernando Calle Rivera
030215802-7

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

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

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

Cuenca - Ecuador



DEDICATORIA

Dedico este trabajo principalmente a Dios, por haberme dado la vida y permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional.

A mis padres Jaime y Esperanza por ser el pilar más importante y por demostrarme siempre su cariño y apoyo incondicional sin importar nuestras diferencias de opiniones. Me han dado todo lo que soy como persona, mis valores, mis principios, mi carácter, mi empeño, mi perseverancia mi coraje para conseguir mis objetivos.

A mis hermanos por estar siempre presentes, acompañándome para poderme realizar. A mi primo Rafael quien ha sido y es una motivación y apoyo incondicional, por estar pendiente en todo mi trayecto universitario porque de una u otra forma aportaste para que esta ilusión se haga realidad.

A mi gran amigo Fernando con el que nos hemos compartido triunfos y fracasos desde el colegio en verdad fue una gran experiencia que la guardare en mi mente y mi corazón.

Jaime Antonio



DEDICATORIA

La presente tesina se la dedico a mi madre BERTHA, que ha sido y será mi inspiración y mi ejemplo a seguir, inculcándome desde muy pequeño muchos valores pero sobre todo el deseo de superación. Me has acompañado desde los momentos más felices de mi vida hasta cuando más complicado y tortuoso se volvía el camino, siempre estuviste ahí para darme aliento y esa razón para seguir luchando por este sueño, muchas gracias por todo esto y más madre querida.

A mi Padre RIGOBERTO y a mis Hermanos RAFAEL Y LISSBETH, que igualmente estuvieron junto a mí cuidándome, aconsejándome, y compartiendo todos los sucesos de este camino, les va mi infinito agradecimiento, este logro también es de ustedes.

A mi primo Hernando Rivera, que ha sido como un hermano mayor para mí, siempre pendiente de cada acto y paso que daba, brindándome consejos y actuando de una u otra forma pero siempre respaldándome ante mis decisiones.

A la familia Rivera Ochoa, Armando, Blanca, Santiago y Abraham, que son mi segunda familia y que también sirvieron de soporte para sacar las cosas adelante.

A mi compañero Jaime, con quien desde hace 13 años formamos una amistad fuerte y duradera que nos trajo hasta la culminación y elaboración de esta tesina y de esta carrera universitaria. Siempre apoyándonos acompañados el uno del otro en los momentos alegres y tristes de la vida, muchas gracias amigo.

Guido Fernando



AGRADECIMIENTO

En el presente trabajo de tesis primeramente agradecemos a Dios, por bendecirnos con nuestras familias que han sido uno de los pilares fundamentales en la consecución de este logro, y por habernos brindado la oportunidad de terminar exitosamente esta etapa en nuestras vidas, que deja de ser un sueño y hoy se convierte en realidad.

Agradecer también a la “Universidad de Cuenca” y a su personal docente y administrativo que fueron nuestra segunda familia a lo largo de este duro camino.

Cumpliendo con el presente requisito preliminar a la obtención de nuestro título de Ingeniero Civil, también queremos extender nuestras infinitas gracias al Ing. Diego Idrovo, docente de la facultad y director de nuestro trabajo de tesina, que con su experiencia y visión crítica de muchos de los aspectos considerados en el presente documento supo guiarnos y ayudarnos a la conclusión del mismo.

De la misma manera hacemos extensivo el saludo al Ing. Cristian Coello MSc., que con toda la predisposición del mundo se convirtió en nuestra segunda guía para consultas, sugerencias y aclaraciones acerca de los temas tratados en el presente escrito.

Además, son muchas más las personas que han formado parte de todo este proceso de formación profesional a las que nos encantaría agradecerles su amistad, consejos, ánimo, apoyo y compañía en nuestros momentos más difíciles. Algunas están aquí y otras en nuestros recuerdos, quisiéramos darles las gracias por todo lo que nos han brindado y por todas sus bendiciones

Jaime, Guido



CAPITULO I. GENERALIDADES

1.1 SELECCIÓN Y DELIMITACIÓN DEL TEMA

El tema a tratarse en la presente Monografía está relacionado con el dimensionamiento hidráulico de los componentes del sistema de drenaje de arte menor como alcantarillas y cunetas para un tramo de vía de 1.7 km de longitud, perteneciente al sistema vial Cuenca – Girón - Pasaje, situado en el sector “La Unión”, en el cantón Santa Isabel. Posteriormente se realizará una modelización hidráulica del máximo caudal de crecida que presentan los 2 principales ríos que atraviesan la vía de estudio, esto a partir de una serie de datos históricos de precipitación.

El desarrollo de este tema se basa en la aplicación de los conocimientos adquiridos en el curso de graduación de “VIALIDAD TRANSPORTE Y CONSTRUCCIONES” en especial del módulo II que estaba relacionado con el **Drenaje Vial**.

Este trabajo permite desplegar un poco de conocimientos acerca de lo que denominan la tormentosa relación amor – odio, que el agua y las carreteras han mantenido a lo largo de los tiempos. Por un lado, el agua es un componente imprescindible en los procesos de compactación e incluso forma parte del hormigón empleado en pavimentos rígidos y obras de fábrica, así como en determinados compuestos bituminosos; por otro lado el agua “incontrolada” procedente de las precipitaciones o del subsuelo puede llegar a ser muy perjudicial para la propia estructura del pavimento, mermando su resistencia, plastificando los suelos, erosionando taludes o disolviendo en su seno aquellas partículas más susceptibles. Además, su presencia en la superficie modifica drásticamente las condiciones de rodadura de los vehículos, restándoles adherencia y haciendo más propensos los accidentes de tránsito.

1.2 JUSTIFICACIÓN DEL TEMA

El **Drenaje** constituye una de las partes principales del diseño vial, por lo que se ha considerado importante realizar un estudio que contemple la mayoría de aspectos que han sido tratados durante el módulo de drenaje vial (Alcantarillado, cunetas, precipitaciones, puentes, etc.) y que sirvieron como un elemento para complementar todos los conocimientos necesarios.

Un sistema de drenaje es una serie de estructuras específicamente diseñadas para la recepción, canalización y evacuación de las aguas que puedan afectar directamente a las características funcionales de cualquier elemento integrante de la carretera por lo



UNIVERSIDAD DE CUENCA

que el ingeniero debe diseñar sistemas efectivos que capten, evacuen y canalicen adecuadamente el agua, manteniéndola alejada de la zona de afección de la vía.

El área de estudio corresponde a un tramo de vía de 1.7 km de longitud del sector “**La Unión**” (Parroquia Abdón Calderón), en el cantón Santa Isabel, provincia del Azuay, en el cual al parecer existe una deficiencia en el sistema de drenaje por lo que se plantea su análisis, las soluciones y variantes. También se puede observar en el tramo de estudio dos sistemas de drenaje de arte mayor (puentes) en los que el objetivo es, con ayuda de los parámetros hidráulicos e hidrológicos y el complemento computacional especializado determinar un caudal de diseño y con ello verificar las condiciones de funcionamiento de los mismos.

Por lo tanto, está justificada la necesidad de realizar un estudio completo de los sistemas de drenaje tanto de arte mayor como de arte menor en el tramo de vía en el sector “La Unión” (Santa Isabel), y aprovechar la oportunidad para una aplicación importante del programa HEC-RAS.

1.3 INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES

El **Drenaje** sin lugar a duda es considerado como una de las partes esenciales dentro del diseño vial, la influencia directa que induce la sola presencia de agua hacia las estructuras juega un papel preponderante al momento de considerar opciones de ubicación, construcción y mantenimiento de obras viales.

El sistema de drenaje engloba a todo el conjunto de acciones destinadas a garantizar la integridad y desempeño de la vía durante las precipitaciones y evitar en lo máximo posible que las aguas pluviales causen daños ya sea a las personas, vehículos o propiedades.

Generalmente la población considera al drenaje como una simple reunión de cálculos que posteriormente se reflejan en la construcción de cuentas y alcantarillas, concepción obviamente equívoca debido a que, tras esa reunión de cálculos existe un sin número de parámetros y características a considerar. Por esta misma razón en el presente trabajo de monografía se busca realizar una especie de guía ordenada y precisa que permita a los lectores, profesionales o no de la ingeniería tener una visión de todo el proceso que se sigue para la elaboración de un sistema de drenaje vial, desde el análisis de datos históricos de precipitación, coeficientes de escorrentía, modelización computacional, obtención caudales de diseño, dimensionamiento hidráulico de los componentes hasta la posterior verificación de funcionamiento.

El documento está compuesto de 10 capítulos, mismos que han sido distribuidos en 3 secciones, cada una de ellas aborda un objetivo en particular.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

En la primera sección, que comprende los capítulos 1 y 2 se tratan algunas generalidades y temas introductorios, así como también los objetivos de estudio tanto generales como particulares.

La segunda parte abarca todo lo referente al marco teórico que será utilizado como base para los cálculos posteriores. Dentro de esta sección se encuentran el capítulo 3 en donde se trata los conceptos de los componentes del sistema de drenaje como cunetas, alcantarillas y puentes. El capítulo 4 contiene todo lo referente al análisis hidrológico de los datos y determinación de caudales de diseño, mientras que el capítulo quinto incluye todos los criterios y parámetros de diseño de cada uno de los componentes del sistema de drenaje tratados.

Como un complemento se presenta el capítulo 6 donde se tratan algunas generalidades sobre los puentes.

La parte tercera comprende todo lo que incluye los cálculos y procesamiento de datos así como también el diseño, verificación y formulación de alternativas para mejorar el funcionamiento de todos los componentes del sistema de drenaje. (Capítulos 7 y 8).

Los capítulos tanto 9 como 10 son complementarios y contienen la bibliografía y anexos utilizados.



CAPITULO II. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

El objetivo de este estudio es realizar una verificación hidrológica e hidráulica del sistema de drenaje vial ya construido en el tramo de vía de 1.7 km de longitud en el sector “La Unión” en Santa Isabel.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar los parámetros hidráulicos e hidrológicos para obtener un caudal de diseño para los puentes, alcantarillas y cunetas y complementarlas con el uso de software y paquetes computacionales, (ARC-GIS, HEC-RAS).
- Obtener los caudales de diseño para obras drenaje de acuerdo a las normativas establecidas por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, Métodos Racional y SCS.
- Determinar las dimensiones mínimas que debería tener las obras de drenaje para evacuar el caudal máximo de diseño sin daños que paralicen el servicio de la vía ante la ocurrencia de un evento extremo previsible dentro del periodo de diseño.
- Aplicar correctamente los criterios de diseño y reconocer los requerimientos de los diferentes componentes del sistema.
- Brindar posibles alternativas de mejoramiento a los sistemas de drenaje que presenten deficiencia en su funcionamiento.
- Presentar el trabajo final del curso de graduación a través de la elaboración de la presente monografía previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

CAPITULO III. DRENAJE VIAL

3.1 GENERALIDADES DEL DRENAJE VIAL

El agua “incontrolada” procedente de las precipitaciones o del subsuelo puede llegar a ser muy perjudicial para la propia estructura del pavimento, mermando su resistencia, plastificando los suelos, erosionando taludes o disolviendo partículas más susceptibles. Además, su presencia en la superficie modifica drásticamente las condiciones de rodadura de los vehículos, restándoles adherencia con la calzada y haciendo más propensos los accidentes.

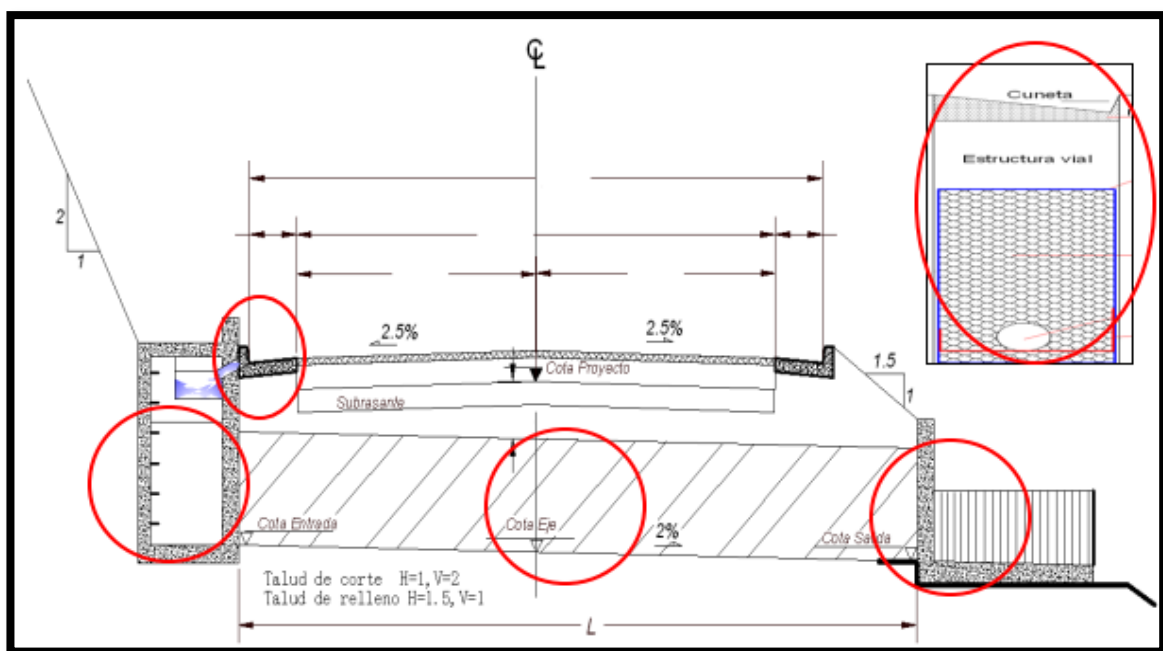


Fig. 1. Estructura tipo de una vía, incluye el sistema de drenaje.

(Fuente: Irrigación y drenaje Hugo Amado Rojas Rubio)

La recolección, encauzamiento y disposición de las aguas pluviales, tanto superficiales como subterráneas, es esencial para garantizar la estabilidad, integridad y funcionamiento de una vía; su garantía es el objetivo fundamental de cualquier sistema de drenaje vial; sin embargo, al cumplir con ese objetivo, no debe descuidarse la razón complementaria del sistema: facilitar el tránsito de vehículos. Por lo tanto un sistema de drenaje vial se entiende como el conjunto de obras destinadas a reducir o eliminar los



UNIVERSIDAD DE CUENCA

inconvenientes que las aguas puedan ocasionar a la circulación de los vehículos; es por eso que un ingeniero debe diseñar sistemas de drenaje vial efectivos que capten, evacuen y canalicen adecuadamente el agua, manteniéndola alejada de la zona de afección de la vía. Para ello se emplean diversos métodos hidrológicos de previsión de avenidas y cálculo de caudales máximos, sobre los cuales diseñar elementos que, en superficie o en profundidad, logren el objetivo deseado.

Todo ello implica que un **buen drenaje** al ser uno de los factores más importantes en el proyecto de un camino debe preverse desde la localización misma tratando de alojar siempre el camino sobre suelos estables, permanentes y naturalmente drenados. Sin embargo, debido a la necesidad de un alineamiento determinado, el camino puede atravesar suelos variables, permeables unos e impermeables otros, obligando ello a la construcción de obras de drenaje de acuerdo con las condiciones requeridas. La experiencia en el análisis y estudio de muchos caminos en mal estado ha enseñado que un drenaje inadecuado más que ninguna otra causa, ha sido el responsable del daño que han sufrido.

En el presente documento se realiza el estudio de drenaje vial, priorizando el enfoque hacia la determinación de parámetros hidráulicos e hidrológicos los cuales son relevantes para el diseño de los sistemas de drenaje (cunetas, alcantarillas y puentes). En base a una estimación del caudal máximo de diseño a partir de una serie de datos históricos de precipitación y los efectos de su paso a través del cauce natural, se procede a emitir posibles alternativas y posterior dimensionamiento hidráulico de cada uno de los componentes del sistema.

3.2 CLASIFICACIÓN DEL DRENAJE VIAL

El drenaje de una carretera busca eliminar el exceso de agua superficial sobre la franja de la vía, restituir la red de drenaje natural, la cual puede verse afectada por el trazado y evitar que el agua subterránea pueda comprometer la estabilidad de la base, de los terraplenes y cortes del camino. Para cumplir estos fines se requiere:

- ❖ Estimar la magnitud y frecuencia del escurrimiento producido por las lluvias.
- ❖ Conocer el drenaje superficial natural del terreno y restituir aquellos drenajes interceptados por la vía.

Dentro del amplio mundo del drenaje se distinguen diversos tipos de instalaciones encaminadas a cumplir con los fines deseados, agrupadas en función del tipo de aguas que pretenden alejar o evacuar, o de la disposición geométrica con respecto al eje de la vía.

En base a lo anterior las obras de drenaje se dividen en dos grandes grupos:

- a) **DRENAJE SUPERFICIAL.-** Es el conjunto de obras destinadas a la recolección de las aguas pluviales o de deshielo (zonas especiales), su canalización y evacuación a los cauces naturales, sistemas de alcantarillado o a la capa freática del terreno. Este tipo de drenaje se divide en dos grupos:
- ❖ **Drenaje Longitudinal.-** Canaliza las aguas caídas sobre la plataforma y taludes paralelos a la calzada, restituyéndolas a sus cauces naturales. Para ello se emplean elementos como las cunetas, colectores, sumideros, etc. También se conocen este tipo de drenaje como obras de arte menor.
 - ❖ **Drenaje Transversal.-** Este tipo de drenaje permite el paso del agua a través de los cauces naturales bloqueados por la infraestructura vial, de forma que no se produzcan destrozos en esta última. Comprende pequeñas y grandes obras de arte como alcantarillas y puentes respectivamente.
- b) **DRENAJE PROFUNDO.-** Su misión es controlar el nivel freático del terreno y los posibles acuíferos y corrientes subterráneas existentes bajo la estructura de la vía e impedir el acceso del agua a capas superiores de la carretera especialmente a la subrasante.

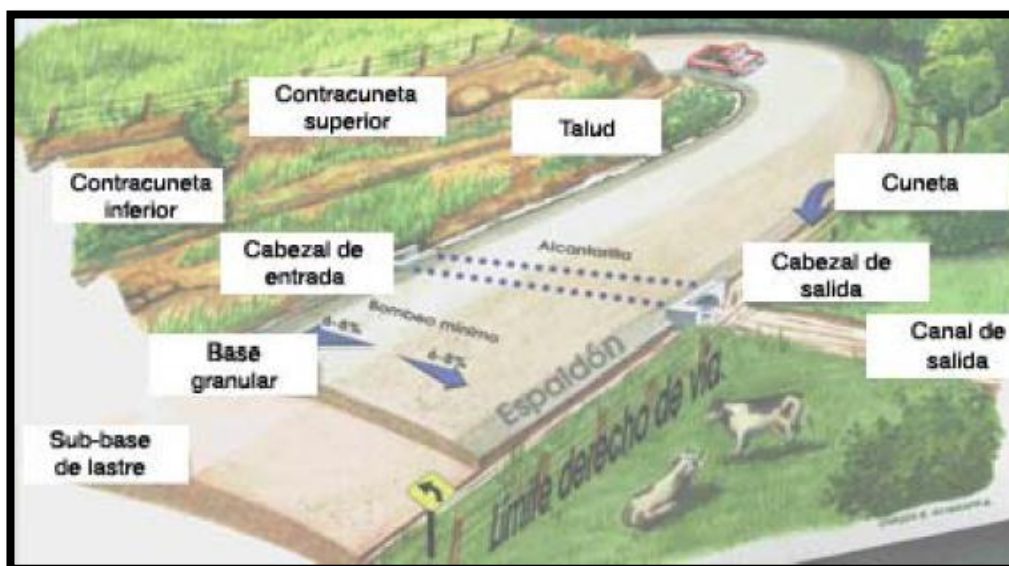


Fig. 2. Sistema de drenaje integral de una vía.

(Fuente: Irrigación y drenaje Hugo Amado Rojas Rubio)



3.2.1 CRITERIOS DE DISEÑO

En la práctica es habitual combinar ambos sistemas de drenaje (superficial y profundo) para conseguir una total y eficiente evacuación de las aguas, aunque en ocasiones en zonas muy secas o con suelos impermeables solo es necesario emplear dispositivos de drenaje superficial.

A la hora de proyectar el drenaje de una carretera deben tenerse en cuenta una serie de factores que influyen directamente en el tipo de sistema más adecuado, así como en su posterior funcionalidad. Los más destacables son:

- a) **Factores Topográficos.-** Dentro de este grupo se engloban circunstancias de tipo físico, tales como la ubicación de la carretera respecto del terreno natural contiguo (en desmonte, terraplén), la tipología del relieve existente (llano, ondulado, accidentado) y la disposición de las pendientes en referencia a la vía.
- b) **Factores Hidrológicos.-** Hacen referencia a los aspectos hidrometeorológicos así como al área de la cuenca aportante o de recepción, de aguas superficiales que afecta directamente a la carretera, así como la presencia, nivel y caudal de las aguas subterráneas que puedan infiltrarse en las capas inferiores de la estructura de la vía.
- c) **Factores Geotécnicos.-** La naturaleza y características de los suelos existentes en la zona condicionada, la facilidad con la que el agua puede llegar a la vía desde un punto de origen, así como la posibilidad de que se ocasionen deslizamientos o una erosión excesiva del terreno. Las propiedades a considerar son aquellas que afectan a su permeabilidad, homogeneidad, estratificación o compacidad, y la existencia de vegetación.

3.3 OBRAS DE ARTE MENOR: DRENAJE LONGITUDINAL

El **Drenaje Longitudinal** deberá proyectarse como una red o conjunto de redes para recoger el agua de escorrentía superficial procedente de la plataforma de la carretera y de los márgenes que viertan hacia ella y la conduzca hasta un punto de desagüe, restituyéndolas a su cauce natural.

Es decir, actúa a modo de “**by-pass**” ofreciendo al agua un camino alternativo para que no interfiera con la carretera. El sistema de drenaje longitudinal está compuesto por tres tipos de dispositivos funcionales:

- a) **Elementos de Canalización.-** Recogen las aguas pluviales. (cunetas).
- b) **Elementos de Desagüe.-** Alivian el caudal de los anteriores, facilitando la salida de las aguas. (sumideros).
- c) **Elementos de Evacuación.-** Conducen las aguas hasta su evacuación en un cauce natural. (colectores).

3.3.1 CUNETAS

a) Generalidades



Fig.3. Aspecto general de una cuneta. (Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del Ministerio de transporte y comunicaciones de Perú)

Las **Cunetas** son estructuras de drenaje que captan las aguas de escorrentía superficial proveniente de la plataforma de la vía y de los taludes de corte, conduciéndolas longitudinalmente hasta asegurar su adecuada evacuación. Las cunetas construidas en zonas en terraplén protegen también los bordes de la berma y los taludes del terraplén de la erosión causada por el agua lluvia, además de servir, en muchas ocasiones, para continuar las cunetas de cortes hasta una corriente natural, en el cual depositar.

Las cunetas se deben localizar esencialmente en todos los cortes, en aquellos terraplenes susceptibles a la erosión y en toda margen interna de un separador que reciba las aguas lluvias de las calzadas.

Las dimensiones, pendiente y otras características, son determinadas en base al caudal que va a escurrir por las mismas.

En general el área a drenar por las cunetas es relativamente pequeña, por lo que se diseñan para lluvias fuertes de 10 a 20 minutos de duración. En lo que respecta a la forma existen varias posibilidades sin embargo la más usada en la actualidad es la triangular (otras tipologías de cunetas se pueden apreciar en el Anexo 1.1), además el material que se use para su construcción depende directamente de la pendiente y por ende de la velocidad del agua que circula por dicho canal.

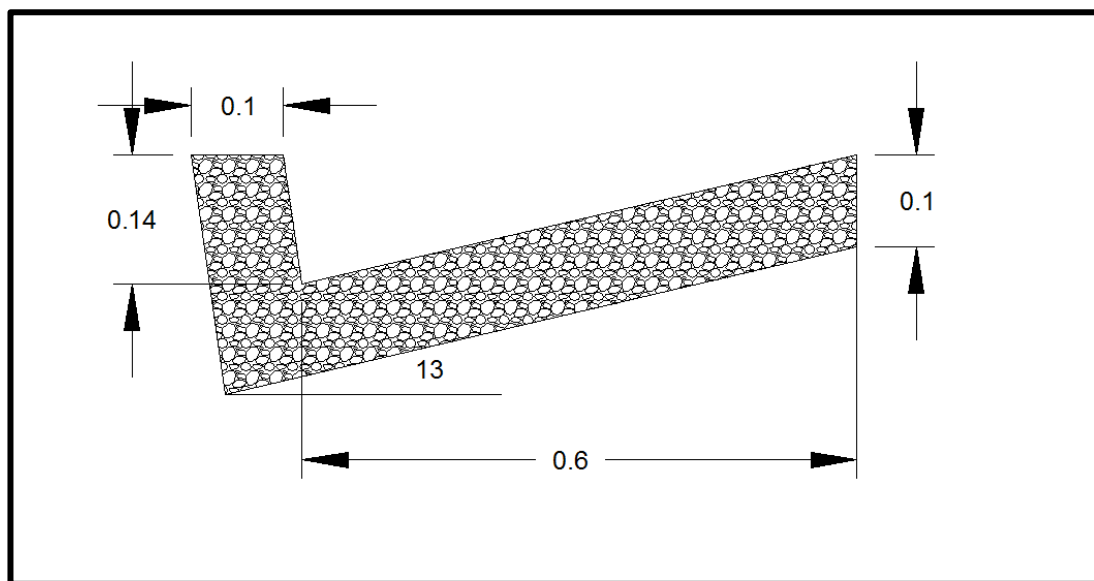


Fig. 4. Dimensiones típicas de una cuneta triangular

Además de las cunetas normales existen otro tipo de canales de evacuación (ver Anexo 1.2) tales como:

- ❖ Cunetas de Coronación de Desmonte
- ❖ Cunetas de Coronación de Terraplén
- ❖ Cunetas de Pie de Terraplén

3.4 OBRAS DE ARTE MENOR: DRENAJE TRANSVERSAL

Dentro de lo concerniente al diseño de una estructura vial, el drenaje transversal juega un papel muy importante debido a que su función es proporcionar un medio a través del cual el agua superficial que escurre por cauces naturales o artificiales, pueda atravesar bajo la plataforma de la carretera sin causar daños a ésta, riesgos al tráfico o a estructuras adyacentes.

Una de las principales consideraciones que se toman al momento de diseñar este tipo de drenaje es la de alterar en lo menor posible el cauce original del agua.

Las características que deben presentar estas obras son muchas, sin embargo los principales requerimientos son:

- ❖ Mantener el cauce natural del agua.
- ❖ Que la tubería sea perpendicular al eje de la vía.

En definitiva cuando se habla de drenaje transversal su principal representante son las **Alcantarillas**, aunque también se podría incluir a los puentes como una parte de dicha clase de drenaje.

3.4.1 ALCANTARILLAS

a) Generalidades



Fig. 5. Vista panorámica de la salida de una alcantarilla. (Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del Ministerio de transporte y comunicaciones de Perú)

Se conoce como **Alcantarillas** a conductos de longitud corta y sección variada, que son ubicados o contruidos transversalmente con respecto a la vía. Se colocan a una cota inferior a la de la subrasante y permiten el paso de agua de un lado al otro de la carretera. La alcantarilla debe ser capaz de soportar las cargas del tráfico, la carga de la tierra sobre ella, además de cargas durante la construcción, es decir cumplir con requisitos de carácter estructural.

Para lo que respecta al diseño de alcantarillas se toma como base las propiedades y características de la cuenca hidráulica a ser drenada, así como también las características de la vía a la que se brindará servicio. Basándose en la normativa que

presente cada país y de acuerdo a sus exigencias el diseño se empeña en buscar la sección mínima que cumpla con dichas reglamentaciones.

El diseño de alcantarillas según el Ministerio de Transporte y Obras Públicas actualmente establece que el mínimo diámetro que se puede usar es de 1200 mm, lo anterior se estableció de manera que se le pueda brindar periódicamente un correcto mantenimiento y control.

La selección de alcantarillas, considera cierta clase de factores, entre los que destacan primeramente el uso de secciones que cumplan con el caudal de diseño, las condiciones topográficas de la vía y a todas las zonas o cuencas de las cuales se van a colectar las aguas para drenarlas.

Una adecuada elección en lo que respecta a ubicación, alineación y pendiente de la alcantarilla siempre tratando de respetar características del cauce original, (ver Anexo 2.2), desencadena un óptimo comportamiento hidráulico del sistema, así como también un eficiente mantenimiento y reducción en cuanto a costos de construcción.

Las alcantarillas constan de dos partes principales: el tubo y los cabezales.

El tubo debe tener la dimensión conveniente para poder descargar el volumen de agua adecuada, mientras que los cabezales son estructuras que se construyen en los extremos de las alcantarillas para evitar la erosión alrededor del tubo y guiar el agua hacia el ducto en la entrada o hacia su depósito en la salida. (En el Anexo 2.1 se puede encontrar un análisis más detallado de los componentes de una alcantarilla).

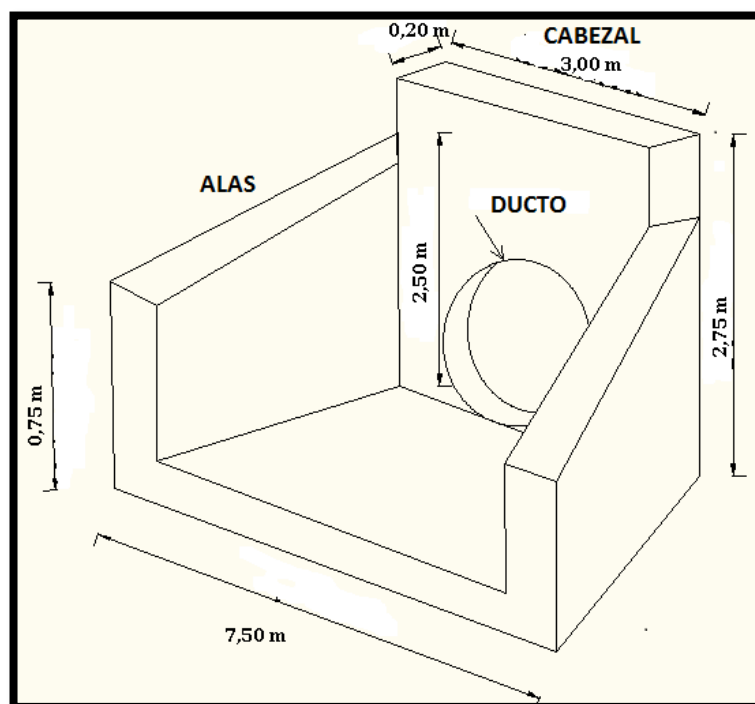


Fig. 6. Plano de diseño para una alcantarilla cualquiera (cabezal, alas y ducto).

3.5 OBRAS DE ARTE MAYOR

Para el trato de caudales elevados así como para salvaguardar distancias demasiado largas las obras de arte menor quedan relativamente cortas. Es en este caso se opta por recurrir a las obras de drenaje de arte mayor como lo son los puentes.

3.5.1 PUENTES

a) Generalidades



Fig. 7. Vista panorámica de un puente (infraestructura y superestructura), (Fuente: Escuela Superior de Ávila, Alberto Villarino Otero)

Un **Puente** técnicamente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales como quebradas grandes, ríos, valles, lagos y obstáculos artificiales como vías férreas o carreteras.

Haciendo un análisis un tanto general podemos distinguir en un puente 2 secciones principales, la **Infraestructura** que está formada por los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base de ambos. La segunda parte componente del puente se la llama **Superestructura** y consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras que son los conductores de carga hacia las pilas o estribos. (En la sección de anexos, Anexo 3.1 puede encontrarse una descripción mucho más detallada de los componentes de un puente).



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Para efecto del diseño hidráulico que es lo que realmente interesa a nuestro estudio se considera como puente a la estructura que será construida en una vía terrestre de comunicación para cruzar un curso de agua (quebrada, río, estuario, pantano, etc.)

De acuerdo a la caracterización hidráulica que se obtenga para el curso de agua que se está tratando se pueden establecer la mayoría de características del puente entre las que destacan:

- ❖ Localización del sitio de implantación.
- ❖ Longitud total de la obra.
- ❖ Longitud de las luces.
- ❖ Altura de la rasante.
- ❖ Ubicación, tipo y profundidad de cimentación.
- ❖ Obras posteriores para protección o auxiliares.
- ❖ Obras a realizarse en el cauce.

El desarrollo tanto tecnológico como de diseño ha permitido conocer una amplia gama de puentes que de acuerdo a los requerimientos ya sean topográficos, hidráulicos o estéticos cumplan los requerimientos de un proyecto. (Ver Anexo 3.2)

CAPITULO IV. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

El **Análisis Hidrológico** abarca 2 factores principales que son la Precipitación y la Escorrentía y se complementa con todo lo que respecta al cálculo de parámetros morfométricos, tiempos de concentración, duración e intensidad de lluvias y cálculo de caudales a partir de las diferentes metodologías existentes.

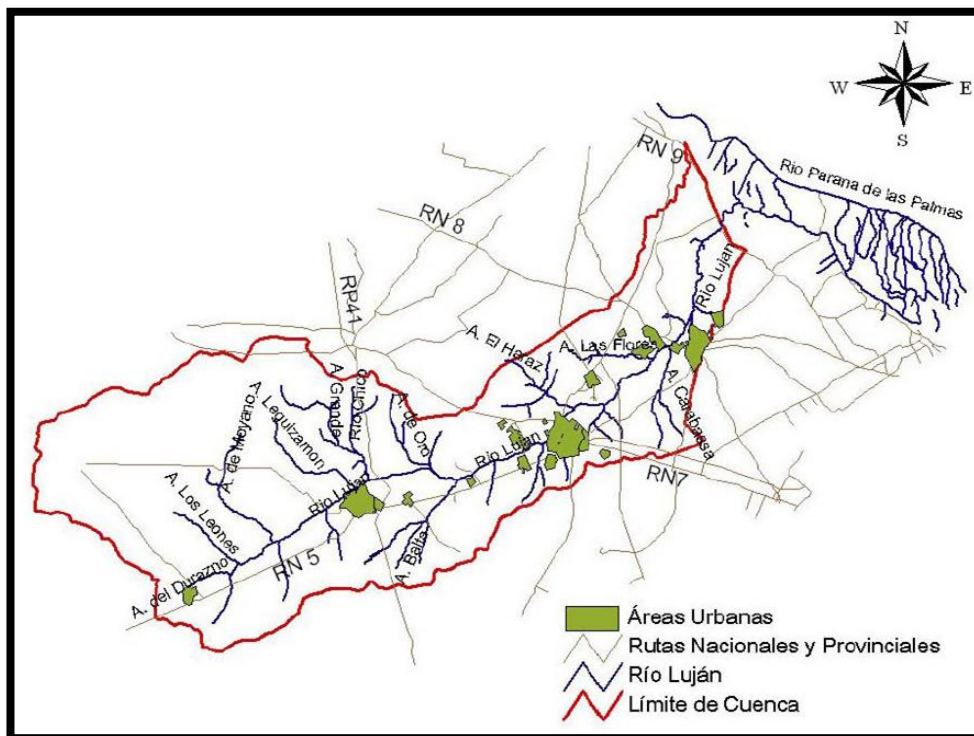


Fig. 8. Vista en planta de una red de drenaje para una cuenca (análisis hidrológico).

(Fuente: Hidrología Superficial Javier Sánchez San Román)

En lo referente al estudio hidrológico debe tenerse en cuenta las limitaciones y condiciones de desarrollo de las metodologías a usar. Este un aspecto de suma importancia, debido a que en nuestro medio generalmente se adoptan formulaciones desarrolladas en otros países cuyas condiciones hidrológicas y geomorfológicas difieren en mayor o menor medida; sin embargo también hay que adicionar que son las únicas herramientas disponibles para dicho fin.

Existen una gran variedad de métodos para evaluar los caudales de diseño, mismos que trataremos a continuación:



UNIVERSIDAD DE CUENCA

- ❖ **Empíricos.-** Son usados cuando no se tiene suficiente información, permiten tener una idea aproximada del caudal de diseño. Los métodos más comunes son Creager y Lowry.
- ❖ **Semi-empíricos.-** En estos métodos se usa como parámetro principal la intensidad de lluvia, además de requerir un conocimiento preciso y aplicado del ciclo hidrológico. Los métodos más usados son el Racional y el de Ven Te Chow.
- ❖ **Estadísticos.-** Son los métodos más usados en sectores en donde se dispone de una serie histórica de datos, de donde se obtienen los caudales máximos anuales. Los métodos más comunes son Gumbel, Normal, Person.
- ❖ **Modelos Matemáticos.-** Representado por el paquete informático HEC HMS (requieren de las características de la cuenca, tiempos de concentración, escurrimiento, periodos de retorno).

Por lo tanto la disposición de datos que se tenga juega un papel sumamente importante al momento de seleccionar el método de análisis. Si el curso de agua a estudiar cuenta con una estación hidrométrica cercana, deben adquirirse el registro de caudales máximos de dicha estación. Ahora si el caudal de diseño se va a estimar a partir de información pluviométrica los datos que se deben conseguir son los del registro de precipitación máxima en 24 horas.

4.1 ANALISIS DE PRECIPITACIONES INTENSAS EN LA ZONA

a) Precipitación

Se entiende por **Precipitación** a la caída de partículas líquidas o sólidas de agua, en definitiva es cualquier tipo de agua que cae sobre la superficie de la tierra. Las diferentes formas de precipitación incluyen lloviznas, lluvia, nieve, granizo, agua nieve, y lluvia congelada.

La **Intensidad de Precipitación** hace referencia a la cantidad de agua registrada en una unidad de tiempo. Normalmente la intensidad es medida en (mm/h). En base a la intensidad percibida se puede clasificar a la lluvia en débil, media o fuerte.

Ahora, una precipitación intensa está directamente relacionada con una alta intensidad que afecta en general un área o una cuenca hidrográfica, y su importancia radica en la utilización de la misma para proyectos de obras hidráulicas y procesos de erosión hídrica entre otros.

El Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (**INAMHI**) publica periódicamente, análisis estadísticos de intensidades que permiten calcular, por medio de las ecuaciones



pluviométricas, la relación Intensidad – Frecuencia – Duración (curvas IDF), para cada una de las denominadas Zonas de Intensidades. (Tanto las curvas IDF como las zonas de intensidades se tratan con más detalle en las siguientes secciones).

Cuando se realizan análisis a partir de registros de lluvias es imprescindible realizar la delimitación de la cuenca hidrográfica ya sea del río o quebrada en estudio, además de algunas características físicas que posteriormente permitirán la estimación: precipitación – caudal (tal como muestra la Fig. 8).

Además se debe realizar también un análisis de frecuencia de los datos de precipitaciones en donde se requiere que los datos sean homogéneos e independientes. Homogéneos en el sentido de que siempre provengan de la misma población, e independientes de tal forma que un evento hidrológico, tal como una tormenta aislada no entre al conjunto más de una vez.

4.2 DETERMINACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN DE DISEÑO PARA 25 Y 100 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO

El **Período de Retorno** es uno de los parámetros más significativos a ser tomado en cuenta en el momento de dimensionar una obra hidráulica destinada a soportar avenidas, como por ejemplo una obra que requiera cruzar un río con seguridad como son los puentes, los diques utilizados para el control de inundaciones. El periodo de retorno podría considerarse como el tiempo intermedio entre dos sucesos improbables y con posibles efectos catastróficos.

En base a la estadística que es la plataforma básica para el análisis de datos hidrológicos se considera al periodo de retorno como el número de años entre la ocurrencia de una tormenta de determinada intensidad y la ocurrencia de otra mayor.

En lo que tiene que ver al periodo de retorno para carreteras, según la importancia que presenta la misma se escoge su periodo de retorno, en Tabla 1 se pueden apreciar algunos valores, aunque en casos particulares dependerá de los términos de referencia en los estudios.

CARRETERAS	PERIODOS DE RETORNO
Arteriales	200 años
Colectoras	150 años
Vecinales	100 años

Tabla 1. Periodos de retorno para diferentes tipos de carretera. (Fuente: MTOP, 2003)

Lo que básicamente se debe realizar es un análisis estadístico de la serie histórica de datos e información, es decir una vez obtenidos los valores de las precipitaciones máximas en 24 horas de una o varias estaciones, pasan por un riguroso estudio y se procede a proyectar las mismas para diferentes periodos de retorno, generalmente dichos valores son de 5, 10, 25, 50 y 100 años. Posteriormente se procede a encontrar el caudal de diseño y éste deriva en el posterior diseño hidráulico de la sección.

Para dicha proyección pueden usarse diferentes metodologías como la Distribución Normal o la distribución de Person, sin embargo el procedimiento más usado es el de Gumbel.

4.3 MÉTODO DE GUMBEL

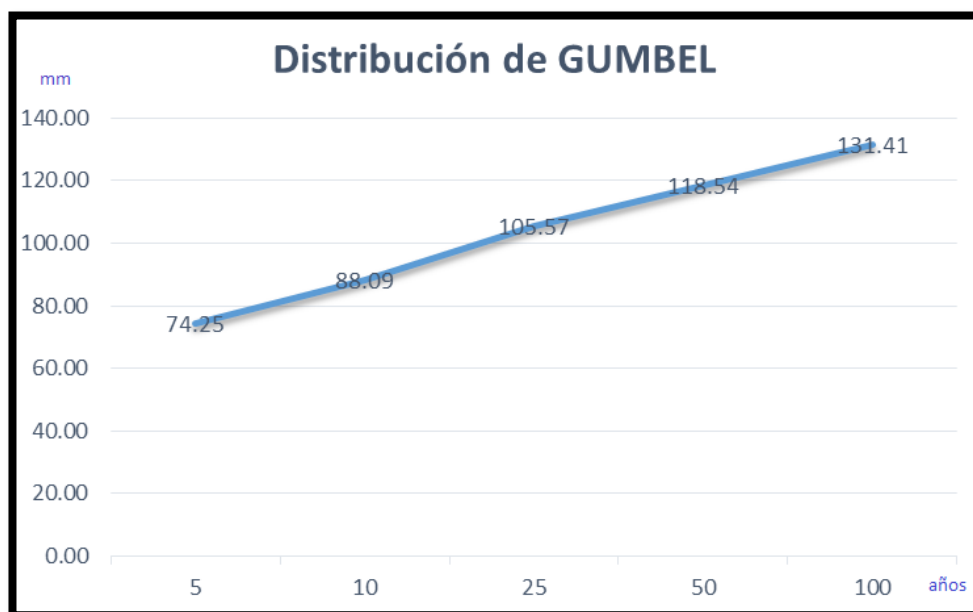


Fig. 9. Gráfico típico de una distribución de Gumbel para datos de precipitación.

(Fuente: Manual de carreteras Luis Bañon Blázquez)



UNIVERSIDAD DE CUENCA

La distribución de Gumbel ha sido usada durante mucho tiempo debido a los buenos resultados que arroja al trabajar con valores extremos independientes de variables meteorológicas y parece ajustarse bastante bien a los valores máximos de precipitación para diferentes intervalos de tiempo. Además también se ha verificado su utilidad para la solución de problemas prácticos ingenieriles como dimensionamiento de redes de drenaje y diversas obras hidráulicas.

Como ya se ha indicado en algunos pasajes anteriores, necesitamos realizar un análisis para diferentes periodos de retorno (5, 10, 25, 50, 100 años), la formulación prescrita para hallar la función de probabilidad es la siguiente: (Fuente: Manual de carreteras Luis Bañon Blázquez)

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

Donde:

$F(x)$ = Función de probabilidad

$T(x)$ = Periodo de retorno para la intensidad "X" (años)

Posteriormente la probabilidad de excedencia de un valor "X" viene expresada como:

$$p = 1 - F(x) = 1 - e^{-e^{-y}}$$

Donde:

p = Probabilidad de excedencia de un valor "X"

e = Base de logaritmos naturales = 2.718

y = Variable reducida

X = Magnitud de la variable

La magnitud de la variable posee la siguiente formulación:

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

Además

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

Donde:

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

K = Factor de frecuencia

s_x = Desviación estándar de la serie de datos



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Debido a que Gumbel es conocida como la función de probabilidad de valor extremo tipo I cuando $k=1$, tenemos lo siguiente:

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

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

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

$$X = u - \alpha [\ln(- \ln(Fx))]$$

(Fuente: Manual de carreteras Luis Bañón Blázquez)

Donde:

u = *Parámetro de ubicación (moda)*

α = *Parámetro de escala*

s = *Desviación estándar*

4.4 BONDAD DE AJUSTE, MÉTODO DE KOLMOGOROV SMIRNOV

El método de Kolmogorov Smirnov es un test de bondad de ajuste considerado para el análisis de una muestra, es decir, permite la medición del grado de concordancia existente entre la distribución de un conjunto de datos y una distribución teórica específica.

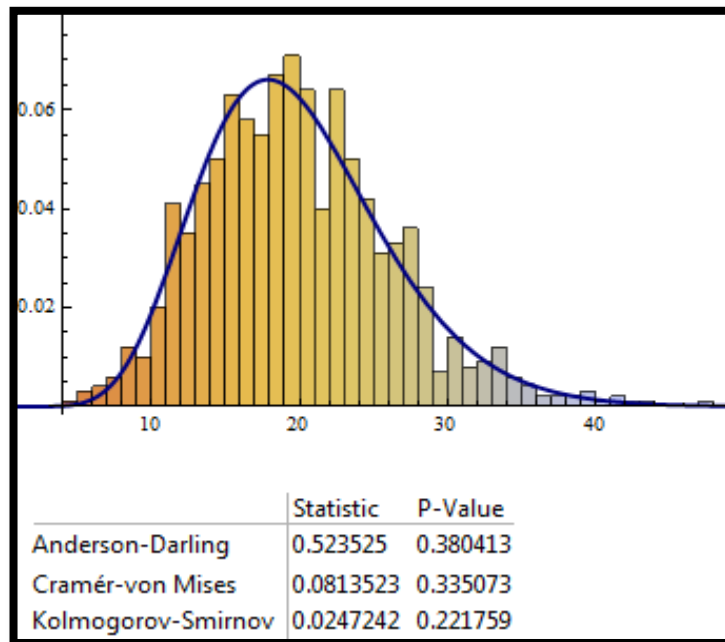


Fig. 10. Aplicación de Kolmogorov Smirnov para una serie de datos. (Fuente: Diseño Hidráulico de Sistemas de Drenaje menores, Costa Rica)

En definitiva el objetivo de esta prueba es señalar y determinar si los datos estudiados o mediciones muestrales proviene de una muestra que tiene una distribución teórica determinada.

Generalmente el procedimiento que se sigue es verificar que la serie de datos de precipitaciones tenga una distribución semejante a una distribución teórica, una vez que se haya verificado dicha hipótesis se procede a realizar la proyección del caudal máximo a futuro. Es decir es el paso predecesor a la aplicación del método de Gumbel.

La secuencia a seguir para lograr el fin del test es bastante fácil y se detalla a continuación: (Fuente: Ministerio de Transporte y Comunicaciones Perú)

- ❖ Identificar la muestra de población a la que se aplicará la prueba.
- ❖ Se plantean 2 hipótesis para la muestra
- ❖ **H₀**, ajuste adecuado
- ❖ **H_a**, ajuste no adecuado
- ❖ Extraer las variables necesarias para trabajar con la prueba, dependiendo de cómo sea el patrón de comportamiento de los datos.
- ❖ Calcular la frecuencia observada de cada uno de los intervalos, la suma de frecuencias observadas debe ser igual a 100.
- ❖ Calcular la frecuencia observada relativa (FOR).
- ❖ Calcular la frecuencia observada relativa acumulada (FORA) y la frecuencia esperada relativa acumulada (FERA).
- ❖ Calcular el **Estadístico de Prueba “D”** para cada intervalo

$$D = \sup |Fn(x) - F(x)_i|$$

- ❖ Buscamos el valor “Dt” en una tabla, en base a los valores de tamaño de muestra y un alfa “α”
- ❖ Comparamos el Estadístico “D” con el valor de “Dt”
 - Si $D < Dt$ se acepta H_0
 - Si $D > Dt$ se rechaza H_0

4.5 CURVAS INTENSIDAD – DURACION – FRECUENCIA (IDF)

Las curvas (IDF) son la representación gráfica de la relación que existe entre la intensidad, la duración y la frecuencia o periodo de retorno de la precipitación.

Constructivamente se las podría expresar como curvas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o periodo de retorno. (Como se muestra en la Fig. 11).

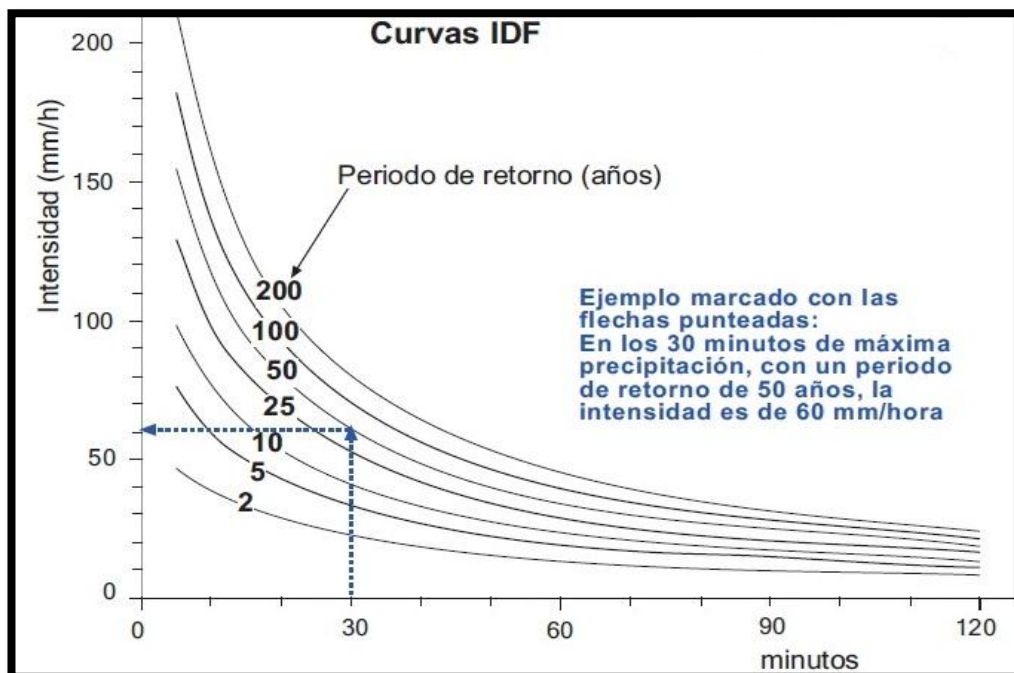


Fig. 11. Grafico típico de curvas IDF para una serie de datos de precipitación cualquiera.



La elaboración de este tipo de curvas requiere de un extenso conocimiento de las intensidades de precipitación de la zona para distintos periodos de retorno. Existen una gran variedad de métodos con los que se podría realizar este tipo de gráficos, los más destacados son: Aparico, Varas y Sánchez o Wenzel (En el Anexo 4.1 se presentan las formulaciones de estos métodos). Dichas curvas son una base que permite elaborar a futuro el hidrograma triangular unitario y posteriormente el Hietograma de diseño.

4.6 DETERMINACIÓN DE LA ECUACIÓN DE FRECUENCIA DE INTENSIDADES

Para la utilización práctica de los datos de lluvias en los diferentes campos de ingeniería, es necesario conocer la estrecha relación existente entre las cuatro características fundamentales de las precipitaciones: intensidad, duración, frecuencia y distribución.

El conocimiento sobre la distribución superficial de las precipitaciones como ya se dijo anteriormente se obtiene de un análisis regional de los datos registrados en las diversas estaciones pluviográficas o de las cantidades de lluvia medidas en los pluviómetros en intervalos de tiempo.

4.6.1 ESTUDIO DE INTENSIDADES

Luego de obtener las precipitaciones máximas para varias duraciones y periodos de retorno, se debe orientarlas en función de la intensidad máxima en 24 horas, acción que sirve para el trazado y ajuste de las curvas de intensidades representado con la siguiente ecuación (INAMHI):

$$I = \frac{K * T^m}{t^n}$$

Ecuación en función de I_d

$$I_{TR} = \frac{K * I_{d_{TR}}}{t^n}$$

(Fuente: Estudio de lluvias intensas INAMHI - Luis Rodríguez Fiallos 1999)

Donde:

I_{TR} = Intensidad de precipitación para cualquier periodo de retorno (mm/h)

$I_{d_{TR}}$ = Intensidad diaria para un periodo de retorno en (mm/h)



TR = *Periodo de retorno*

t = *Tiempo de duración de la lluvia en minutos*

K, m y n = *Constantes de ajuste determinado aplicado minimos cuadrados*

La caracterización pluviográfica del país es uno de los aspectos más importantes para el diseño de obras de drenaje, por lo que el INAMHI ha considerado necesario y oportuno actualizar los estudios de intensidades existentes, con la información pluviográfica y pluviométrica disponible, de tal forma que se comprenda la totalidad de casos y se tenga una mejor apreciación de los mismos.

Esta entidad determinó ecuaciones para las 35 zonas características que se han considerado en el Ecuador (año 1999), comparando datos de intensidades de 178 estaciones meteorológicas representativas del país, determinándose una correspondencia entre los valores de intensidades de lluvias extraordinarias y de las precipitaciones máximas en 24 horas, con la finalidad de que si conoce este último valor en cualquier lugar del país, se obtenga la intensidad correspondiente para el diseño de una obra hidráulica con la ecuación determinada para la zona. (En la Fig. 12 está representada la distribución de zonas en el país).

Como se ha mencionado anteriormente las ecuaciones de intensidades están en función de I_{Tr} / I_{dTR} , por lo que para calcular la intensidad en un sector determinado donde se está diseñando la obra, es necesario obtener de los mapas de isolíneas de intensidades de precipitación, el valor de I_{dTR} para el periodo de retorno considerado y reemplazar en la ecuación correspondiente de la zona, obteniéndose directamente la intensidad de lluvia en (mm/h).

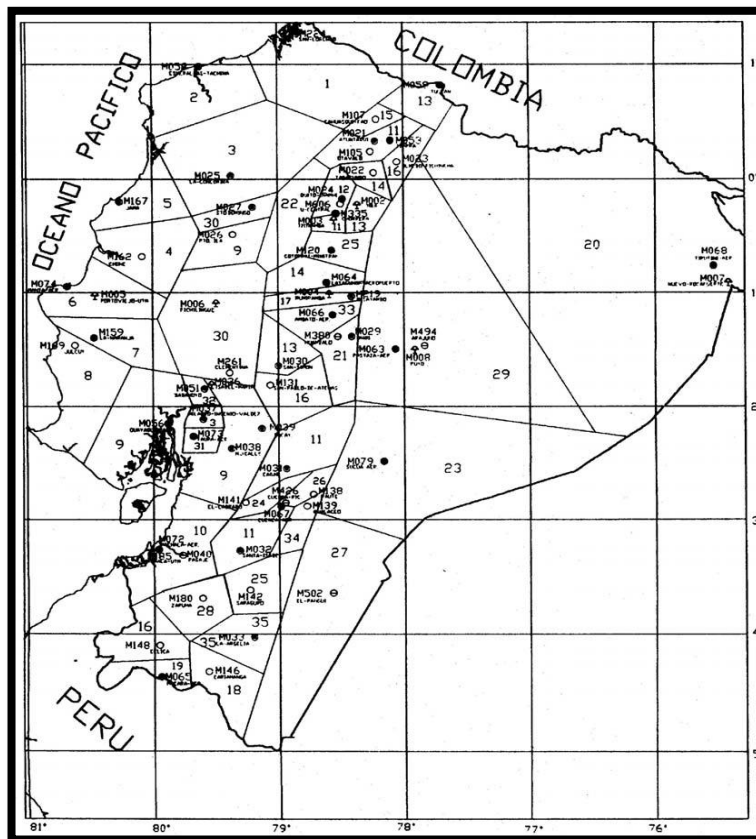


Fig. 12 Zonificación de intensidades para el Ecuador.

(Fuente: Estudio de lluvias intensas INAMHI - Luis Rodríguez Fiallos 1999)

4.6.2 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El **Tiempo de Concentración**, es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más alejado hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad (a mayor duración disminuye la intensidad), entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración "**tc**".

El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría en planta de la cuenca (una cuenca alargada tendrá mayor tiempo de concentración), de su pendiente (pues una mayor pendiente produce flujos más veloces y menor tiempo de concentración), el área, las características del suelo, la cobertura vegetal, etc., aunque la mayoría de las fórmulas solo incluyen la pendiente, la longitud del cauce mayor desde la divisoria y el área.

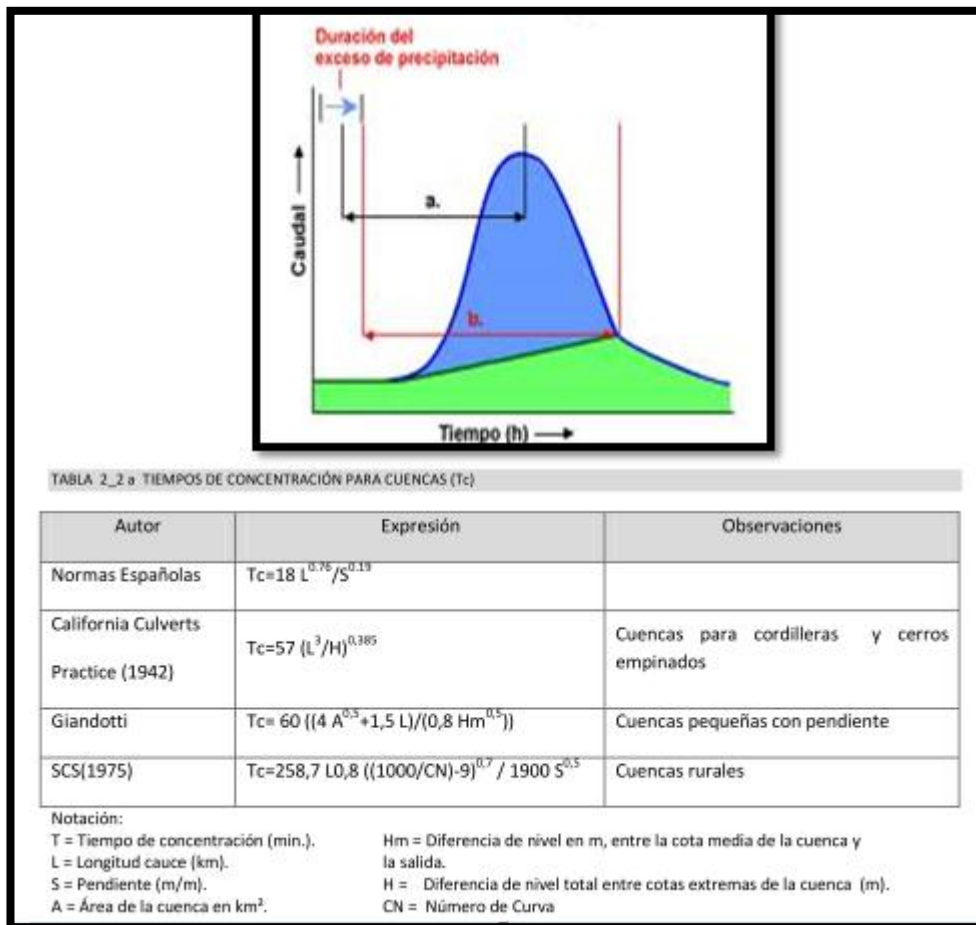


Fig. 13 Tiempo de concentración (Fuente: Manual de Carreteras de INVIAS).

Para nuestro estudio se utiliza la ecuación de California Culverts Practice (1942)

$$t_c = 0,0195 \left(L^3 / H \right)^{0.385}$$

(Fuente: Manual de drenaje para Carreteras INVIAS).

Dónde:

Tc = el tiempo de concentración (min)

L = longitud del cauce principal (m)

H = El desnivel entre el extremo de la cuenca y el punto de descarga (m)



4.7 CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO PARA ALCANTARILLAS, APLICANDO EL “MÉTODO RACIONAL”

El **Método Racional** supone que el escurrimiento máximo proveniente de una tormenta es proporcional a la lluvia caída, supuesto que se cumple en forma más rigurosa en cuencas mayoritariamente impermeables o en la medida que la magnitud de la lluvia crece y el área de aporte se satura.

Es un método simple empleado para estimar el caudal máximo para cuencas de drenaje pequeñas que no superen los 1.6km². Permite determinar el caudal en función de los datos de precipitación pluvial del lugar, del área de la cuenca, de la topografía y del tipo del suelo.

La formulación usada para este fin es la siguiente:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360}$$

(Fuente: Hidrología Superficial Javier Sánchez San Román).

Dónde:

Q= el caudal máximo probable (m³/seg)

C= El coeficiente de escorrentía (Tabla 2)

I= la intensidad de la precipitación (mm/h)

A= Área de la cuenca de drenaje (Ha)

La intensidad de la lluvia está referida al valor medio y al tiempo de duración de la misma.

4.7.1 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

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



Fig.14. Incidencia del coeficiente de escorrentía en el método racional.

(Fuente: Manual de drenaje para carreteras INVIAS).

En la Tabla 2 se pueden observar valores tipos para el coeficiente de escorrentía “C” en función de los factores que ya nombramos inicialmente.

COEFICIENTE DE ESCORRENTIA C						
COBERTURA VEGETAL	TIPO SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		50%	20%	5%	1%	
SIN VEGETACION	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 VEGETACION 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 VEGETACION	IMPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	SEMIPERMEABLE	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	PERMEABLE	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Tabla 2. Coeficientes de Escorrentía, (Fuente: MTOP, 2003)



4.8 CÁLCULO DE CAUDALES PARA PUENTES, “METODO SCS” (SOIL CONSERVACION SERVICE, EEUU)

Este método también conocido como del “Número de Curva CN”, sirve para trabajar con áreas de drenaje superiores a 1.6 km². Consta de dos partes, en la primera de ellas se hace una estimación del volumen de escorrentía resultante de una precipitación - escurrimiento directo, y en la segunda se determina el tiempo de distribución del escurrimiento, incluyendo el caudal de punta.

a) Cálculo de Volumen de Escorrentía Directa (Fuente: MTOP, 2003)

La ecuación que rige es la siguiente:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{S + P - I_a} \quad \text{para } P \geq I_a$$

(Fuente: MTOP, 2003)

Dónde:

Q = Escurrimiento superficial

I_a = Abstracciones iniciales (pérdidas por interceptación, almacenamiento en depresiones e infiltración, antes de que se produzca el escurrimiento)

S = Retención potencial máxima (máxima cantidad de lluvia que la cuenca puede absorber)

P = Profundidad del evento de precipitación

La experiencia práctica ha demostrado que I_a es aproximadamente el 20% de la retención potencial máxima, así $I_a = 0.2 \cdot S$, por lo que la ecuación de escurrimiento puede escribirse como:

$$Q = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S}$$

El valor de S en (mm) se relaciona con el número de curva de escorrentía (CN), por la definición:

$$S = 254 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$



UNIVERSIDAD DE CUENCA

El valor de la retención potencial máxima **S** es función de 5 factores: uso de la tierra, interceptación, infiltración, almacenamiento por depresiones y humedad antecedente.

El valor de **CN** es un parámetro hidrológico de una cuenca o zona determinada e indica el potencial para generar escurrimiento cuando los suelos no están congelados, de manera que un alto valor del mismo produciría gran escurrimiento y viceversa. Según análisis empíricos se han sugerido que está en función de 3 factores: grupo de suelo, la cobertura y las condiciones y antecedentes de humedad.

Los números de curvas se aplican para condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), mismas que se indican en la Tabla 3.

PRECIPITACIÓN ACUMULADA PARA TRES NIVELES DE CONDICIÓN DE HUMEDAD ANTECEDENTE	
CONDICION DE HUMEDAD ANTECEDENTE (AMC)	Precipitación acumulada de los 5 días previos al evento en consideración (cm)
I	0.00-3.30
II	3.50-5.25
III	Más de 5.25

Tabla 3. Clasificación de condiciones antecedentes de humedad para el método. (SCS)

(Fuente: Manual de drenaje para carreteras de INVIAS)

Los números de curva han sido tabulados por el “Soil Conservation Service” en base al tipo de suelo y el uso de la tierra. Se definen cuatro grupos de suelos, mismos que se pueden apreciar en la Tabla 4.



GRUPO HIDROLOGICO	POTENCIAL DE ESCORRENTÍA	INFILTRACIÓN CUANDO LA TIERRA ESTA HÚMEDA	SUELOS TÍPICOS
A	ESCASO	ALTA	Arenas y grava excesivamente drenadas
B	MODERADO	MODERADO	Texturas medias
C	MEDIO	LENTA	Textura fina o suelos con una capa que impide el drenaje hacia abajo
D	ELEVADO	MUY LENTA	Suelos de arcillas hincadas o compactadas o suelos poco profundos sobre capas impermeables

Tabla 4. Grupos hidrológicos del suelo (SCS)

(Fuente: Manual de drenaje para carreteras de INVIAS)

b) Calculo del Tiempo de Escorrentía y Caudal de Punta

Hidrograma.- Se conoce como hidrograma a un gráfico que permite observar el comportamiento del caudal acumulado durante una tormenta a través del tiempo de la misma.

Hidrograma Unitario Triangular.- Es un método lineal típico para una cuenca. Unitario ya que el volumen de escorrentía bajo el hidrograma se ajusta a 1cm, y Triangular debido a su forma.

El Hidrograma Unitario Triangular queda definido al definir su tiempo base y el caudal pico del mismo. En la figura que se presenta a continuación se puede apreciar los factores que inciden en el proceso de construcción de dicho hidrograma.

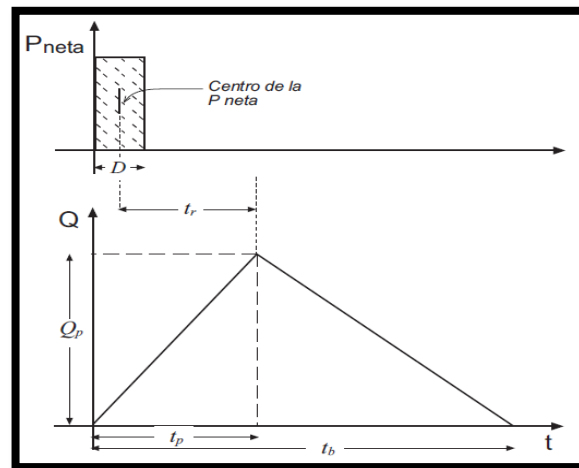


Fig.15. Forma del hidrograma Triangular

(Fuente: Irrigación y drenaje – Hugo Amado Rojas.)

Los valores de las diferentes relaciones de la gráfica se obtienen de fórmulas empíricas, las cuales se indican a continuación:

$$t_p = 0.5 \cdot D + 0.6 \cdot t_c$$

$$Q_p = \frac{0.208 \cdot A \cdot P}{t_p}$$

$$t_b = 2.67 \cdot t_p$$

Dónde:

T_p = tiempo de punta (horas)

Q_p = caudal de punta (m^3/seg)

A = área de drenaje (km^2)

P = precipitación efectiva (mm)

D = duración de la precipitación efectiva

T_c = tiempo de concentración. (Fórmula del apartado 4.6.2)

$$t_r = 2.587 \cdot L^{0.8} \frac{\left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{1900 \cdot H^{0.5}}$$

(Fuente: Manual de drenaje para carreteras INVIAS).

Dónde:

T_r = tiempo de retardo (horas)

L = Longitud del cauce del río (m)

CN = número de curva debida al escurrimiento

H = pendiente media de la cuenca (%)

4.8.1 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

El hidrograma de escorrentía de un evento representa la respuesta de la cuenca a la característica de la lluvia que lo produce.

Hidrograma Unitario es aquel producido por una lluvia efectiva unitaria, expresada en milímetros. Explicado de otra manera, es el hidrograma producido por una lluvia efectiva de un milímetro. El hidrograma unitario conceptual implica que la lluvia se distribuye uniformemente sobre la cuenca. (Sánchez, 2004)

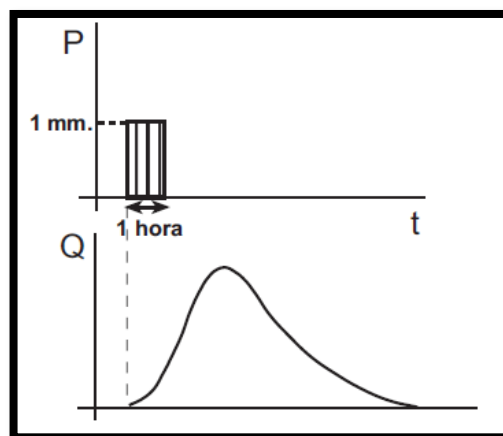


Fig.16. Hidrograma Unitario

(Fuente: Irrigación y drenaje – Hugo Amado Rojas.)

El hidrograma total se puede encontrar en base a la sumatoria de los hidrogramas sucesivos, hasta el término de la precipitación, es decir desplazados en los intervalos de tiempo considerados.

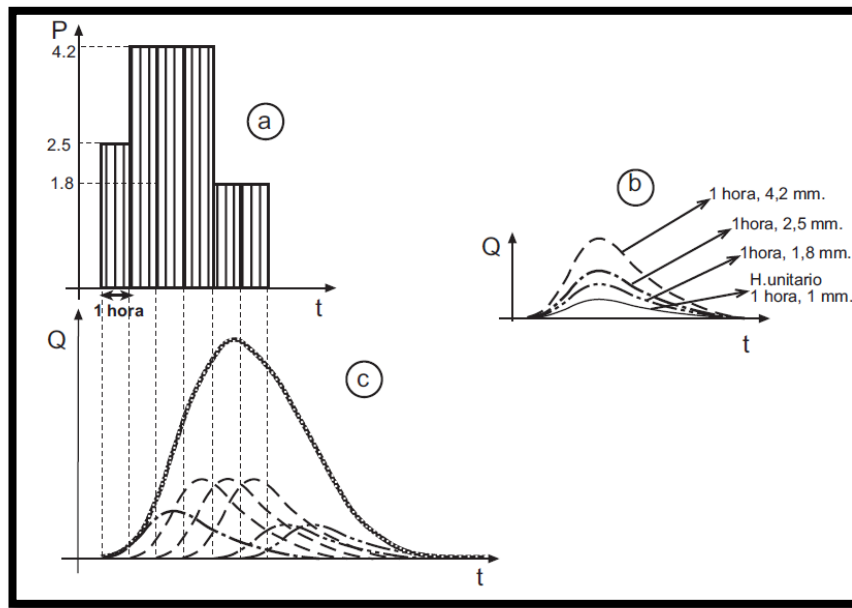


Fig. 17. a) Hietograma de precipitaciones, b) Hidrograma para cada hora, c) Hidrograma resultante.

(Fuente: Irrigación y drenaje – Hugo Amado Rojas.)

CAPITULO V. ANALISIS HIDRAULICO

5.1 CRITERIOS, PARAMETROS Y DISEÑO DE CUNETAS

5.1.1 CRITERIOS

- a) Tipología.-** En lo que respecta a la forma que pueden presentar las cunetas la gama de variables es un tanto amplia, sin embargo incide mucho al momento de escoger la sección la capacidad hidráulica que presente la misma. Dentro de los tipos de cuentas se tiene a la rectangular, trapezoidal y la más comúnmente usada en la actualidad que es la triangular (Anexo 1.1).
- b) Dimensiones.-** Generalmente para estar dentro del rango de la seguridad el MTOP establece dimensiones tipo de una cuneta triangular, en donde la altura ronda los 15cm mientras que el ancho está por los 60 cm.
- c) Localización.-** Las cunetas habitualmente están ubicadas en las partes laterales de la vía. Sin embargo se podrían adoptar otras posiciones para cunetas suplementarias como lo son las cunetas de pie de terraplén o las de coronación de terraplén (Anexo 1.2).
- d) Pendiente.-** La pendiente debe ser la misma que la que presenta el perfil longitudinal de la vía, aunque existen situaciones en las que es necesario variar dicha inclinación para mejorar la trabajabilidad de la cuenta y mejorar el perfil geométrico de la vía. Variaciones en la pendiente originan cambios en la velocidad del agua que circulará por el canal, por tanto es conveniente intentar hallar el equilibrio entre estos dos factores. A continuación se presenta un cuadro guía para dicha selección

Material	Velocidad (m/s)	Material	Velocidad (m/s)
Arena Fina	0.45	Pizarra Suave	2.00
Arcilla Arenosa	0.50	Tepetate	2.00
Arcilla Ordinaria	0.85	Grava Gruesa	3.50
Arcilla Firme	1.25	Zampeado	3.40-4.50
Grava Fina	2.00	Concreto	4.50-7.50

Tabla 5. Resumen de materiales y velocidades usados para cunetas.

(Fuente: MTOP, 2003)



UNIVERSIDAD DE CUENCA

La tabla anterior, proporciona valores para lo que respecta al diseño de la pendiente en función de la velocidad, sin embargo un valor bastante usado en nuestro medio y que se ha establecido casi como una normativa es el de evitar en lo posible velocidades superiores a los 4m/s, para cuando el material de la cuneta sea hormigón.

- e) **Longitud Máxima.-** Se obtiene la longitud máxima de cuneta en función cumplir con la garantía de trabajabilidad del canal es decir que el caudal de agua no supere el de la sección y que se eviten en lo máximo posible depósitos de material en el fondo del conducto. Para casos en los que no se estén cumpliendo a cabalidad estos aspectos será necesario la creación de elementos de descarga que permitan evacuar el agua de las cunetas hasta un drenaje natural.

5.1.2 PARÁMETROS

- a) **Pendiente y Velocidad (S , V).**- Como se argumentó anteriormente, se trata de buscar un equilibrio entre la pendiente del canal de tal forma que no se produzcan velocidades que pongan en riesgo correcto funcionamiento del sistema.
- b) **Área(A).**- Se mencionaron en algunos pasajes del capítulo 3 que la sección hidráulica más conveniente y más usada es la triangular. Se realiza un proceso de iteración en el que se trata de encontrar un área de sección que garantice tener un caudal como mínimo igual al de diseño.
- c) **Radio Hidráulico (R).**- Parámetro que resulta de la relación entre la superficie transversal del flujo y el perímetro mojado de la superficie del canal. ($R=A/P$). Es decir su valor está en función del área y medidas seleccionadas.
- d) **Coeficiente de Manning (n).**- Es el coeficiente de rugosidad que presenta el material con el que fue construido el canal o cuneta, Existe una infinidad de materiales y por tanto una inmensa cantidad de valores para " n ", dichos valores se muestran en la sección de anexos del presente escrito (Anexo 5.1).



5.1.3 DISEÑO

El área hidráulica de una cuneta se determina en base al caudal máximo de diseño, a la sección transversal, a la longitud, a la pendiente y a la velocidad. El periodo de retorno para el diseño de las cunetas depende del tipo de proyecto vial, sin embargo se recomienda utilizar el cálculo para un periodo de 25 años y la precipitación de diseño a considerar es de 30 minutos de duración (Fuente: Estudio de Lluvias intensas INAMHI).

El dimensionamiento o diseño hidráulico de la cuneta consiste en verificar que la capacidad hidráulica de la estructura, estimada con la expresión de Manning, sea superior al caudal de diseño.

La expresión de Manning es:

$$Q = V \times A = \frac{A \times R^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

(Fuente: Hidráulica de canales abiertos – Ven Te Chow)

Dónde:

Q = Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo (m^3/seg)

A = Área mojada de la sección en metros cuadrados (m^2)

R = Radio Hidráulico (m)

S = Pendiente de Fondo (m/m)

n = Coeficiente de Rugosidad de Manning

El caudal de diseño se obtiene del agua lluvia que cae a la calzada y que escurre hacia la cuneta agregándole además el agua que escurre desde los taludes adyacentes a la carretera.

Henderson ha desarrollado un método de cálculo, basado en las ecuaciones fundamentales de la hidráulica, para determinar la relación precipitación-escurrimiento en superficies planas con pendiente transversal, considerando la intensidad de la precipitación constante y uniformemente distribuida, estableciendo una serie de ecuaciones simples para estimar el tiempo (***te***) en que se establece el caudal máximo, por unidad de ancho, y el valor mismo al final de la superficie plana. (MTOP, 2003).

Las ecuaciones son las siguientes:

$$Vo = \frac{i}{3.6 \times 10^6}$$

$$a = (S^{1/2} / n)$$



$$te = (L/(a * Vo^{2/3}))^{3/5}$$

$$q = a \times (Vo \times t)^{5/3} \text{ para } 0 < t < te$$

$$q = a \times (Vo \times te)^{5/3} \text{ para } te < t < d$$

(Fuente: Hidráulica de canales abiertos – Ven Te Chow)

Dónde:

d = Duración de la lluvia (seg)

i = Intensidad de la precipitación en exceso (mm/h)

L = Longitud del tramo (m)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

q = Caudal unitario n en el tiempo t ($m^3/\text{seg}/m$)

$q_{\text{máx}}$ = Caudal unitario máximo durante el intervalo $(d - te)$ ($m^3/\text{seg}/m$)

So = Pendiente media de la superficie

t = Tiempo (seg)

te = Tiempo de equilibrio para que se presente el $q_{\text{máx}}$ (seg)

Luego de establecido el caudal por ancho unitario, que descarga en la cuneta, se procede a determinar el caudal de diseño considerando toda la longitud de la cuneta.

Posteriormente se calcula el caudal proveniente de los taludes adyacentes a la carretera que es el resultado del escurrimiento del agua lluvia pero sobre el suelo natural, dicho cálculo se debe realizar mediante el Método Racional, tema que fue tratado ya en la sección 4.7 de esta monografía.

Una vez obtenido el caudal de diseño para la cuneta se usa la formulación de Manning, en donde el diseñador debe imponerse una sección tipo, sus dimensiones y sus diferentes especificaciones siempre dentro de los rangos de diseño y verificar que cumpla con los requerimientos mínimos de gasto.

5.2 CRITERIOS, PARAMETROS Y DISEÑO DE ALCANTARILLAS

5.2.1 CRITERIOS

- a) **Localización:** Las alcantarillas deben construirse de tal forma que se varíe lo menos posible la alineación, pendiente y curso del agua. (Anexo 2.2).
- b) **Alineación.-** La mejor alineación posible que puede darse a una alcantarilla es perpendicular a la vía, sin embargo existen situaciones en las que es necesario colocar dicho conducto de manera enviada, debido a que se requieren mejorar las condiciones hidráulicas y el funcionamiento de la tubería.
- c) **Pendiente.-** Una alcantarilla tiene la pendiente ideal cuando al momento de trabajar no se producen sedimentación, velocidades excesivas ni erosión. Para evitar en lo posible los 3 problemas anteriores se ha normado la pendiente y se recomienda que la misma varíe de 0.5% a 3%. (Fuente: Manual de drenaje para carreteras INVIAS)
- d) **Longitud.-** La longitud es una característica que depende de una serie de factores entre los que destacan: ancho de la corona de la carretera, altura del terraplén, pendiente del talud, alineación y pendiente de la alcantarilla y finalmente de la protección que se use tanto a la entrada como a la salida de la estructura.

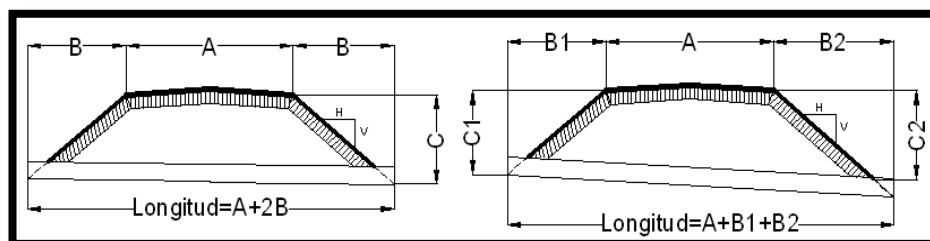


Fig. 18. Longitud de las alcantarillas.

(Fuente: Manual de drenaje para carreteras INVIAS)

- e) **Velocidad:** Generalmente debe verificarse que la velocidad del agua que circula por el conducto sea menor a la máxima permisible del material del cauce, de tal forma que se evite la erosión tanto en la entrada como en la salida de la alcantarilla. Además que no produzca desgaste dentro del ducto.

f) Carga Admisible a la Entrada (HE): El menor valor de los siguientes criterios:

- ❖ Disponer de un bordo libre mínimo de 1 metro, medido desde el nivel de la rasante.
- ❖ Que no sea mayor a 1.2 veces la altura del ducto.

5.2.2 PARÁMETROS

Para el hallazgo del caudal de diseño para alcantarillas se usará el método racional. Como ya expuso en el apartado 4.7, este método requiere algunas especificaciones en cuanto a los parámetros de incidencia, mismos que se detallan a continuación:

a) Área de Drenaje (A).- Se debe considerar que el área de aporte es la superficie en proyección horizontal limitada por el parte - aguas. Tal como lo muestra la Fig. 19.

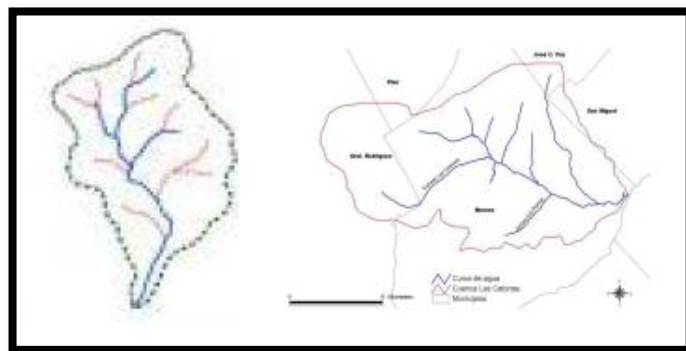


Fig. 19. Área de drenaje de una cuenca. (Vista en planta).

(Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC PERÚ)

b) Coeficiente de Escorrentía (C).- El terreno por lo general no presenta las mismas características ni propiedades, es decir la escorrentía no será uniforme en toda el área, por lo que se debe realizar una ponderación de los coeficientes de escorrentía de todos los tipos de suelo existentes en dicha superficie. Los valores de escorrentía usados se presentan en la Tabla 2 de la sección 4.7 del presente documento.

c) Intensidad de Precipitación (I).- El cálculo de la intensidad se realiza en base a la obtención de las curvas IDF (Intensidad – Duración – Frecuencia) que ya fueron explicadas en el capítulo 4.5. El periodo de retorno a escoger es variable aunque por lo general se usa 25 años como norma.

5.2.3 DISEÑO

En el diseño de alcantarillas se debe garantizar que las mismas trabajen como canales, es por esta razón por la que en el dimensionamiento de estos sistemas de drenaje se trabaja con la formulación de Manning.

$$Q = \frac{A \times R^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

(Fuente: Hidráulica de canales abiertos – Ven Te Chow)

El caudal máximo de diseño se determina a través de la sumatoria de los caudales que escurren por las cunetas (Henderson: el caudal procedente del escurrimiento superficial en la superficie de la vía, y taludes adyacentes a la vía), y el aporte del drenaje por superficie estimada para un determinado periodo de retorno (quebrada o canal de agua drenado que se calcula mediante el Método Racional).

Normalmente se adopta periodos de retorno de 25 a 50 años para el diseño hidráulico de alcantarillas.

En definitiva queda afirmado que el diseño no es más que un proceso de determinación de sección, material y embocadura de alcantarilla, que para la longitud y pendiente que posee, sea capaz de evacuar el caudal de diseño. Provocando un nivel de agua en la entrada que no ponga en peligro de falla estructural al sistema.

Existen 2 formas precisas de escurrimiento en las alcantarillas, mismas que a su vez incluyen a todas las demás formas, estas son:

- ❖ Escurrimiento con Control de Entrada
- ❖ Escurrimiento con Control de Salida

Entendiéndose por **sección de control**, a aquella sección en donde existe una relación definida entre el caudal y el tirante de agua. Esta sección es donde se supone que se desarrolla un tirante de agua que está bastante próximo al crítico.

a) Flujo con Control de Entrada (Fuente: Diseño Hidráulico de Alcantarillas, Facundo J. Alonso).

Para este tipo de flujo el tirante crítico se suscita en las proximidades de la sección de entrada a la alcantarilla, quedando hacia aguas arriba de esta sección un remanso con flujo subcrítico, y aguas abajo, adoptando un flujo supercrítico. Por tanto todo evento

que se suscita aguas arriba de la sección tiene influencia en la cota de entrada de la alcantarilla mientras que todo lo que suceda aguas abajo deja de influir y se desprecia.

Los únicos factores a considerar por tanto serán:

- ❖ Tipo y dimensiones de la sección transversal.
- ❖ Geometría que presenta la embocadura.
- ❖ Cota de entrada del agua. (H_e)

Los casos más usuales para definir si un flujo tiene control de entrada son:

- 1) La entrada está descubierta y la pendiente es supercrítica, pudiendo o no fluir llena la sección en parte del conducto. (Fig. 20. a)
- 2) La entrada está sumergida, y sin embargo no fluye lleno el conducto, pudiendo ser subcrítica o supercrítica la pendiente. (Fig. 20. b)

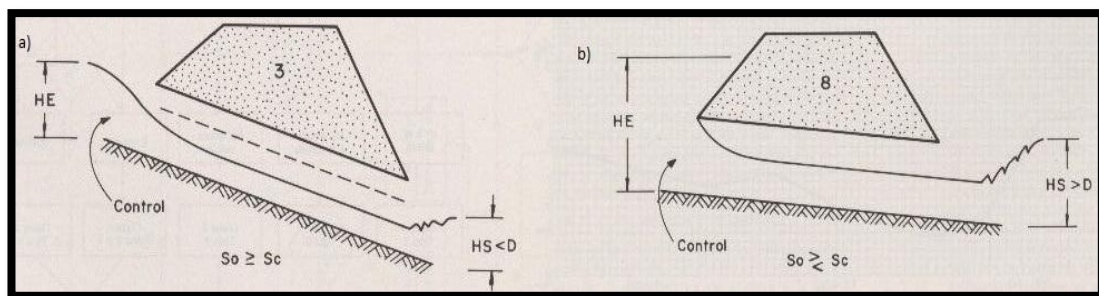


Fig. 20. Flujo con control de entrada

(Fuente: Diseño Hidráulico de Alcantarillas, Facundo J. Alonso).

Cálculos para Flujo con Control de Entrada

El procedimiento de cálculo es bastante rápido y sencillo para este tipo de flujo, y puede plantearse de la siguiente manera:

- 1) Se adopta un caudal de diseño.
- 2) Se propone una tipología de alcantarilla (forma y dimensiones).
- 3) Elegir un tipo de entrada.
- 4) Se calcula la altura que debe formarse a la entrada (H_e) necesaria para permitir el paso del caudal de diseño. Si ese nivel no supera la altura máxima admisible para el agua a la entrada de la alcantarilla de acuerdo a los condicionantes de diseño planteados en el problema en cuestión, se continúa en el paso 5, de lo contrario, se vuelve al paso 2 y se varían dichos parámetros.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

5) Se verifica que el nivel (HE) no sea demasiado pequeño, es decir, que no se haya sobredimensionamiento, pues esto ocasionaría costos excesivos e innecesarios.

6) Se adopta la alcantarilla propuesta como una de las posibles soluciones del problema.

Además para este tipo de flujo tenemos nomogramas que interrelacionan las variables involucradas. En la sección 6.1 de los Anexos, se presenta uno de estos nomogramas. En particular se presenta el nomograma construido para secciones transversales de alcantarilla tipo bóveda, donde la altura y en ancho máximo de la bóveda definen la geometría de la sección.

b) Flujo con Control de Salida (Fuente: Diseño Hidráulico de Alcantarillas, Facundo J. Alonso).

Este flujo se caracteriza porque el tirante crítico se forma en las proximidades de la sección de salida de la alcantarilla, provocándose hacia aguas arriba de dicha sección un remanso en flujo subcrítico, y aguas abajo un flujo supercrítico. Entonces cada una de las acciones que se den hacia aguas arriba de la sección tiene incidencia directa en el nivel a la entrada de la alcantarilla.

En base a esta aseveración los factores a considerar son:

- ❖ Tipología y dimensiones de la sección transversal.
- ❖ Geometría de la embocadura.
- ❖ Nivel de agua a la entrada. (HE).
- ❖ Nivel de agua a la salida.
- ❖ Pendiente de la alcantarilla.
- ❖ Rugosidad de la alcantarilla.
- ❖ Longitud de la alcantarilla.

Los casos típicos para definir el flujo con control de salida son:

- 1) La altura del agua no sumerge la entrada y la pendiente de la alcantarilla es subcrítica (Fig. 21. a).
- 2) La alcantarilla fluyendo a plena capacidad (Fig. 21. b).

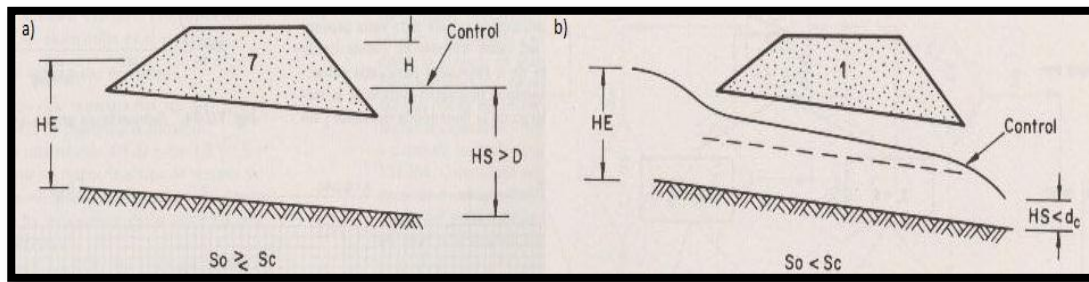


Fig. 21. Flujo con control de salida

(Fuente: Diseño Hidráulico de Alcantarillas, Facundo J. Alonso).

Cálculos para Flujo con Control de Salida

Para este fin es necesario plantear la ecuación de energía entre la entrada y la salida de la alcantarilla, de donde resulta una ecuación general del siguiente tipo:

$$H_e = H + H_1 - L \times i$$

(Fuente: Diseño Hidráulico de Alcantarillas, Facundo J. Alonso).

Dónde:

H_e = nivel a la entrada

H_1 = nivel a la salida

H = energía empleada en la obtención de energía de velocidad a la salida, más la pérdida por fricción y pérdidas a la entrada.

L = Longitud de la alcantarilla

i = pendiente de la alcantarilla

La pérdida de carga entre la entrada y la salida de la alcantarilla, será igual a la suma de los siguientes integrantes:

Pérdida de carga por velocidad (h_v)

Pérdida de carga en la entrada (h_e)

Pérdida de carga por fricción (h_f)

Dónde:

$$h_v = \frac{V^2}{2g}$$

$$h_e = k_c \times \frac{V^2}{2g}$$



$$h_f = \frac{2 \times g \times n^2 \times L}{R^{4/3}} \times \frac{v^2}{2g}$$

Lo cual podemos expresar también de la manera siguiente, dado que:

$$h_f = L \times S_f$$

$$S_f = \frac{V^2 \times n^2}{R^{4/3}}$$

Lo que resulta:

$$h_f = L \times \frac{V^2 \times n^2}{R^{4/3}}$$

Con el artificio de Multiplicar por “2g” el numerador y denominador, resulta la ecuación:

$$H = \left(1 + k_e + \frac{2gn^2L}{R^{4/3}} \right)$$

Donde la velocidad es:

$$V = \frac{Q}{A}$$

El coeficiente **K_e** es un coeficiente experimental que considera las pérdidas en la entrada a la alcantarilla. En el Anexo 6.2 se ha introducido una tabla de consulta con valores de **K_e** en función del tipo de estructura con la que se trabaje.

Una vez determinado el valor de H , se puede resolver tranquilamente la primera ecuación debido a que el resto de variables resultan ser valores ya conocidos. Así, $H1$ es el nivel aguas abajo que se asume conocido, y el término “ $L \times i$ ” es la longitud de la alcantarilla multiplicada por su pendiente, ambos elementos preestablecidos en el diseño de la misma.

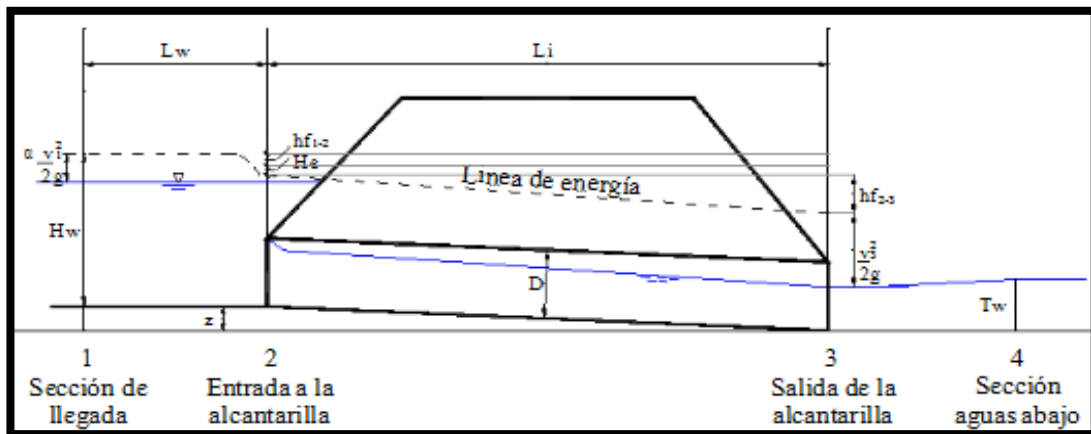


Fig. 22. Representación de las pérdidas que se suscitan en una alcantarilla.

(Fuente: Diseño Hidráulico de Alcantarillas, Facundo J. Alonso).

Ecuaciones de Flujo en Alcantarillas

Por lo general las ecuaciones de flujo en una alcantarilla se determinan aplicando las ecuaciones de continuidad y energía entre la sección de llegada y una sección cualquiera aguas abajo, que normalmente se encuentra dentro de la alcantarilla. La ubicación que se le quiera dar a la sección aguas abajo está condicionada por el tipo de flujo que se tenga dentro de la alcantarilla.

En el cálculo del flujo a través de alcantarillas se pueden distinguir seis categorías:

- ❖ Tipo 1, tirante crítico a la entrada.
- ❖ Tipo 2, tirante crítico a la salida.
- ❖ Tipo 3, alcantarilla parcialmente llena y flujo subcrítico.
- ❖ Tipo 4, ahogada a la entrada y a la salida.
- ❖ Tipo 5, alcantarilla parcialmente llena y flujo supercrítico a la entrada.
- ❖ Tipo 6, ahogada a la entrada y llena a la salida.

Todos estos tipos de flujo nombrados pueden observarse claramente en la (Fig. 23), además también en la Tabla 6 se aprecian las características y la formula de gasto para cada uno de los tipos de flujo, esta tabla fue extraída de French, Richard H., 1988. "Hidráulica de canales abiertos".

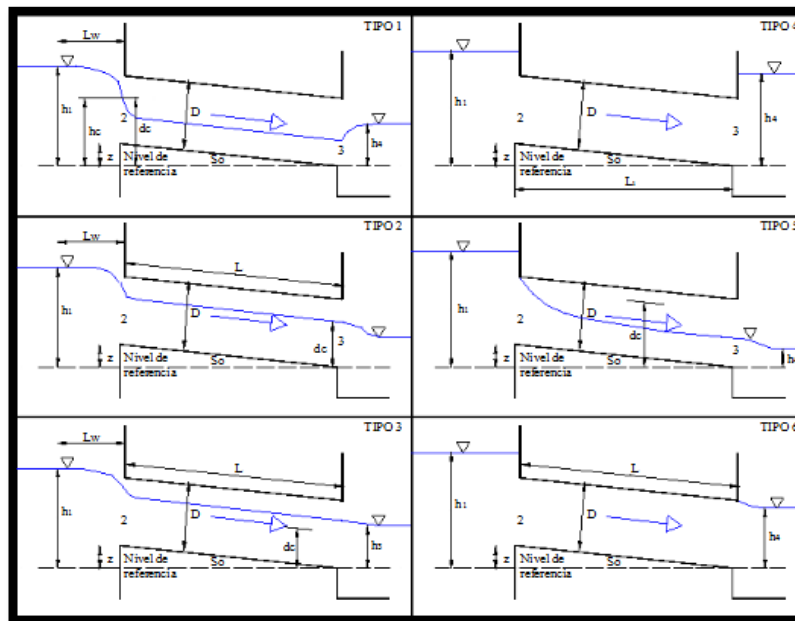


Fig. 23. Tipos de flujo en alcantarillas.

(Fuente: Diseño Hidráulico de Alcantarillas, Facundo J. Alonso).

Tipos de flujo en alcantarillas		Ecuación de gasto
Tipo 1	Tirante crítico a la entrada ($h_1 - z$)/ $D < 1.5$ $h_2/h_c < 1.0$ $S_0 > S_c$	$Q = C_{D1} A_c \sqrt{2g \left(h_1 - z + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} - y_c - h_{f1-2} \right)}$
Tipo 2	Tirante crítico a la salida ($h_1 - z$)/ $D < 1.5$ $h_2/h_c < 1.0$ $S_0 < S_c$	$Q = C_{D2} A_c \sqrt{2g \left(h_1 - z + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} - y_c - h_{f1-2} - h_{f2-3} \right)}$
Tipo 3	Flujo subcrítico en toda la alcantarilla ($h_1 - z$)/ $D < 1.5$ $h_2/h_c > 1.0$ $h_2/D \leq 1.0$	$Q = C_{D3} A_2 \sqrt{2g \left(h_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} - h_3 - h_{f1-2} - h_{f2-3} \right)}$
Tipo 4	Salida ahogada ($h_1 - z$)/ $D > 1.0$ $h_2/D > 1.0$	$Q = C_{D4} A_0 \sqrt{\frac{2g(h_1 - h_2)}{1 + (2gC_{D4}^2 n^2 L / R_0^{4/3})}}$
Tipo 5	Flujo supercrítico a la entrada ($h_1 - z$)/ $D \geq 1.5$ $h_2/D \leq 1.0$	$Q = C_{D5} A_0 \sqrt{2g(h_1 - z)}$
Tipo 6	Flujo lleno a la salida ($h_1 - z$)/ $D \geq 1.5$ $h_2/D \leq 1.0$	$Q = C_{D6} A_0 \sqrt{2g(h_1 - h_3 - h_{f2-3})}$

Tabla 6. Características de los tipos de flujo y fórmulas de gasto. (IMFIA & MTOP, 2000)

(Fuente: Diseño Hidráulico de Alcantarillas, Facundo J. Alonso).

Donde:

$$h_1 = h_e \text{ y } h_4 = h_s.$$



CAPITULO VI. PUENTES (ANALISIS Y ESTUDIOS GENERALES)

Como fue expuesto en el capítulo 3.5.1 de este documento, los **Puentes** se definen como obras de arte destinadas a salvar corrientes de agua, depresiones del relieve topográfico, y cruces a desnivel que garanticen una circulación fluida y continua de peatones, agua, ductos de los diferentes servicios, vehículos y otros que incidan en la calidad de vida de las personas y ciudades.

Pero desde el punto de vista hidráulico, que es el que nos compete a nosotros conceptualizamos al Puente como una estructura construida en una vía terrestre, para cruzar o salvar cursos de agua ya sean estos ríos, quebradas, arroyos, estuarios, pantanos, etc.

Los puentes constan fundamentalmente de dos partes, la **Superestructura**, o conjunto de tramos que salvan los vanos situados entre los soportes, y la **Infraestructura** (apoyos o soportes), formada por las pilas, que soportan directamente los tramos citados, los estribos o pilas situadas en los extremos del puente, que conectan con el terraplén, y los cimientos, o apoyos de estribos y pilas encargados de transmitir al terreno todos los esfuerzos. Cada tramo de la superestructura consta de un tablero o piso, una o varias armaduras de apoyo y de las riostras laterales. El tablero soporta directamente las cargas dinámicas y por medio de la armadura transmite las tensiones a pilas y estribos. Las armaduras trabajarán a flexión (vigas), a tracción (cables), a flexión y compresión (arcos y armaduras), etc. La cimentación bajo agua es una de las partes más delicadas en la construcción de un puente, por la dificultad en encontrar un terreno



UNIVERSIDAD DE CUENCA

que resista las presiones, siendo normal el empleo de pilotes de cimentación. Las pilas deben soportar la carga permanente y sobrecargas sin asentamientos, ser insensibles a la acción de los agentes naturales, viento, grandes riadas, etc. Los estribos deben resistir todo tipo de esfuerzos; se construyen generalmente en hormigón armado y formas diversas. (Ver Anexo 3.1).

En base a las características hidrológicas y a los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento de un cauce se pueden definir los requerimientos mínimos de un puente, mismos que se especificaran a continuación:

- ❖ Ubicación óptima del cruce.
- ❖ Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- ❖ Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- ❖ Área de flujo a ser confinada por el puente.
- ❖ Nivel máximo de agua en la ubicación del puente.
- ❖ Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- ❖ Profundidades de socavación general.
- ❖ Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación
- ❖ Obras de protección necesarias.
- ❖ Previsiones para la construcción del puente.

6.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Los puentes ubicados en el cruce de un curso de agua deben diseñarse de tal forma que las variaciones u obstáculos que los mismo representen ante dicho curso de agua sean previstos y sean admitidos en el desempeño de la estructura a lo largo de su vida útil.

Se deben estudiar las características hidrogeodinámicas del sistema fluvial a tratar con el objeto de poder determinar la estabilidad de la obra con respecto al comportamiento del cauce. Siempre es importante considerar la posible movilidad del cauce, el aporte de escombros desde la cuenca y los fenómenos de socavación, así como la ocurrencia de derrumbes o deslizamientos.

Se debe tener presente que cuando un puente colapsa o sufre grandes daños puede llegar a causar impactos bastante importantes tanto social como económicamente por un largo tiempo, es por esto que debe considerarse un mayor riesgo en la determinación del área a ser confinada por el puente que en la estimación de las profundidades de socavación (Manual de carreteras Luis Bañón Blázquez).

Relación con Estudios Geotécnicos y Geológicos



En el diseño la información acerca de la geomorfología y las condiciones del subsuelo del cauce y alrededores son complementarias con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de los elementos de la subestructura se realizará tomando en cuenta los aspectos de la ingeniería estructural, geotécnica e hidráulica en forma conjunta.

Generalmente se deben establecer 3 niveles de agua:

- ❖ Nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), que corresponde con el periodo de retorno de diseño.
- ❖ Nivel de agua máximas extraordinarias (NAMO), que corresponde con el periodo de mayor frecuencia.
- ❖ Nivel de aguas mínimas (NAMIN) que corresponde con el periodo de estiaje.

6.1.1 CONSIDERACIONES ESPECIALES

- ❖ El puente debe considerarse como parte integrante del camino.
- ❖ El puente con respecto a la corriente puede tener 3 posiciones: normal, enviado y en curva horizontal.
- ❖ Los apoyos del puente deben orientarse en dirección de la corriente para presentar menos obstrucción al posible paso de la agua.
- ❖ Evitar colocar el puente en lugares cercanos de una curva del río, generalmente se genera erosión en el lado exterior de la curva y deposición en el interior.
- ❖ La longitud óptima del puente, será la que cubra toda la amplitud de la lámina de agua correspondiente al nivel de aguas máximas extraordinarias NAME.
- ❖ El galibo (distancia vertical entre el NAME y la cara inferior de la superestructura del puente) debe ser como mínimo 2 metros.
- ❖ El periodo de retorno usado para puentes es de acuerdo al tipo de carretera, para caminos vecinales 50 – 100 años, para secundarios 100 – 250 años y para caminos principales 200 – 1000 años (Normas de Diseño Geométrico del Ecuador).

6.2 MODELACIÓN EN HEC RAS

El paquete computacional HEC – RAS es una aplicación que modela el flujo del agua en ríos y canales, fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. El programa trabaja en una sola dimensión.

El HEC – RAS es un sistema integrado de software diseñado para un uso interactivo en tareas variadas. El sistema se compone de una interfaz gráfica para el usuario (GUI), de esta forma separa y ordena los componentes de análisis hidráulico, almacenaje de datos y capacidad de administración, de gráficas y facilidad en el manejo de la información.

El sistema contiene tres componentes de análisis hidráulicos unidimensionales, para:

- ❖ Flujo permanente en el cálculo del perfil de la superficie.
- ❖ Simulación de flujo no permanente.
- ❖ Calculo del transporte de sedimentos.

La aplicación del modelo HEC – RAS está dirigido hacia la modelación hidráulica en régimen permanente y no permanente de cauces abiertos, ríos y canales artificiales. En lo referente a las principales características técnicas que presenta el programa están:

- ❖ Realiza el cálculo hidráulico para estructuras (puentes, aliviaderos, alcantarillas, etc.).
- ❖ Permite la visualización grafica tanto de datos como de resultados.
- ❖ Permite la edición grafica de secciones transversales.

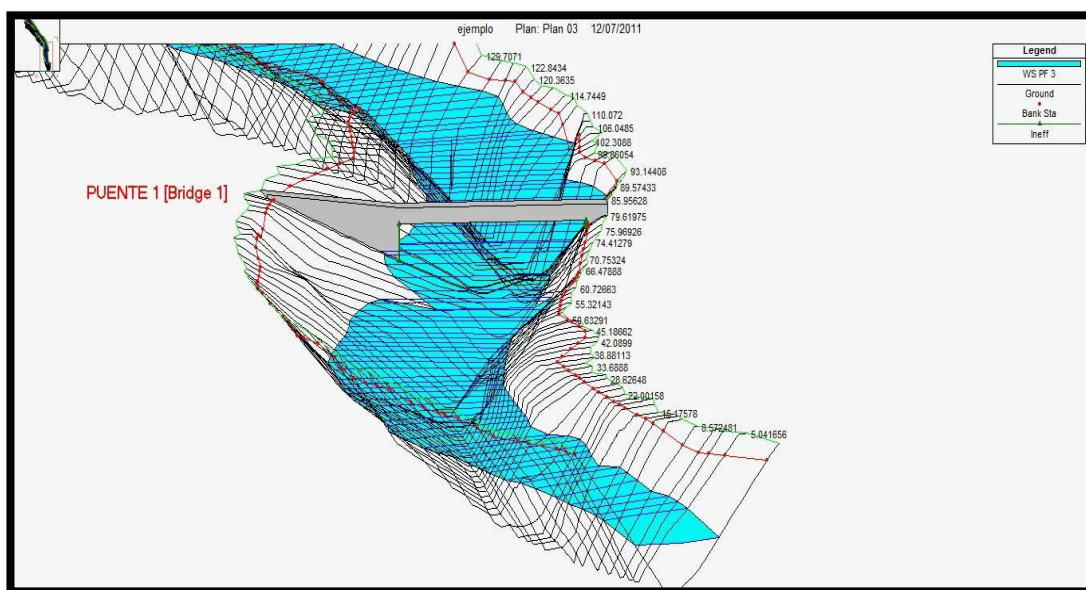


Fig. 24. Ventana en ejecución de una modelación típica en HEC RAS.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

(Manual Básico de Hec-Ras Universidad de Granada 2007)

Para el funcionamiento del programa se necesita poseer los datos tanto de los caudales como de las secciones geométricas. Los datos geométricos hacen referencia a diversas secciones transversales a lo largo del cauce en consideración, mismas que serán ingresadas al programa a través de la cota y abscisa de varios puntos; de tal forma que mediante la cota de 2 secciones seguidas separadas por una distancia conocida el modelo podrá calcular la pendiente del tramo. Además en lo que respecta al dato del caudal éste puede ser constante o variable.

Es necesario también ingresar y calibrar el dato de la rugosidad de Manning del punto o tramo en función del tamaño característico del lecho del río. En principio se estima este coeficiente con la formulación de Strickler (Manual de Carretas de Paraguay, Drenaje)

$$n = 0.047d^{1/6}$$

(Fuente: Hidráulica de canales abiertos – Ven Te Chow)

Donde:

d = es el diámetro característico del lecho (D_{50} ; m)

El valor que nos brinda la anterior ecuación es utilizado como una aproximación inicial en el modelo, posteriormente sufre una readecuación y calibración en base a la curva de descarga y aforo de los ríos.

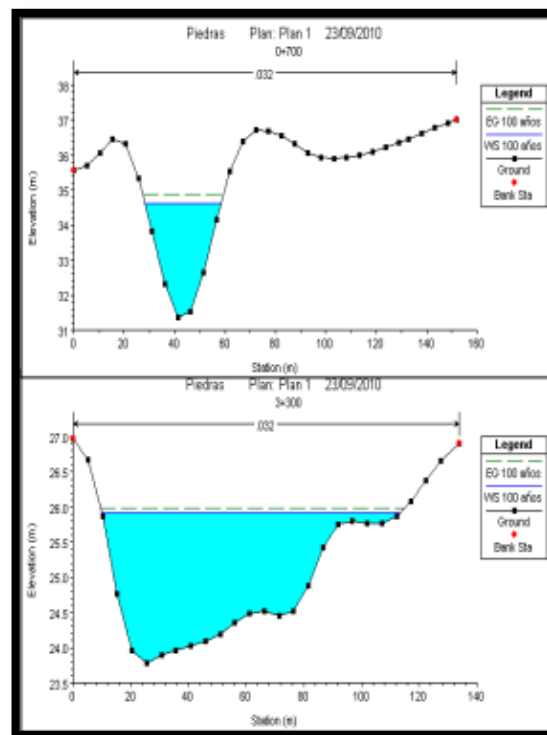


Fig. 25. Secciones de un cauce, después de la corrida del programa HEC-RAS.

(Manual Básico de Hec-Ras Universidad de Granada 2007)

En general para desarrollar la modelación hidráulica de un cauce, canal o río, deben considerarse los siguientes pasos:

- ❖ Crear un proyecto nuevo.
- ❖ Introducir los datos geométricos.
- ❖ Introducir los datos hidráulicos: caudal y condiciones de contorno.
- ❖ Crear un plan seleccionando una geometría y unos datos hidráulicos y ejecutar la simulación.
- ❖ Ver y analizar los resultados.

6.3 SOCAVACIÓN EN PUENTES

La **Socavación** es el resultado de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y acarrea material de lecho y de las banquetas de un cauce, convirtiéndose en una de las causas más comunes de falla en puentes.



Fig. 26. Ejemplo típico del efecto de la socavación en puentes. (Fuente: Manual de Transportes y Comunicaciones, Perú)

El análisis de socavación se la realiza en la sección transversal del emplazamiento del puente y corresponde a la que ocurre en condiciones normales, al presentarse una creciente y aumentar la capacidad de la corriente para arrastrar material del fondo. A lo largo de todo el cauce se produce una determinada profundidad de socavación.

Durante los periodos de recesión de la creciente del cauce o río el material vuelve a depositarse.

La metodología de cálculo que más se usa para determinar la socavación y aplicada generalmente en proyectos viales es la de Leischtván – Levediev, aunque también se tiene buenos resultados con las técnicas de Einstein y Neil.

6.3.1 MÉTODO DE LISCHTVAN – LEVEDIEV (Socavación e puentes, Universidad de Cauca, Popayán, 1998)

Este método fue propuesto para estimar un valor medio de la socavación general en una contracción producida por la presencia de las pilas de un puente. El método en efecto hace una distinción explícita entre un cauce con secciones bien definidas (cauce principal con planicies de inundación) de uno con múltiples subsecciones y brazos de estiaje. Además el método permite estimar la socavación general en lechos constituidos por sedimentos cohesivos a partir de una caracterización simple de la resistencia a la erosión de este tipo de lechos. (Manual de Carretas de Paraguay, Drenaje).

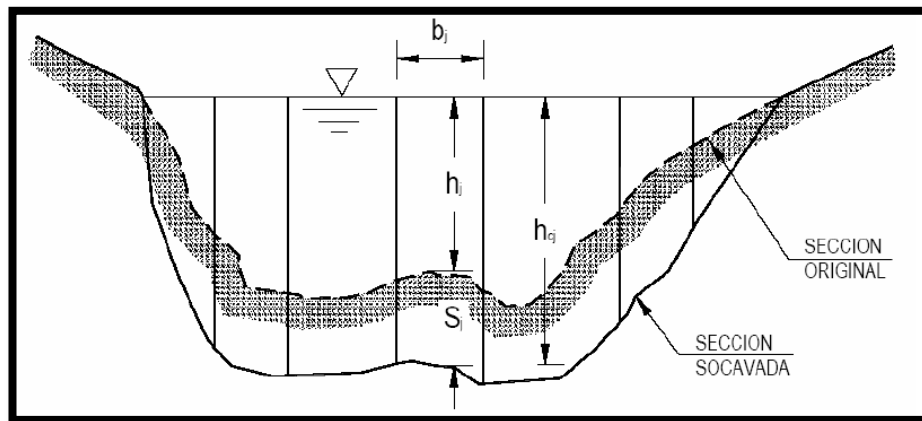


Fig. 27 Sección de un puente que ha sufrido socavación.

(Manual de Carretas de Paraguay, Drenaje).

La formulación impartida por este método es la siguiente:

$$H_S = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \varphi D_m^{0.28}} \right]^{1/1+z} \quad \text{Suelos no Cohesivos}$$

$$H_S = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \varphi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/1+x} \quad \text{Suelos Cohesivos}$$

Donde:

α = Coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas

β = Coeficiente de frecuencia, $\beta = 0.7929 + 0.0973 \log Tr$

D_m = Diametro medio de las partículas del material granular (mm)

z = exponente variable en función del diámetro medio de la partícula

γ_s = Peso específico de la muestra agua – cemento

x = Exponente variable que depende del peso volumétrico del material cohesivo seco

φ = Factor de correccion por forma de transporte de sedimentos $-0.54 + 1.5143 \gamma_s$, si $\gamma_s > 1 \text{ t/m}^3$

μ = Factor de corrección por contracción del cauce

h = calado de agua

H_S = Altura de socavación



UNIVERSIDAD DE CUENCA

La hipótesis en la que se fundamenta este método establece que la distribución transversal de caudales de una sección se mantiene invariable durante todo el proceso erosivo, es por esta misma razón que considerando un lecho granular (arenoso) para un periodo de retorno de 100 años y asumiendo una densidad de agua invariable, tenemos lo siguiente:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \phi D_m^{0.28}} \right]^{1/1+z}$$

$$hcj = \left[\frac{q_j}{4.7 D^{0.28}} \right]^{0.71}$$

Donde:

hcj = Profundidad luego de la erosión vertical de la subsección "j" (m)

q_j = Caudal por unidad de ancho asociado a la franja "j" (m³/s/m)

D = Diámetro característico de las partículas que componen el fondo (m), asumida a D₅₀.



CAPITULO VII. MATERIALES Y METODOS

7.1 LOCALIZACION GEOGRAFICA DEL PROYECTO VIAL E IDENTIFICACION DEL AREA DE ESTUDIO

UBICACIÓN: La zona de estudio comprende una vía de 1.7 km de longitud, que se extiende a lo largo de toda la zona urbana del sector La Unión del cantón Santa Isabel, en la provincia del Azuay, al sur del Ecuador. La localización de la zona se la realiza en el sistema de coordenadas UTM WGS 84 zona 17 Sur tanto del punto inicial como del punto final de la misma.

PUNTO	ABSCISA	COORDENADAS UTM	
		N	E
Punto Inicial	0+000	9639086.07	690907,64
Punto Final	1+663.24	9639195.72	691713.98

Tabla 7. Coordenadas UTM de la vía en estudio (Sector La Unión).

CARTOGRAFÍA: Para obtener esta información se recurre al Instituto Geográfico Militar (IGM).

Los archivos cartográficos que están a disposición poseen escalas de 1:25000 y de 1:500000 según los requerimientos a cumplir. En base a estos documentos se pudo realizar el análisis y trazado de cuencas de drenaje, áreas de aporte, selección y ubicación de sistemas de drenaje, etc.

Toda la información cartográfica necesaria para el presente proyecto fue proporcionada por el Ing. Cristian Coello MSc, bajo la debida autorización del "PROMAS", Universidad de Cuenca.

TOPOGRAFÍA: Al igual que la Cartografía, la base de información topográfica fue brindada por el PROMAS, en la persona del Ing. Cristian Coello MSc, Gracias a esta gestión se obtuvo la franja topográfica de la vía que cruza al sector La Unión a escalas (1:25000 y 1:50000), con una extensión de 1.7 km, además también se pudo obtener una topografía mucho más a detalle en donde las curvas de nivel se encontraban a cada metro de distancia.

IDENTIFICACIÓN: El tramo de estudio hace referencia a una vía de 1.7 km de longitud ubicada en una zona urbana de La Parroquia Abdón Calderón (sector la Unión). La vía cruza dos ríos "Chantaco" y "Llaushiri". La pendiente que presenta el terreno en base a



UNIVERSIDAD DE CUENCA

lo observado podría decirse que es considerada como baja, además las condiciones de terreno en la zona se caracterizan por tener vegetación ligera.

Se entiende por vegetación ligera de la zona al suelo constituido por diferentes tipos de plantas como kikuyo, cañaduzales, árboles frutales y huertos familiares. En la zona montañosa el clima es frío y en el páramo hay plantas de cereales, leguminosas y maíz.

7.2 ANALISIS ESTADISTICO DE DATOS HIDROLOGICOS

INTENSIDAD DE LLUVIA: Como ya se lo mencionó en el capítulo de análisis hidrológico, existe una inmensa cantidad de estaciones meteorológicas, mismas que recogen datos a lo largo de todo el año y que posteriormente elaboran anuarios hidrológicos mismos que se archivan en el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI). De acuerdo a nuestras exigencias y requerimientos se procede a la adquisición de los datos necesarios.

Igualmente ya se tocó y analizó el tema de la división y zonificación de intensidades en el país y la versatilidad de sus ecuaciones, (ver Anexos 4.2 y 4.3).

En el caso del presente estudio se tomaron datos de precipitaciones máximas en 24 horas por año de la Estación “Santa Isabel M032”. A continuación se brinda información de dicha estación, misma que se obtuvo de la página oficial de la INAMHI.

ESTACION SANTA	METEREOLOGICA ISABEL
Cantón	Santa Isabel
Elevación	1450 msnm
Fecha- Instalación	01-nov-07
Latitud	031451S
Longitud	791636W
Parroquia	
Reubicación	
Código	M032
Nombre	SANTA ISABEL
Tipo	CO
Provincia	AZUAY
Estado	FUNCIONANDO

Tabla 8. Información estación meteorológica “Santa Isabel”.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

(Fuente: Estudio de Lluvias intensas INAMHI- Luis Rodríguez Fiallos)

En el cuadro siguiente en cambio se presentan las precipitaciones máximas en 24 horas, que han sido captadas por la estación M032, durante los últimos años, y que servirán de base para realizar una proyección a futuro de la precipitación.

Santa Isabel M032	
Año	Precipitación Max en 24 h. (mm)
1964	20.2
1965	37.9
1966	13.3
1967	-
1968	-
1969	43.7
1970	27.3
1971	35.5
1972	25.6
1973	33.2
1974	24
1975	23.7
1976	19.2
1977	27.8
1978	21.4
1979	40.2
1980	38.9
1981	29.2
1982	30.6
1983	35.3
1984	35.3
1985	22
1986	21.4
1987	26.8
2008	41.9
2009	22.6
2010	36.5
2011	42

Tabla 9. Precipitaciones anuales máximas en 24 horas – Estación M032.

(Fuente: Estudio de Lluvias intensas INAMHI- Luis Rodríguez Fiallos)

PRECIPITACIÓN DE DISEÑO: En base a los valores máximos anuales se hallan las proyecciones para obtener las precipitaciones para periodos de retorno de 5, 10, 25, 50



UNIVERSIDAD DE CUENCA

y 100 años, gracias al método propuesto por Gumbel, que ya fue explicado en el apartado 4.3 del presente documento.

En los recuadros que se muestran a continuación se pueden apreciar los valores de los parámetros usados por el método y los valores futuros de precipitación obtenidos gracias al proceso de proyección.

Descripción	Símbolo	Valor
Media Aritmética		29.827
Moda	μ	26.079
Desviación Estándar	s	8.328
Parámetro de Escala	α	6.493

Tabla 10. Parámetros estadísticos del método.

T(X) Periodo de retorno	F(X)	X (Precipitación en mm)
5	0.8	35.8
10	0.9	40.7
25	0.96	46.8
50	0.98	51.4
100	0.99	55.9

Tabla 11. Precipitaciones para diferentes periodos de diseño.

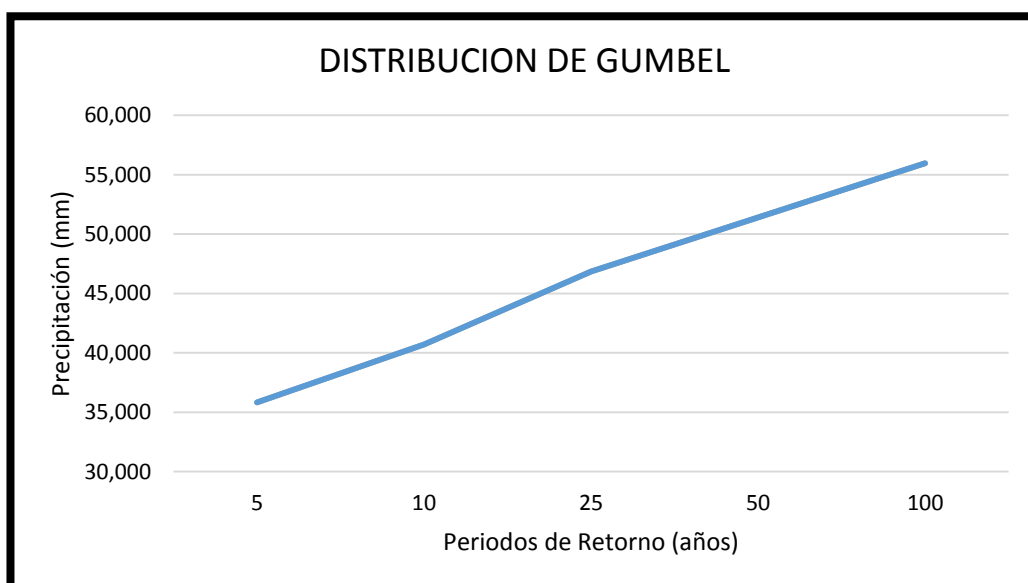


Fig. 28. Grafica de la Distribución de Gumbel (Precipitación vs Periodos de Retorno)

7.3 DETERMINACIÓN DE ÁREAS DE DRENAJE (ARC-GIS)

ÁREA DE DRENAJE: Esta variable también ya fue tratada en capítulos anteriores. Se realiza un análisis y selección de toda el área que influye en la cuenca de drenaje, y posteriormente se procedió a sub dividirla en 7 áreas de aporte más pequeñas mismas que se detallan en la Tabla 11.

Todo el proceso redactado anteriormente se realiza mediante la implementación del software ARC – GIS, en donde se facilita el hallazgo de las pendientes de terreno, longitud de cauces, áreas de aporte, entre otros. En la Fig. 29 se puede observar las cuencas estudiadas y cada una de las áreas de aporte con las que se ha trabajado tanto para alcantarillas como para puentes.

ÁREA DE DRENAJE	ABSCISA	KM2
Área 0	0-014	0.038
Área 1	0+300	0.095
Área 2	0+500	0.07
Área Río Chantaco	0+900	18.25
Área 3	1+300	0.25
Área Río Llaushiri	1+467	11.40
Área 4	1+609.63	0.013

Tabla 11. Áreas de Aporte para cada una de las cuencas estudiadas.

Analizando el cuadro anterior, cada una de las 5 áreas desde la 0 hasta la 4, hacen referencia a la presencia de una alcantarilla a lo largo de la vía, es por esto que existe una columna también de abscisados. Mientras que las 2 áreas restantes corresponden a las áreas de aporte para las cuencas de los Ríos Chantaco y Llaushiri respectivamente. (Ver Fig. 29).

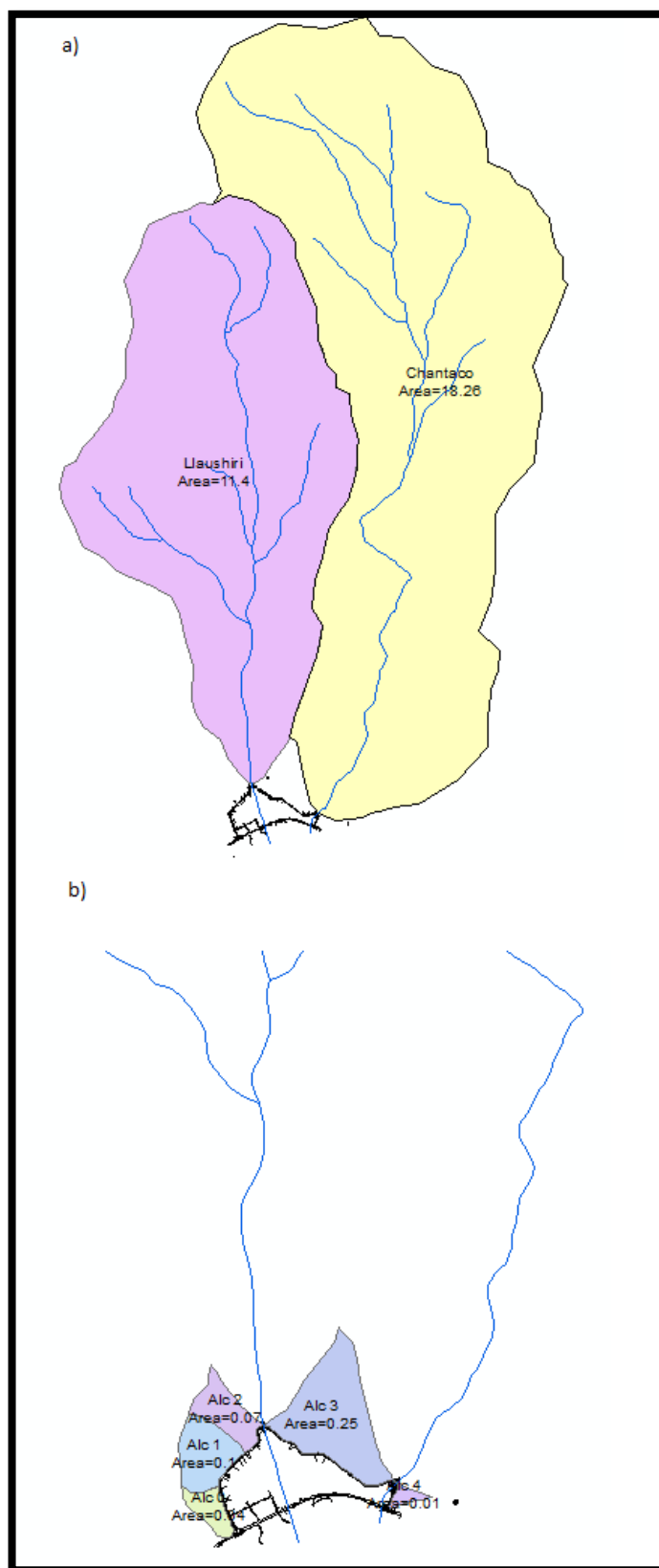


Fig. 29. Áreas de aporte de cada una de las cuencas analizadas a) ríos, b) alcantarillas.



En lo referente a estudios de cuencas para ríos es también necesario analizar otros datos tales como la longitud del cauce y el desnivel entre puntos de inicio y fin de dicho cauce, razón por la que para estos 2 casos particulares se presenta el siguiente cuadro.

AREA DE DRENAJE	ABSCISA	AREA (Km ²)	LONGITUD (Km)	DESNIVEL(m)
Área Rio Chantaco	0+900	18.25	11.17	1120
Área Rio Llaushiri	1+467	11.40	8.8	1040

Tabla 12. Datos de interés para el análisis de ríos.

7.4 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS AREAS DRENADAS

Todas las áreas ocupadas por las cuencas como por las microcuencas poseen suelos con variabilidad en cuanto a sus usos, entre los que destacan tenemos Vegetación arbustiva en un porcentaje del 65% y Pasto cultivado representado por el 35%. Regionalmente el suelo está conformado por rocas que afloran en el sector del área de estudio y también se pueden encontrar aflorando muchos sedimentos

Además no todo el terreno presenta una uniformidad en lo referente a pendientes, sin embargo gracias a las visitas en campo que se realizaron se pudo apreciar que la pendiente estaba entre el rango de media y baja.

Con la determinación de estos 2 factores físicos del terreno se procede a escoger los valores tanto de Coeficiente de escorrentía para el método Racional, como el valor de Numero de curva para el método SCS.



Fig. 30. Vista en planta de terreno y s pendientes en el sector “La Unión”. (Fuente: Google Earth)

7.5 MODELOS DE ESCORRENTIA PARA EL CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO

Como ya se había mencionado en los apartados 4.7 y 4.8 del presente documento, para lo referente al cálculo de caudales en alcantarillas se aplicará el Método Racional, mientras que para cuencas más grandes es decir para los ríos el caudal será calculado en base al método SCS, (ambos métodos fueron ya explicados en dichos apartados) .

En la tabla siguiente se enumeran las áreas de cada una de las cuencas a tratar y el método mediante el cual se procederá a calcular el caudal de diseño.

AREA DE DRENAJE	ÁREA (Km2)	METODO
Área 0	0.038	Método Racional
Área 1	0.095	Método Racional
Área 2	0.07	Método Racional
Área Rio Chantaco	18.25	Método SCS
Área 3	0.25	Método Racional
Área Rio Llaushiri	11.40	Método SCS
Área 4	0.013	Método Racional

Tabla 13. Cuencas, microcuencas, y método de caudal de diseño.

7.5.1 CAUDAL DE DISEÑO PARA ALCANTARILLAS (Método Racional)

Para el método racional se necesitan tener los datos de 3 parámetros.

Intensidad: Valor que se obtienen de las ecuaciones impartidas por la INAMHI en base a la zonificación meteorológica del Ecuador.

En el caso de “Santa Isabel”, está ubicada en la zona 11, y el tiempo de concentración está en el rango de 5 a 60 minutos, por tanto se obtiene la siguiente formulación. (Ver Anexo 4.2).

$$5 \leq 60 \text{ min } ITR = 137.27t^{-0.5153} Id_{TR}$$

$$I_{25años} = 116.92 \text{ mm/h}$$

(Fuente: Estudio de Lluvias intensas INAMHI)

Área de Drenaje: Área que resulta del análisis en ARC-GIS o también puede hallarse gracias al análisis en la Topografía del sector. Ésta se realiza tanto para las cuencas como para las microcuencas a estudiar. (Ver Fig. 29 y Tabla 11).

Coeficiente de Escorrentía: El coeficiente de escorrentía puede hallarse en base al mapa de pendientes y usos de suelo que se tenga en el sector. De acuerdo a las características que presente el suelo de la región y a la pendiente del terreno recurrimos a la Tabla 2 de la sección 4.7.1 y se escoge el valor de escorrentía.

En el caso del presente análisis, al no poseer una información real de los usos del suelo, se visitó el lugar de forma que se observó cuáles podrían ser considerados los usos de suelo que se da en la sector, por tanto escogimos el valor de $C = 0.45$ adoptando las características de pendiente media, pastos con vegetación ligera y suelo semipermeable.

Los caudales de diseño están resumidos en la Tabla 14

ALCANTARILLAS							
Precipitación para 25 años	46.85	mm					Caudales (m3/s)
#	Abscisa	Área (km2)	t (min)	Id Tr	Itr (mm/h) (Zona)	C	Drenaje
A0	0-014	0.038	5	1.95	116.92	0.45	0.555
A1	0+300	0.095	5	1.95	116.92	0.45	1.388
A2	0+500	0.07	5	1.95	116.92	0.45	1.023
A3	1+300	0.25	5	1.95	116.92	0.45	3.654
A4	1+609.63	0.013	5	1.95	116.92	0.45	0.190

Tabla 14. Resumen de los caudales de diseño por el método racional.

7.5.2 CAUDAL DE DISEÑO PARA PUENTES (Método SCS)

ESCURRIMIENTO DIRECTO: Hace referencia al caudal de escorrentía mismo que depende del número de curva “CN” y la de la retención “S”.

Para el número de curva “CN” se toman algunas restricciones tales como:

- Las Condiciones de Humedad Antecedente escogidas fueron (AMC II), que hacen referencia a suelos humedecidos, con precipitación acumulada de los 5 días previos al evento de consideración variando entre 3,50 y 5.25 cm.
- Las condiciones hidrológicas adoptadas fueron consideradas como “buenas”.
- El grupo hidrológico de suelo escogido fue “C” que representa suelos con infiltración lenta al momento de encontrarse humedecidos, además este tipo de material presenta una textura fina y además poseen una capa que impide el fácil drenaje.

CUENCA	PERIODO DE RETORNO	PRECIPITACION DE DISEÑO (mm)	CN PONDERADO	RETENCION POTENCIAL (S)	ABSTRACCIONES INICIALES (Ia)	ESCURRIMIENTO DIRECTO (Pe) mm
Rio Llaushiri	100	55.95	70.8	104.76	20.95	8.76
Rio Chantaco	100	55.95	70.8	104.76	20.95	8.76

Tabla 15. Resumen de datos para el hallazgo del escurrimiento directo.

HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR: Para la obtención del hidrograma triangular se deben considerar algunos factores entre los que destacan están el área de drenaje, el desnivel del cauce, la longitud del cauce, duración de la lluvia (aproximada) y la precipitación efectiva que en este caso es igual al escurrimiento directo.

Las tablas tanto 16 como 17 presentan todas las características hace un momento nombradas para cada uno de los ríos en estudio y posteriormente se muestran las gráficas de sus hidrogramas unitarios.

CARACTERISTICAS DE LA CUENCA DEL RIO CHANTACO		
A	18.25	km ²
L	11170	m
H (Desnivel)	1120	m
Tc	61.89	min
D	5	horas
Precipitación total	55.94	mm
Precipitación neta	8.8	mm
Tiempo punta (tp)	1.12	horas
Qp	3.39	m ³ /s
Tiempo base (tb)	2.987	horas
tr	37.13	semejante a 0,6*TC

Tabla 16. Parámetros de la Cuenca del río Chantaco.

CARACTERISTICAS DE LA CUENCA DEL RIO LLAUSHIRI		
A	11.4	km ²
L	8800	m
H (Desnivel)	1040	m
Tc	48.35	min
D	5	horas
Precipitación total	55.94	mm
Precipitación neta	8.8	mm
Tiempo punta (tp)	0.98	horas
Qp	2.41	m ³ /s
Tiempo base (tb)	2.6258	horas
tr	29.01	semejante a 0,6*TC

Tabla 17. Parámetros de la Cuenca del río Llaushiri.

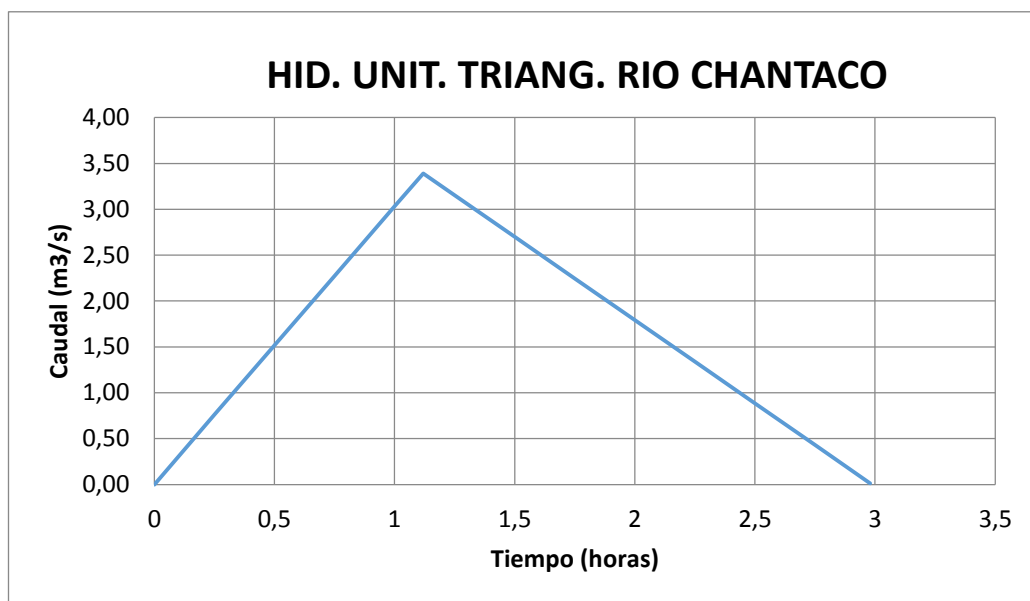


Fig. 31 Hidrograma unitario triangular para el rio Chantaco.

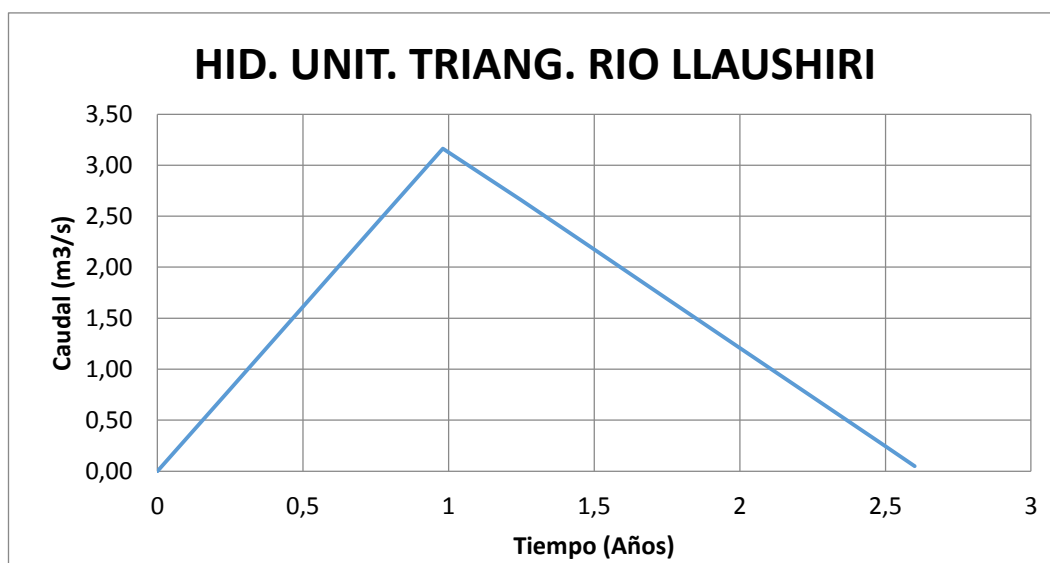


Fig. 32 Hidrograma unitario triangular para el rio Llaushiri.

HIETOGRAMA DE PRECIPITACION:

Tiempo [horas]	Precipitación [mm]
1	2.51
2	5.05
3	7.00
4	3.19
5	2.26

Tabla 18. Distribución de la precipitación por c/h.

Se obtienen los siguientes hietogramas:

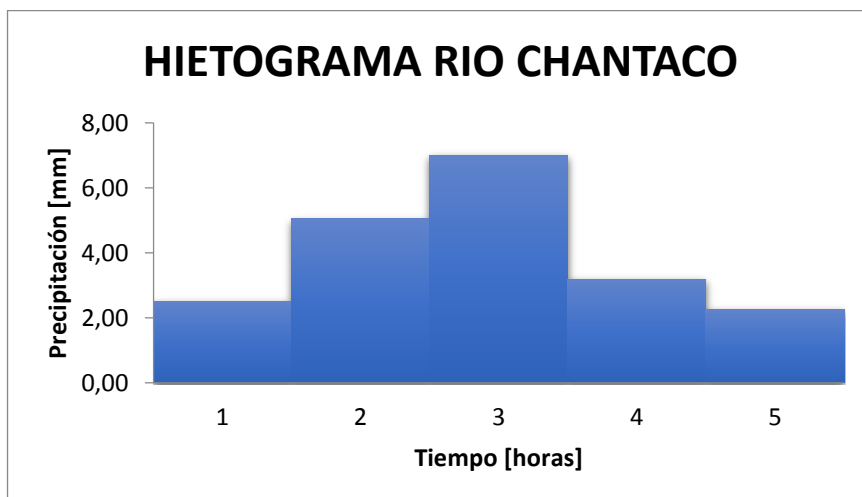


Fig. 33 Hietograma para la cuenca del rio Chantaco.

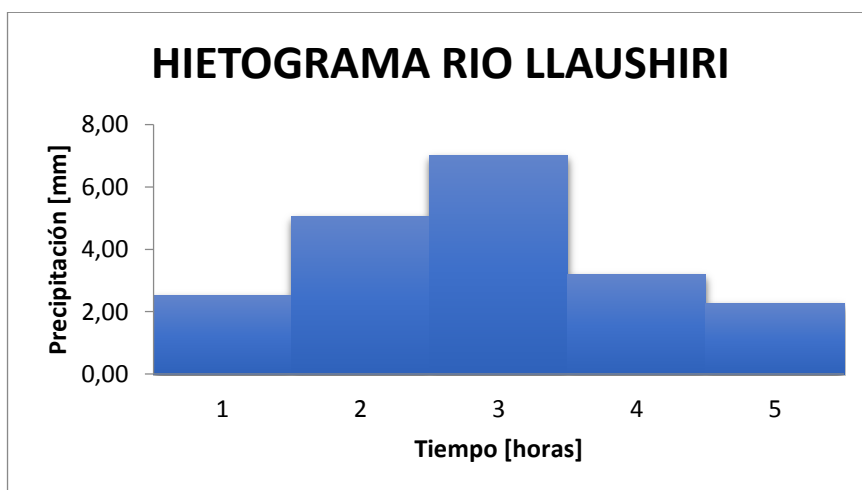


Fig. 34 Hietograma para la cuenca del rio Llaushiri.

HIDROGRAMA Y CAUDAL DE DISEÑO: En base a los hietogramas hallados con anterioridad se procede a obtener el hidrograma de diseño. El valor máximo de esta curva representa el caudal de diseño, a continuación se presentan dichos gráficos.

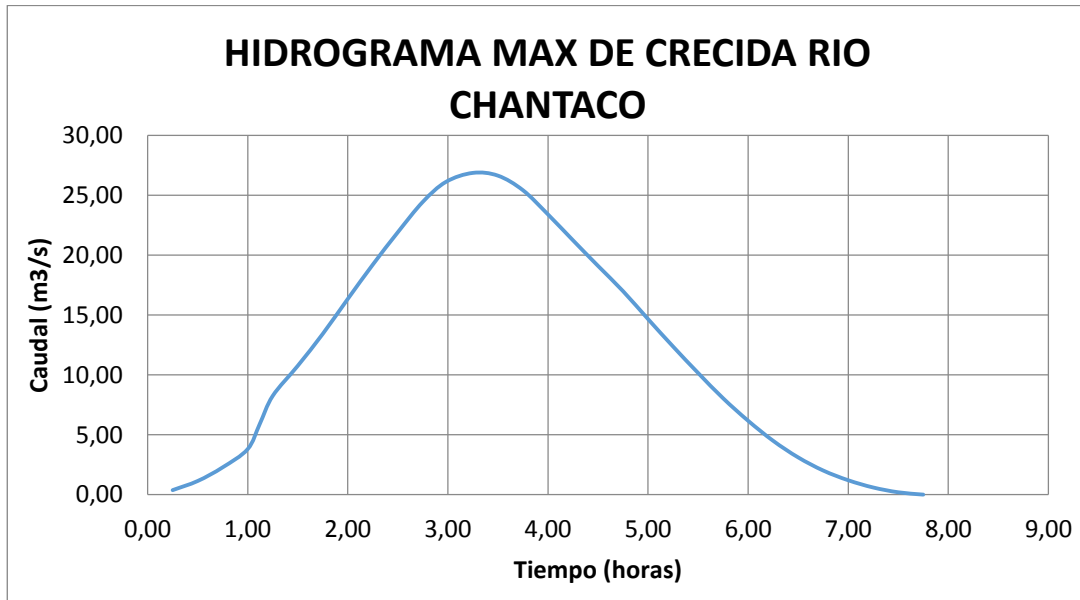


Fig. 35 Hidrograma para el rio Chantaco. (Max = 26.9 m3/s).

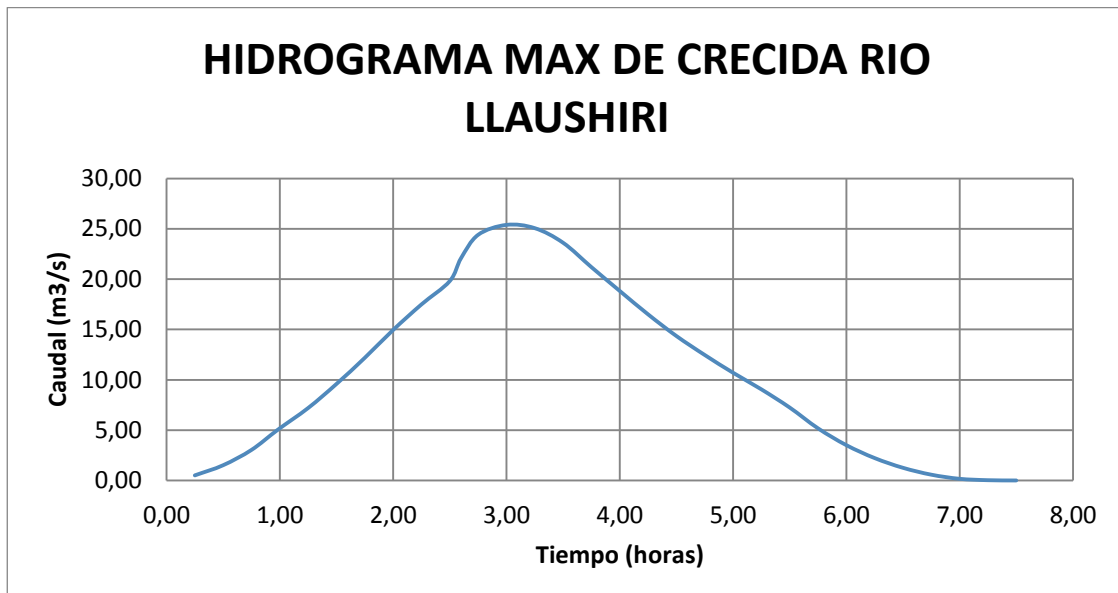


Fig. 36 Hidrograma para el rio Llaushiri (Max = 25.4 m3/s).

7.6 MODELACION MATEMATICA DE PUENTES APLICANDO HEC-RAS

Siguiendo con los pasos detallados en el capítulo 6.2, procedemos a elaborar una modelación computacional de las características físicas e hidrológicas que presenta cada cuenca, con el fin de poder determinar la característica del flujo (Subcrítico o supercrítico), además se determina la altura máxima del agua, las áreas de inundación, y en definitiva todas las características en caso del suceso de un evento para 100 años de periodo de retorno.

Con todos estos datos se procederá a verificar si las dimensiones y especificaciones que presenta en el puente son las adecuadas, o caso contrario se procede a proponer cambios en los mismos. Todo lo anterior se realizará en la sección 8.2 (Análisis Hidráulico de Puentes).

7.6.1 MODELACION RIO CHANTACO

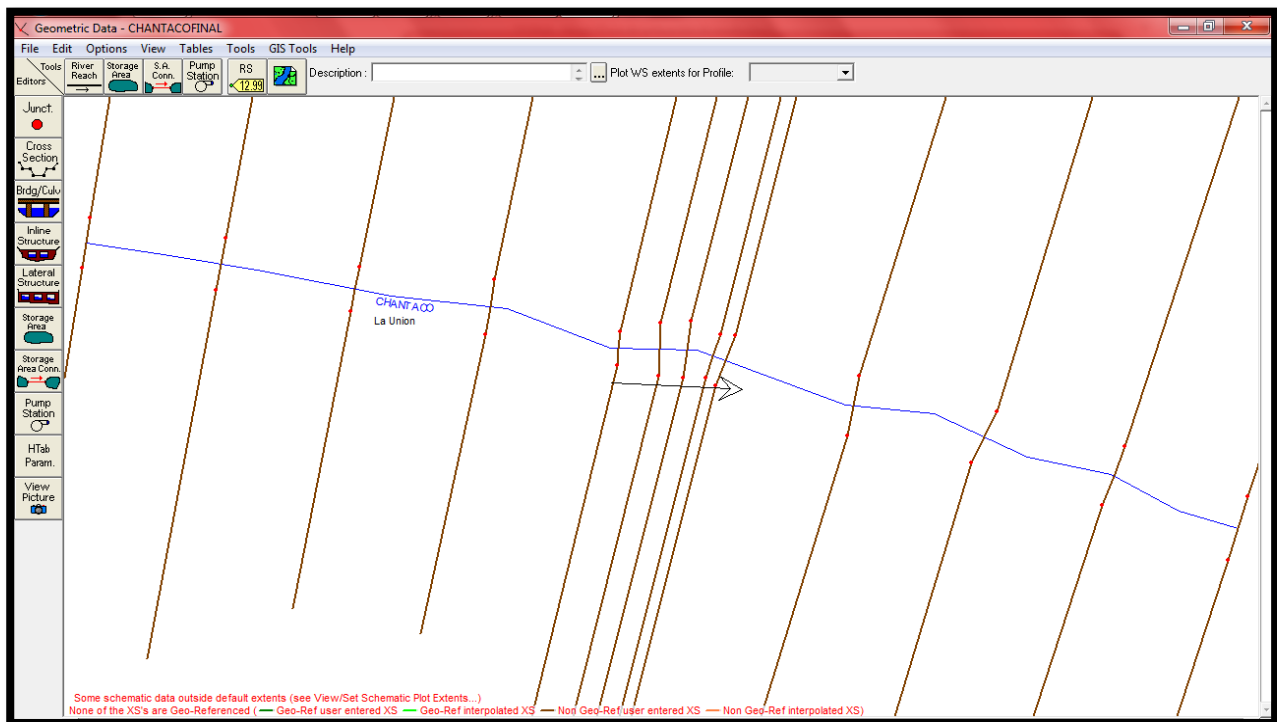


Fig. 37 Introducción de secciones del rio Chantaco en el programa HEC RAS.

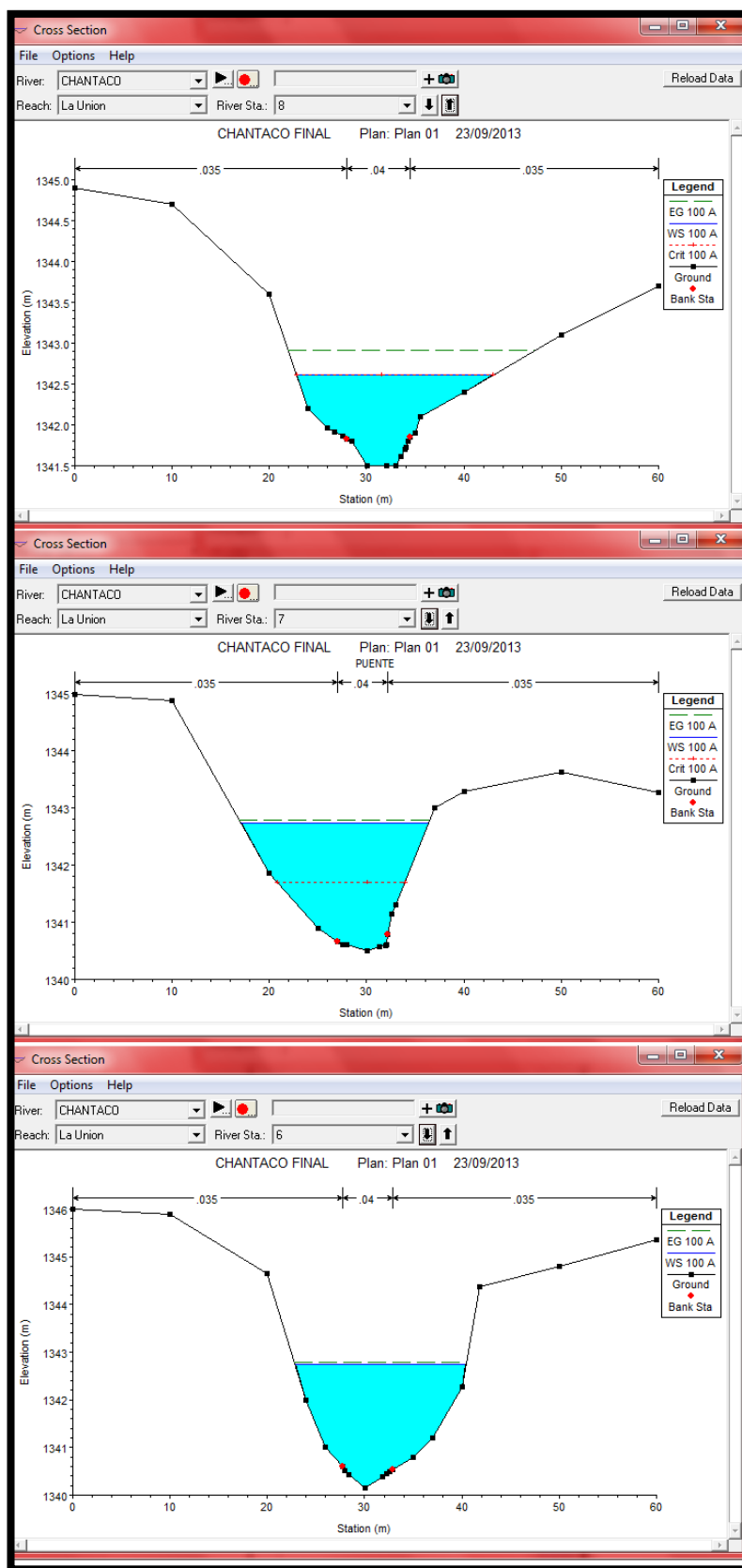


Fig. 38 Secciones de la Cuenca del río Chantaco, a) 2 metros aguas arriba del puente, b) debajo del puente, c) 2 metros aguas abajo del puente.

Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: chantaco River: CHANTACO Reach: La Union Profile: 100 A												Reload Data
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
La Union	13	100 A	26.90	1340.00	1342.95	1341.35	1342.98	0.000365	0.93	34.07	17.88	0.18
La Union	12	100 A	26.90	1339.30	1342.96		1342.98	0.000159	0.72	48.07	24.30	0.12
La Union	11	100 A	26.90	1339.50	1342.95		1342.97	0.000185	0.74	44.59	22.87	0.13
La Union	10	100 A	26.90	1341.20	1342.90		1342.97	0.001237	1.25	24.60	20.58	0.31
La Union	9	100 A	26.90	1341.22	1342.88		1342.95	0.001525	1.34	22.97	20.17	0.34
La Union	8	100 A	26.90	1341.50	1342.61	1342.61	1342.91	0.011702	2.71	11.91	20.17	0.86
La Union	7	100 A	26.90	1340.50	1342.73	1341.71	1342.78	0.000830	1.19	26.82	19.25	0.26
La Union	6	100 A	26.90	1340.15	1342.73		1342.78	0.000569	1.06	29.46	17.50	0.22
La Union	5	100 A	26.90	1340.90	1342.26	1342.26	1342.73	0.013190	3.23	9.13	9.68	0.94
La Union	4	100 A	26.90	1340.40	1341.14	1341.53	1342.40	0.071884	5.11	5.62	10.68	1.99
La Union	3	100 A	26.90	1339.60	1340.30	1340.66	1341.58	0.094603	5.20	5.53	12.15	2.21
La Union	2	100 A	26.90	1339.15	1339.97	1340.23	1340.82	0.045250	4.31	6.76	11.51	1.61
La Union	1	100 A	26.90	1338.20	1339.24	1339.59	1340.32	0.049752	4.77	6.11	10.36	1.70

Total flow in cross section.

Fig. 39 Resumen de datos calculados en HEC RAS, para cada una de las secciones del rio Chantaco.

7.6.2 MODELACION RIO LLAUSHIRI

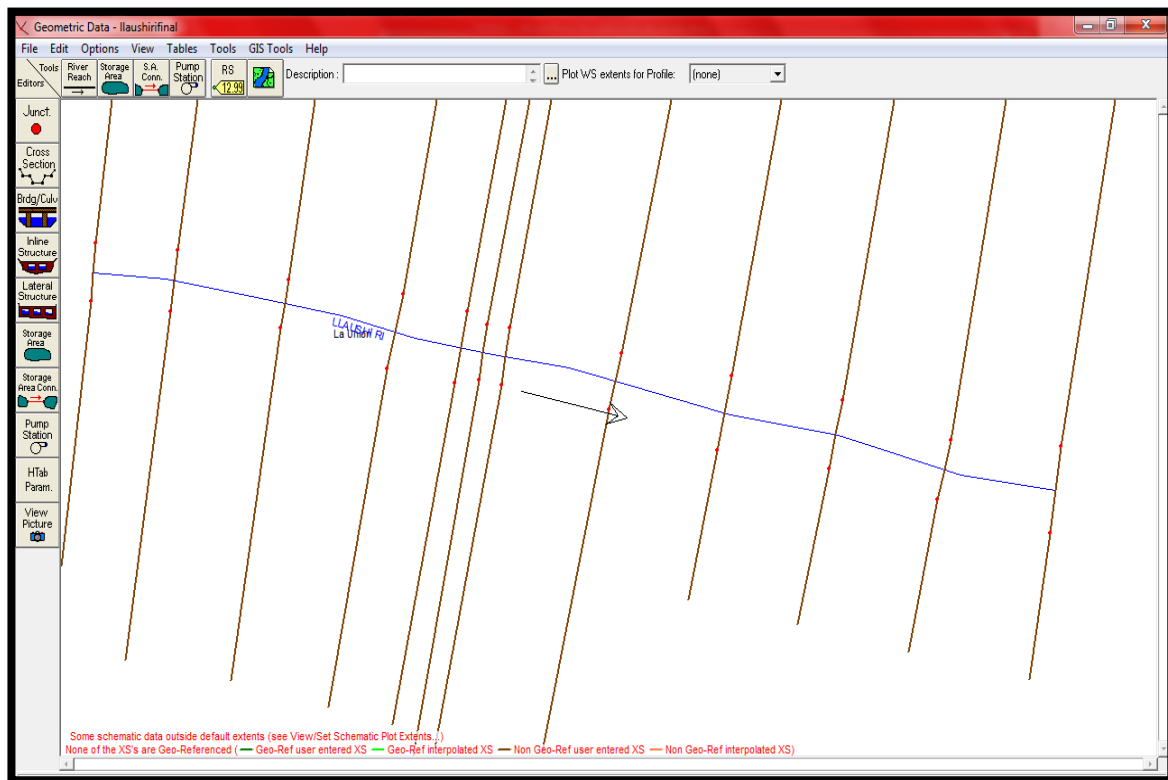


Fig. 40 Introducción de secciones del rio Llaushiri en el programa HEC RAS.

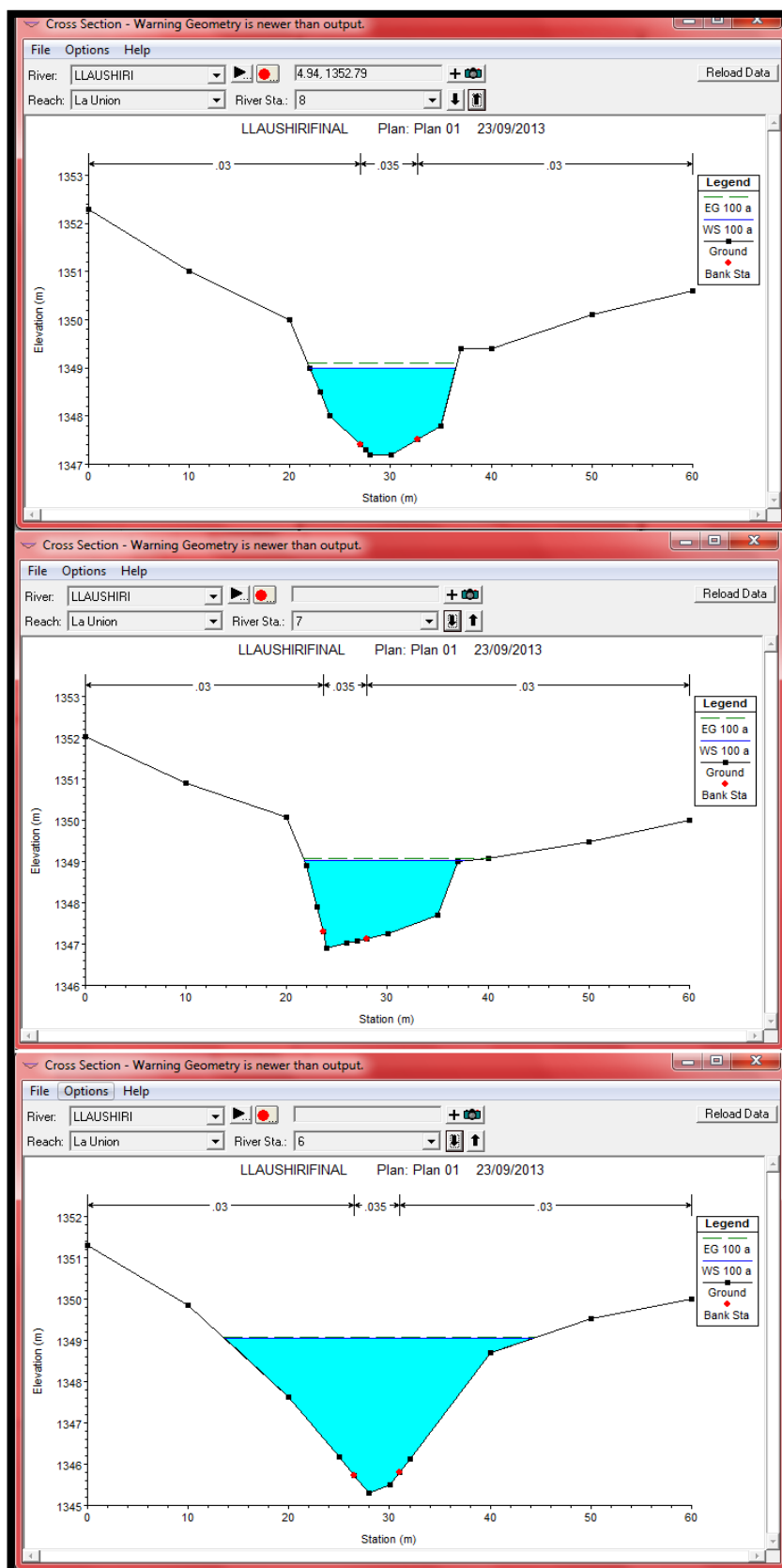


Fig. 41 Secciones de la Cuenca del rio Llaushiri, a) 2 metros aguas arriba del puente, b) debajo del puente, c) 2 metros aguas abajo del puente.

Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: Ilaushi River: LLAUSHIRI Reach: La Union Profile: 100 a Reload Data

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
La Union	12	100 a	25.40	1345.98	1349.08	1347.52	1349.13	0.000414	1.17	26.38	14.36	0.22
La Union	11	100 a	25.40	1345.93	1349.07		1349.13	0.000453	1.19	25.49	14.07	0.22
La Union	10	100 a	25.40	1345.80	1349.04		1349.12	0.000794	1.47	20.95	12.95	0.28
La Union	9	100 a	25.40	1347.40	1349.04		1349.11	0.001227	1.32	22.41	22.36	0.34
La Union	8	100 a	25.40	1347.20	1349.00		1349.10	0.001422	1.53	18.54	14.49	0.37
La Union	7	100 a	25.40	1346.90	1349.02		1349.08	0.000773	1.23	22.96	15.95	0.28
La Union	6	100 a	25.40	1345.30	1349.05		1349.07	0.000098	0.65	52.90	30.69	0.11
La Union	5	100 a	25.40	1344.00	1349.06		1349.07	0.000046	0.50	68.20	32.11	0.08
La Union	4	100 a	25.40	1347.65	1348.88		1349.05	0.005388	2.13	14.73	25.02	0.67
La Union	3	100 a	25.40	1347.40	1348.88		1348.99	0.002620	1.75	18.03	24.17	0.49
La Union	2	100 a	25.40	1347.40	1348.66	1348.66	1348.94	0.008075	2.71	12.08	22.22	0.83
La Union	1	100 a	25.40	1346.50	1347.51	1347.87	1348.69	0.046712	4.89	5.44	9.38	1.84

Fig. 42 Resumen de datos calculados en HEC RAS, para cada una de las secciones del rio Llaushiri.



CAPITULO VIII. RESULTADOS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE

8.1 DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE DRENAJE

8.1.1 DISEÑO DE CUNETAS

Gracias al análisis desarrollado en los planos tanto del proyecto vertical como del proyecto horizontal de la vía se procede a realizar la ubicación y el dimensionamiento de las cunetas, además de determinar la longitud de las mismas.

El caudal de diseño para estos elementos de drenaje longitudinal se halla en base a la formulación de Henderson, que fue tratada ya en el apartado 5.1.3, además se considera también la escorrentía de agua lluvia que se da en los lugares y taludes aledaños a la calzada de la vía.

Se asume una cuneta tipo de forma triangular (forma más efectiva y más usada actualmente), que cumpla con los requerimientos del caudal a transportar con un margen de seguridad considerable. Además se prevé que tenga la misma pendiente del trazado vertical y que la velocidad que adquiera el agua al transitar el canal no sea superior a 4.5 m/s, de tal forma que se evite en lo posible procesos de erosión ni deposición de material en el fondo.

En el cuadro de resumen que presentado a continuación, se pueden observar claramente el dimensionamiento de las cunetas, sus longitudes, pendientes, además de cada una de las verificaciones tanto de caudal como de velocidad, que avalan que el diseño está dentro de las normativas correspondientes.

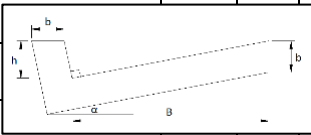
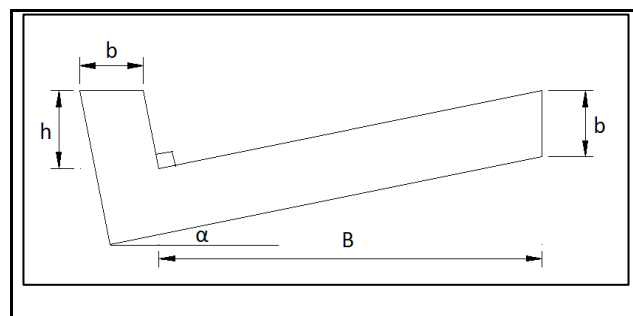
ABCISAS		LONGITU D DE CUNET A (m)	So	Rugosidad (n)	0.01 4		Caudal Q (m ³ /s)	Velocida d (m/s)	q(Lo) (m ³ /s)	Capac > Demanda
INICIO	FIN			h	0.14	m				
0-014	0+000	30	0.02	b	0.1	m	0.080	1.57	0.004 9	OK
0+000	0+068.2 4	68.24	0.097 9	B	0.7	m	0.177	3.47	0.011 1	OK
0+068.2 4	0+138.2 4	70	0.082 3	α	0.20 1	rad	0.162	3.19	0.011 4	OK
0+138.2 4	0+268.2 4	130	0.048 4	AREA	0.05 1	m ²	0.125	2.44	0.021 1	OK
0+268.2 4	0+468.2 4	200	0.027 2	PERIMETRO	0.83 2	m	0.093	1.83	0.032 5	OK
0+468.2 4	0+547.2 4	79	0.007 2	RADIO HIDRAULIC O	0.06 1	m	0.048	0.94	0.012 8	OK
0+547.2 4	0+623.2 4	76	0.037 5				0.110	2.15	0.012 3	OK
0+623.2 4	0+868.2 4	245	0.006 3				0.045	0.88	0.039 8	OK
0+868.2 4	1+127.2 4	259	0.019 7				0.079	1.56	0.042 1	OK
1+127.2 4	1+311.2 4	184	0.031				0.100	1.96	0.029 9	OK
1+311.2 4	1+415.6 8	104.44	0.075 2				0.155	3.05	0.017 0	OK
1+415.6 8	1+468.1 8	52.5	0.005				0.040	0.79	0.008 5	OK
1+468.1 8	1+568.2 4	100.06	0.057 1				0.135	2.65	0.016 2	OK
1+568.2 4	1+631.4 8	63.24	0.02				0.080	1.57	0.010 3	OK

Tabla 19. Cuadro de resumen para el dimensionamiento de cunetas.

Normalmente tendría que realizarse un diseño para cada uno de los tramos de cuenta, sin embargo proponer un dimensionamiento para toda la longitud de vía estudiada no supondría un problema debido a que las variaciones en las medidas serían mínimas así como también la cantidad de material que vaya a usarse para una probable construcción de las mismas. En base a este criterio propusimos las siguientes dimensiones:



h	0.14	m
b	0.1	m
B	0.7	m
α	12.2	%

Tabla 20. Dimensiones propuestas para las cunetas.

8.1.2 DISEÑO DE ALCANTARILLAS

Para el diseño de las alcantarillas se tomó una restricción que es la de conseguir que estos canales trabajen con un “Flujo Tipo I” (Ver Fig. 43). Es decir que cumpla con los requerimientos presentados a continuación. (Cabe recalcar que en algunos textos existen variaciones al momento de determinar el tipo de flujo, es decir, al que nosotros llamamos “Flujo I” puede ser considerado como Flujo IV en cualquier otro texto, por lo tanto es necesario tomar bien en cuenta las características y prohibiciones antes que el nombre mismo del flujo, lo que evitaría posibles confusiones).

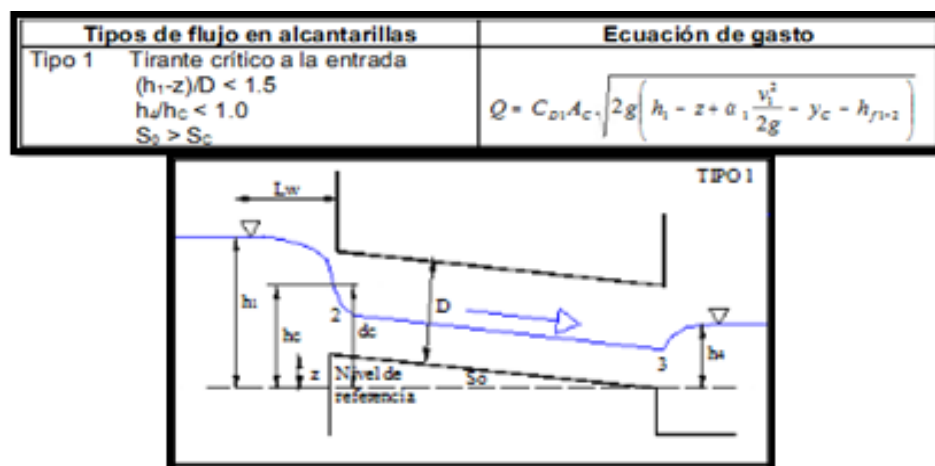


Fig. 43 Características del flujo Tipo I.

(Fuente: Diseño Hidráulico de Alcantarillas, Facundo J. Alonso).

Al momento que se cumplen todas las consideraciones expuestas en la figura anterior podemos afirmar que se tiene condiciones de flujo a superficie libre en la alcantarilla. Es decir se garantiza que la alcantarilla funciona como un canal de pendiente fuerte en régimen supercrítico y por tanto el tirante crítico estará ubicado en la sección de entrada.

En la tabla siguiente se presentan los datos de cada una de las 5 alcantarillas que estimamos deben componer el sistema de drenaje transversal de la vía analizada. Debido a que los caudales de diseño no resultaron ser muy elevados no fue necesario el



UNIVERSIDAD DE CUENCA

diseño de alcantarillas tipo bóveda, por lo cual se procedió a seleccionar tuberías circulares con diámetros típicos que se pueden encontrar en el mercado.

DISEÑO ALCANTARILLAS CIRCULARES								
	Abscisa	Elemento	Q diseño	Material	n	S	D (tubería llena)	D asum.
			m3/s				m	m
A0	0-014	A0	1.10	Acero Corrugado	0.024	0.020	0.82	1.2
A1	0+300	A1	1.53	Acero Corrugado	0.024	0.020	0.90	1.2
A2	0+500	A2	1.13	Acero Corrugado	0.024	0.020	0.83	1.2
A3	1+300	A3	3.81		0.024	0.020	1.31	1.8
A4	1+609.63	A4	0.41	Acero Corrugado	0.024	0.020	0.57	1.2

Tabla 21. Resumen de dimensiones de alcantarillas circulares.

Para complementar también se presenta el resumen de cálculos y verificaciones hidráulicas que corroboran que cada una de las alcantarillas diseñadas cumplen con los requisitos tanto de velocidad como de tipo de flujo que fueron establecidos en un principio. (Ver Tabla 22).

Verificación Hidráulica de Alcantarillas

Abscis a	Elemen t.	Q diseñ o	D	yc	θ_c	Tc	Ac	Pc	Rc	Frou d	Sc	Vc	Vel admisibl e	h _v	k _e	h _e	He	He/ D	Tip o de fluj o
		m ³ /s	m	m	rad	m	m ²	m	m			m/ s	Vc<4.5m /s	m		m	m	m/ m	
0-014	A0	1.10	1.2	0.57	3.04	1.20	0.53	1.82	0.29	1.00	0.004	2.08	Veloc. válida	0.22	0.20	0.04	0.83	0.69	Tip o 1
0+300	A1	1.53	1.2	0.68	3.40	1.19	0.66	2.04	0.32	1.00	0.004	2.33	Veloc. válida	0.28	0.20	0.06	1.01	0.84	Tip o 1
0+500	A2	1.13	1.2	0.58	3.07	1.20	0.54	1.84	0.29	1.00	0.004	2.10	Veloc. válida	0.22	0.20	0.04	0.85	0.71	Tip o 1
1+300	A3	3.81	1.8	0.96	3.28	1.80	1.38	2.95	0.47	1.00	0.004	2.75	Veloc. válida	0.39	0.20	0.08	1.43	0.79	Tip o 1
1+609.63	A4	0.41	1.2	0.34	2.24	1.08	0.26	1.35	0.20	1.00	0.004	1.54	Veloc. válida	0.12	0.20	0.02	0.48	0.40	Tip o 1

Tabla 22. Comprobación hidráulica del funcionamiento de las alcantarillas.

8.2 ANALISIS HIDRAULICO DE PUENTES

Dentro del casco urbano de la Parroquia Abdón Calderón, más conocida como “La Unión”, se encuentran 2 puentes que libran los pasos tanto de los ríos Chantaco como Llaushiri, en donde se ha procedido a realizar evaluaciones de sus tanto de sus capacidades como de sus características.

Se ha realizado un estudio hidrológico, y en base a éste se realiza una evaluación hidráulica de los puentes en mención tomando en cuenta los parámetros de diseño de los mismos.



Caudales: Se realizó el hallazgo del caudal a través del método SCS, obteniéndose los siguientes resultados

RIO	PERIODO DE RETORNO (años)	CAUDAL (m ³ /s)
Chantaco	100	26.9
Llaushiri	100	25.4

Tabla 23. Caudales de los ríos para 100 años de periodo de retorno.

Estabilidad del Cauce.- en base al análisis de planos y posterior confirmación con visitas de campo se pudo constatar que la sinuosidad, es decir ondulación que presentan cada una de los cauces de los ríos no es muy alta, entonces la dinámica del mismo en cuanto a su migración es relativamente poca, por lo que el cauce tiende a mantenerse en su posición en el sitio en el que se encuentran los puentes.

Capacidad Hidráulica.- En base a la observación y entrevistas realizadas a los moradores de los lugares cercanos a la ubicación de los puentes analizados se determinó que los mismos tienen una buena capacidad hidráulica, es decir que no han sufrido riesgos de inundación, pero para periodos de retorno cortos, tanto aguas arriba como aguas abajo los puentes se podrían asumir que son casi perpendiculares al eje cauces del río por lo que se podría considerar que el efecto de socavación o de deposición de material son debidos a esta circunstancias.

Como puede observarse en la Fig. 39, justo en la sección de control del puente para el río Chantaco la diferencia de cotas entre el fondo y la del nivel de aguas máximas para el evento de crecida es aproximadamente 2.5 metros, lo que podría ser solucionado con el diseño actual, sin riesgo de inundación en sectores aledaños al mismo. (Ver Anexo 10).

En la Fig. 42, se muestran las diferencias de cotas en el río Llaushiri cuyo valor aproximados es 4 metros, lo que se pueden presentar inconvenientes en la sección de control del puente. De esta manera ante avenida de un evento máximo el puente presentaría grandes inconvenientes hidráulicos y daños estructurales. (Ver Anexo 10).

8.3 COMPARACION Y VERIFICACION CON EL SISTEMA YA CONSTRUIDO

Posterior a todo el proceso de análisis tanto hidrológico como hidráulico de las cuencas así como el dimensionamiento de cada uno de los componentes del sistema de drenaje, se procedió a realizar una inspección in situ que nos permitiese estudiar el sistema de drenaje construido en el sector y verificar si el mismo cumple con los requisitos necesarios para un adecuado funcionamiento.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

En la Tabla presentada a continuación se puede apreciar una especie de resumen del aspecto, características y especificaciones que presentan tanto las cunetas como alcantarillas del sector actualmente.

Abscisa		Dimensiones		Observaciones
PI	PF	B(cm)	h(cm)	
0+000	0+100	40	10	Cuneta medianamente sucias (hojas, polvo)
0+100	0+200	30	8	Cuneta derecha muy pequeña, presencia de suciedad
0+200	0+300	30	8	Cuneta derecha muy pequeña, presencia de suciedad
0+300	0+400	40	10	Cuneta limpia, presencia de sumidero
0+400	0+500	30	8	Sin cuneta derecha
0+500	0+600	60	10	Cunetas con alto grado de suciedad
0+600	0+700	60	10	Cunetas con alto grado de suciedad
0+700	0+800	60	10	Bordillos en mal estado
0+800	0+900	60	10	Cunetas medianamente sucias
0+900	0+1000	60	10	Cunetas medianamente sucias
0+1000	0+1100	60	10	Cunetas medianamente sucias y bordillos rotos
0+1100	0+1200	60	10	Cunetas extremadamente sucias y en mal estado
0+1200	0+1300	40	10	Cunetas extremadamente sucias, destrozadas, bordillos rotos
0+1300	0+1400	30	8	Cunetas muy pequeñas
0+1400	0+1500	60	10	Cuneta limpia, buen estado
0+1500	0+1600	60	10	Cuneta limpia, buen estado

Tabla 24. Estado actual de cunetas y alcantarillas en el sector “La Unión”.

Como se habrá notado ya, se presenta una falta de uniformidad en lo que respecta a las dimensiones de las cunetas de la vía, existen tramos en donde las cunetas son muy pequeñas hidráulicamente hablando (0+100 – 0+300). El casco urbano comprende desde de la abscisa (0+400 hasta 0+700), en donde se puede observar una variabilidad aún más marcada de dimensiones, posteriormente desde la abscisa 0+700 en adelante las cuentas toman uniformidad en cuanto a su sección, (50cm*10cm).

Según el dimensionamiento propuesto para un periodo de 25 años las dimensiones requeridas para una cuneta triangular son de (14cm*70cm), es decir un área de $0,051 \text{ cm}^2$, cosa que con las dimensiones presentadas en la tabla anterior no cumple. Es decir



UNIVERSIDAD DE CUENCA

para un evento extremo para el periodo de retorno expuesto las cunetas construidas actualmente no solventarían las necesidades de caudal.

Una de las características típicas que se pudieron observar, es la falta de cuidado y limpieza que presentan estos elementos de drenaje. En el de Anexo 10 se presentan las fotografías tomadas a lo largo de la vía, en donde se manifiestan claramente bordillos en mal estado, cunetas completamente sucias, una cantidad enorme de basura, hojas secas y polvo.

En lo que respecta al sistema de drenaje transversal es decir a las alcantarillas, como se trata de una vía que está atravesando una zona urbana no se pudieron observar directamente la ubicación y estado actual de, sin embargo lo que se pudo confirmar es la poca presencia de sumideros que permitan el desalojo del agua de las cunetas.

Para el sistema de drenaje de arte mayor, podríamos afirmar que los 2 puentes que se ubican en el sector presentan las dimensiones adecuadas para los periodos de retorno de mayor frecuencia (anuales). (Ver Tabla 25). Sin embargo existen riesgos como en el puente del río Chantaco que podría tener problemas ante un evento de crecida máxima debido a la alta velocidad de sus aguas y posible arrastre de material.

Las características físicas (visualmente), que muestran los puentes se podría decir que son óptimas, bordillos completos, vía y barandales en buen estado. Sin embargo a pesar de todos los aspectos buenos ya nombrados presentan el mismo nivel de contaminación que las cunetas, es decir presencia de hojas polvo y piedras pequeñas, además que los sumideros que permiten el descargar el agua de cuentas hacia el cauce del río están totalmente tapados debido a la presencia de basura y maleza.

Puente	Dimensiones		Observaciones
	L(m)	a(m)	
Rio Chantaco	10	7	Sumideros que dan al puente totalmente tapados, el caudal observado (Agosto 2013) es pequeño, tubería rota, medianamente sucio.
Rio Llaushiri	11	7.5	No existen sumideros que permitan el desemboque de las cunetas, bastante material rocoso, medianamente sucio.

Tabla 25. Estado actual de los puentes de los ríos Chantaco y Llaushiri.

8.4 CONCLUSIONES Y POSIBLES SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS

- ❖ El sistema de drenaje es un conjunto de obras y acciones cuya finalidad es la de garantizar el correcto desempeño de la vía durante los procesos de precipitación



UNIVERSIDAD DE CUENCA

y escorrentía, de tal forma que todas estas aguas no causen daños severos a la estructura del pavimento, a los vehículos y a las personas.

- ❖ Un apropiado diseño de sistema de drenaje vial conlleva una relación directa entre lo que es un adecuado drenaje superficial complementado con un buen drenaje subterráneo.
- ❖ Se han delimitado 7 zonas en toda el área de estudio, 2 de ellas se han usado para la determinación de los caudales de los ríos Chantaco Y Llaushiri, mientras que las 5 restantes y más pequeñas fueron utilizadas para el diseño de alcantarillas de evacuación.
- ❖ Los diseños para periodos de retorno de 25 años (cunetas y alcantarillas) y de 100 años (puentes), permiten que la obra sea confiable y esté dentro de las restricciones de seguridad para la suscitación de un evento de crecida de condiciones extremas.
- ❖ Una vez realizada la determinación del caudal a drenar tanto por alcantarillas como el que va a circular por las cunetas se determinaron las dimensiones siguientes: Para alcantarillas el diámetro a usar es de 1200 mm salvo la alcantarilla que ira ubicada en la abscisa 1300 en donde el diámetro asumido fue de 1800mm, todas de acero corrugado. Mientras que para las cunetas el material es hormigón y la sección escogida fue una triangulas de 70 cm de base por 14 cm de altura (Tabla 20).
- ❖ Los cauces para los ríos, se muestran bastante definidos en su recorrido, se muestran estables horizontalmente aunque no es tan estable en sentido vertical. Aparentemente no son muy profundos, pero tienen un área hidráulica suficiente como para conducir los caudales normales y de periodo de retorno anual.
- ❖ En definitiva se puede concluir que el dimensionamiento par el rio Llaushiri no tiene considerado en su diseño un evento de crecida para 100 años de periodo de retorno, por lo que en el sector se produciría un desborde de las aguas del cauce. En el caso del puente del rio Chantaco debido a la buena sección de canal que se tiene no habría problemas de inundación, pero por otra parte las altas velocidades que se presentarán provocarían transporte de material, socavación y sedimentación.
- ❖ Como pudo observarse en el Anexo 10, existen algunos sectores en donde el sistema de drenaje longitudinal (cunetas), necesita ser mejorado ya que su sección no satisface las necesidades, además también existe otros sectores en donde a pesar de tener la sección hidráulicamente optima existe interferencia de



UNIVERSIDAD DE CUENCA

agentes externos como polvo, ramas, basura que no permiten que los elementos de drenaje trabajen a su máxima capacidad.

- ❖ La implementación de programas computacionales (HEC RAS), ayudan a tener una mejor perspectiva para lo que respecta al análisis de trabajabilidad de puentes y otros más, así como también brindan resultados que ayudan a la determinación y toma de mejores decisiones en cuanto a diseños y variantes para las obras civiles.
- ❖ A las autoridades de la parroquia se recomienda prevenir en lo máximo posible la contaminación de los moradores hacia los elementos de drenaje construidos, sobre todo botar basura en la calle, aspecto que incide directamente en la capacidad de trabajo de las cuentas como en el aspecto paisajístico de la zona.
- ❖ Se recomienda que el galibo mínimo que deberían necesitar estos puentes sea de 2 a 2.5 metros sobre el nivel de aguas máximas calculado.
- ❖ El puente sobre el cauce del río Llaushiri, no presenta inconvenientes mayores por el momento, sin embargo una mejora en lo que respecta a la contaminación con basura, llantas de autos, palos y otros, ayudaría aún más a la libre circulación del agua para un evento de crecida en 100 años de periodo de retorno.
- ❖ En el puente sobre el río Chantaco se pudo observar que las velocidades que se presentan en el mismo llegan a valores cercanos a los 5m/s, lo que en general provocaría arrastre de material, y en la sección del puente estaría causando un daño erosivo a las pilas. Una de las posibles soluciones es la construcción de un enrocado en las secciones que se aproximan al puente.
- ❖ Se recomienda también en base a nuestro análisis realizar un estudio complementario que abarque los temas de arrastre de sedimentos y socavación sobre todo para el río Chantaco.



CAPITULO IX. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Chow, Ven te, 1994 “Hidráulica de Canales Abiertos”, Editorial McGraw-Hill.

Chow, V.T., Maidment, D., Mays L., 1994. “Hidrología aplicada”, Editorial McGraw-Hill Interamericana s, 28 págs.

French, Richard H. 1998. “Hidráulica de Canales Abiertos”, Editorial McGraw-Hill.

(INVIAS), 2006, “Manual de inspección de estructuras para drenaje”, Universidad Nacional de Colombia.

(MTOP), 2003, “Normas de Diseño Geométrico de Carreteras”, Quito- Ecuador.

(SCS), 1985, “Soil Conservation Service (National Engineering handbook)”(USDA).

(MTC) “Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú” (estudio de Hidrología e Hidráulica de la Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera: Patahuasi – Yauri - Sicuani), 2008.

Estudio Hidrológico e Hidráulico para la construcción de la autopista E25 en el tramo “Y” de Corralitos – el Guabo. 2012.

Alonso J. Facundo, 2005. “Diseño Hidráulico de alcantarillas”

Manual de Hidrología y Drenaje para el diseño de Carreteras en Bolivia, desarrollado x Apia xxi ingenieros y arquitectos consultores.

Manual de Carreteras del Paraguay , Normas para obras de drenaje vial, 2009

Manual Básico de Hec- Ras Universidad De Granada, área de ing Hidraulica.

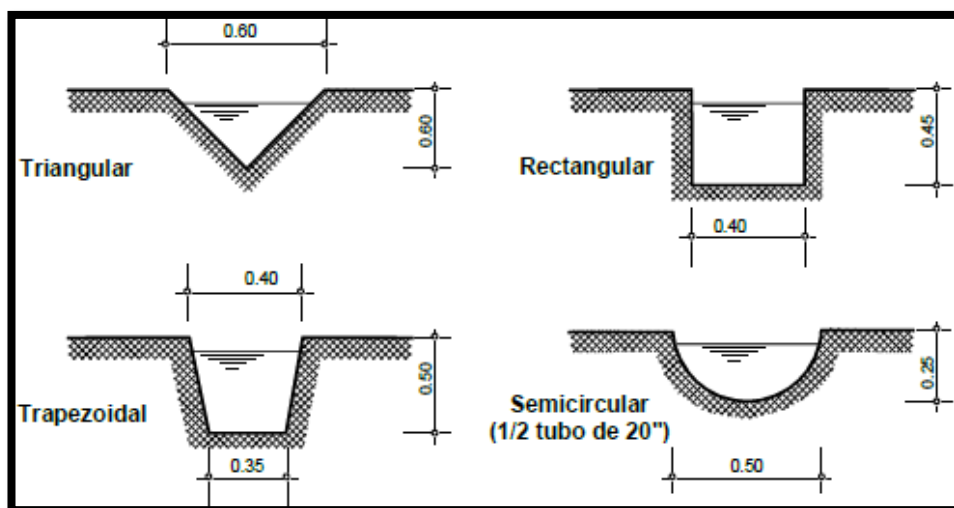
Universidad Autónoma de nueva león hec ras sistema de análisis de ríos Hugo Guerra Cobian

CAPITULO X. ANEXOS

ANEXO 1: CUNETAS

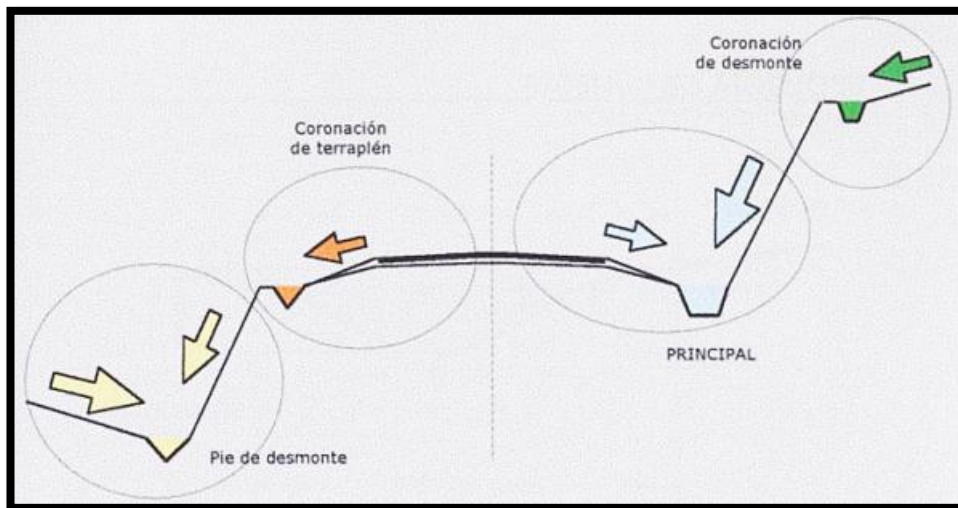
❖ 1.1 TIPOLOGÍA DE CUNETAS

Como ya se mencionó en la sección 3.3.1 la forma más usada para cunetas es la triangular, sin embargo a continuación se presentan algunas otras formas, pero cuya efectividad no es tan buena como la primera.



❖ 1.2 OTROS TIPOS DE CUNETAS

Existen otros tipos de cunetas, que sirven para complementar el trabajo de la cuneta principal, y son nombradas de acuerdo a la ubicación que presentan las mismas: Cuneta de coronación de terraplén, de coronación de desmonte y de pie de desmonte.



ANEXO 2: ALCANTARILLAS

❖ 2.1 ELEMENTOS DE UNA ALCANTARILLA

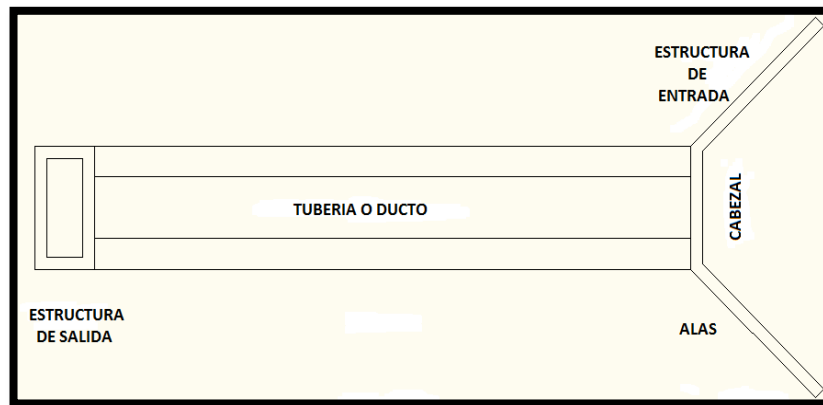
Estructura de Entrada.- hace referencia a las obras que se realizan con el fin de llevar el flujo de agua hacia el ducto.

Cabezal.- son muros contruidos de forma que brinden estabilidad a la tubería y eviten su erosión tanto a la entrada como a la salida, además también retienen el material del terraplén.

Alas.- sirven como guía para llevar el agua hacia la alcantarilla. La longitud que presenten las alas es variable de acuerdo a las necesidades que se tengan al igual que el ángulo, aunque en la mayoría de casos se usa como norma 45°.

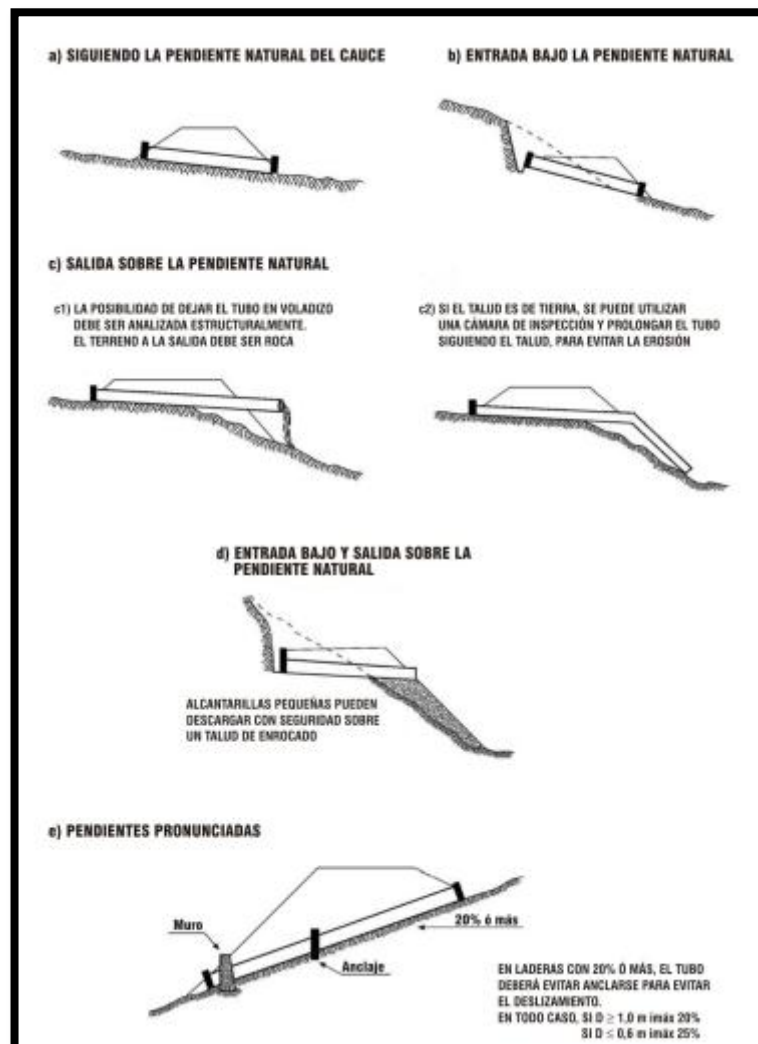
Tubería.- o ducto, cuyo trabajo es conducir el agua de un lado al otro de la vía. Pueden ser de diferentes materiales, laminas metálicas, PVC, o de concreto.

Estructura de Salida.- son estructuras que sirven como transición desde la salida de la tubería hasta el cuerpo receptor.



❖ 2.2 UBICACIÓN DE ALCANTARILLAS

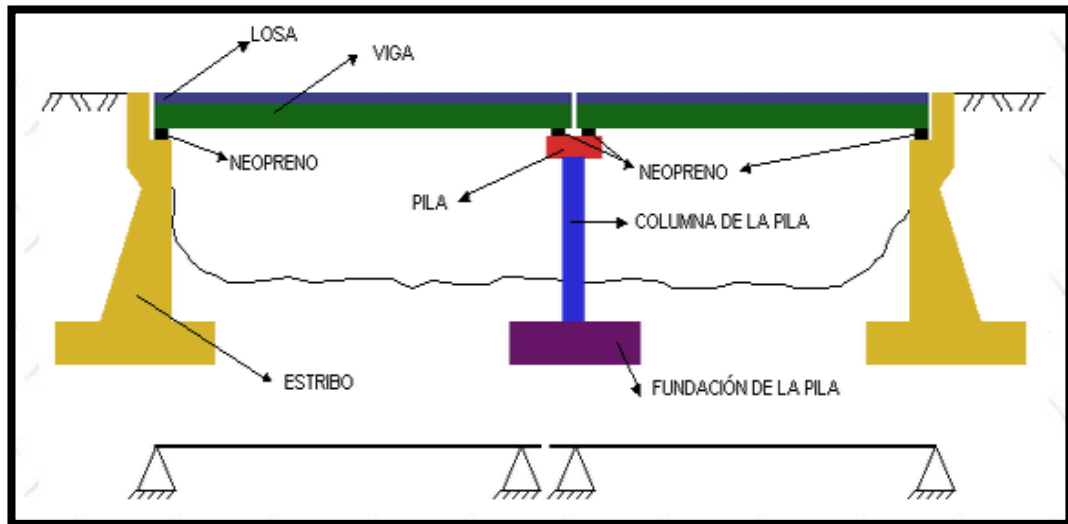
En el grafico mostrado a continuación se muestran algunas de las posiciones que podría adoptar una alcantarilla según las restricciones que se tengan del lugar de implantación y la pendiente del cauce.



ANEXO 3: PUENTES

❖ 3.1 ELEMENTOS DE UN PUENTE

En la sección 3.5.1 ya se mencionaron cuáles son los 2 componentes principales de un puente, sin embargo a continuación se dará un análisis un tanto más detallado de cada uno de estos componentes.



Superestructura.- parte del puente donde se da la acción de la carga móvil, formada por: Tablero, Vigas, Aceras y Pasamanos, Capa de Rodadura, Otras instalaciones.

Infraestructura o Subestructura.- parte del puente que ayuda a transmitir las solicitaciones al suelo de cimentación formada por: Estribos y Pilas.

- a) **Pilas.-** son apoyos intermedios de los puentes, generalmente usados en los puentes de 2 o más tramos. Se diseñan para soportar tanto la carga permanente como también sobrecargas eventuales.
- b) **Vigas Longitudinales y Transversales.-** elementos que permiten salvar el vano, existe una infinidad de formas entre las que destacan: vigas rectas, arcos, pórticos, reticulares, etc.
- c) **Tablero.-** es la parte que soporta la carga dinámica del tráfico y que gracias a las armaduras permite transmitir dichas cargas tanto a los estribos como a las pilas y posteriormente hacia los cimientos. En el tablero va ubicada lo que es la capa de rodadura que le da continuidad a la rasante de la vía, y también



UNIVERSIDAD DE CUENCA

otras obras complementarias como lo es el caso de aceras, pasamanos y postes.

- d) **Apoyo.-** son elementos gracias a los cuales es posible la transmisión de acciones hacia las pilas o estribos. Generalmente el componente más usado es el neopreno (material elastómero).
- e) **Estribos.-** situados en los extremos del puente. Están compuestos por un muro frontal que soporta todo lo que es el tablero y por muros aletas que son los que trabajan en la contención del terreno.
- f) **Vano.-** hace referencia a cada espacio comprendido entre 2 apoyos consecutivos.

❖ 3.2 TIPOS DE PUENTES

Si analizamos todos los puentes existentes podemos llegar a la conclusión que existen un sin número de tipos de puentes mismos que igualmente han sido clasificados de acuerdo a una infinidad de características y restricciones, a continuación se expondrá una breve reseña de la clasificación de puente tomada del libro de la “Escuela Superior de Ávila, Ingeniería Técnica de Topografía” del país vecino de Colombia.

Naturaleza de la Vía Soportada

- a) *Puente de Carretera*
- b) *Puentes de Ferrocarril*
- c) *Puentes – Canal*
- d) *Puentes – Acueductos*

El Material Constitutivo

- a) *Puentes de Madera*
- b) *Puentes Metálicos*
- c) *Puentes de Hormigón (Pretensado, Armado o Mixto)*

Movilidad del Tablero

- a) *Puentes Fijos*
- b) *Puentes Móviles (Basculantes, Levadizos, Giratorios, Desplazamiento Vertical, Transbordador, Deslizantes, Flotantes)*

Funcionamiento Mecánico

- a) Puentes Rectos o de Vigas
- b) Puentes de Arco
- c) Puentes Colgantes
- d) Puentes Atirantados
- e) Puente en Ménsula o Voladizo

Tradicionalmente en el Ecuador los puentes más diseñados y construidos son los de mampostería de piedra, de hormigón armado, de acero, de hormigón preesforzado y de estructura mixta. Las luces de los mismos generalmente varían de pequeñas a medianas.

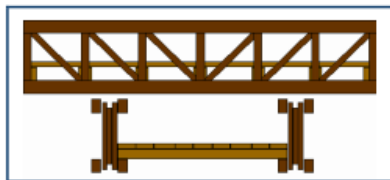


Gráfico 2.3.- Puente con Celosía de Madera³

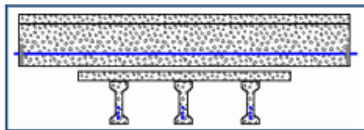


Gráfico 2.5.- Puente con Vigas de Hormigón Pretensado⁵

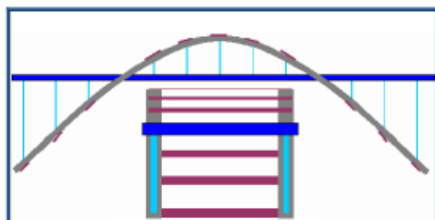


Gráfico 2.8.- Puente Metálico en Arco⁷

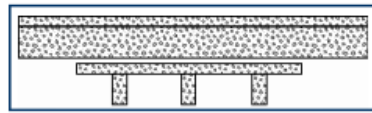


Gráfico 2.4.- Puente con Vigas Longitudinales de Hormigón Armado⁴

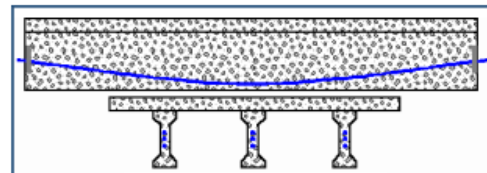


Gráfico 2.6.- Puente con Vigas de Hormigón Postensado⁶

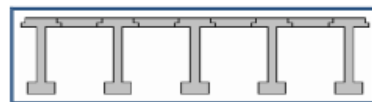


Gráfico 2.10.- Puente de Gran Longitud con Pilas Intermedias⁸

ANEXO 4: ANALISIS HIDROLÓGICO

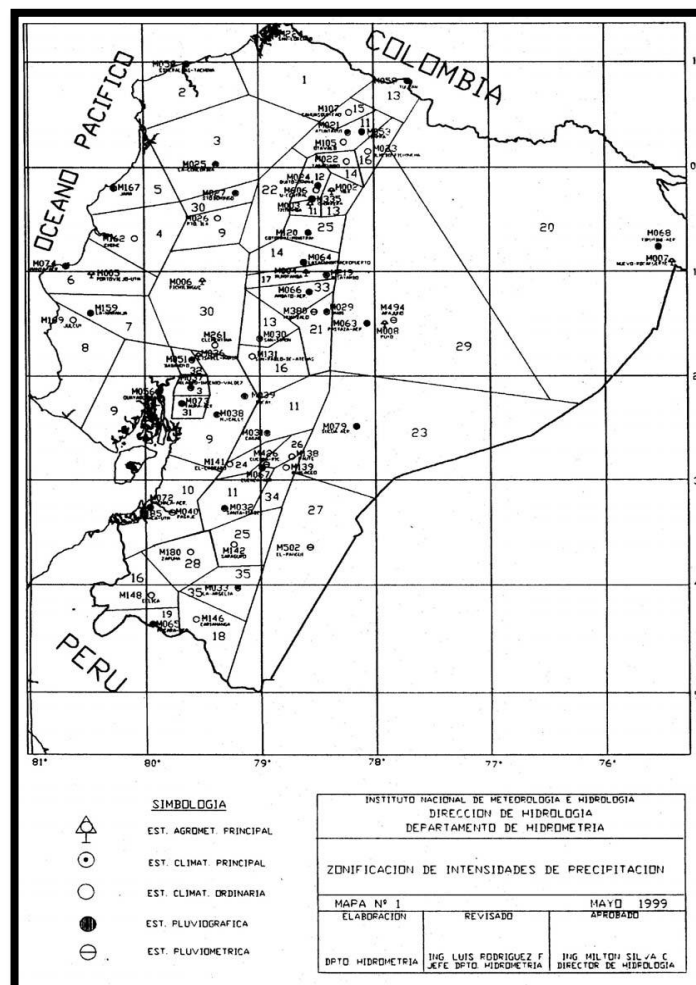
❖ 4.1 FORMULACIONES PARA LA CONSTRUCCION DE CURVAS IDF

Aparicio (1997)
$$I = \frac{k * T^m}{(d + c)^n}$$
 k, m, n y c son constantes

Wenzel (1982)
$$I = \frac{c}{(Td^e + f)}$$
 c, e y f son coeficientes

Varas y Sánchez,
$$P_{t,I} = K * P_{10,D} * C_{d,t} * C_{f,I} \quad I_{t,I} (mm/hr) = \frac{P_{t,I}}{d}$$

❖ 4.2 ZONIFICACION DE INTENSIDADES EN EL ECUADOR



❖ 4.3 FORMULACION PARA LAS DISTINTAS ZONAS METEREOLÓGICAS DEL ECUADOR

ZONA	DURACION	ECUACION
1	5 min < 130 min	$I_{TR} = 47.926 t^{\wedge} - 0.3387 Id_{TR}$
	130 min < 1440 min	$I_{TR} = 787.57 t^{\wedge} - 0.9154 Id_{TR}$
2	5 min < 30 min	$I_{TR} = 19.305 t^{\wedge} - 0.1332 Id_{TR}$
	30 min < 1440 min	$I_{TR} = 115.4 t^{\wedge} - 0.6546 Id_{TR}$
3	5 min < 90 min	$I_{TR} = 53.369 t^{\wedge} - 0.3278 Id_{TR}$
	90 min < 1440 min	$I_{TR} = 639.52 t^{\wedge} - 0.8838 Id_{TR}$
4	5 min < 20 min	$I_{TR} = 56.507 t^{\wedge} - 0.2694 Id_{TR}$
	20 min < 1440 min	$I_{TR} = 247.71 t^{\wedge} - 0.7621 Id_{TR}$
5	5 min < 40 min	$I_{TR} = 54.719 t^{\wedge} - 0.3875 Id_{TR}$
	40 min < 1440 min	$I_{TR} = 197.81 t^{\wedge} - 0.7378 Id_{TR}$
6	5 min < 120 min	$I_{TR} = 57.598 t^{\wedge} - 0.4267 Id_{TR}$
	120 min < 1440 min	$I_{TR} = 344.08 t^{\wedge} - 0.7982 Id_{TR}$
7	5 min < 60 min	$I_{TR} = 97.055 t^{\wedge} - 0.403 Id_{TR}$
	60 min < 1440 min	$I_{TR} = 869.87 t^{\wedge} - 0.9346 Id_{TR}$
8	5 min < 30 min	$I_{TR} = 80.068 t^{\wedge} - 0.3683 Id_{TR}$
	30 min < 1440 min	$I_{TR} = 351.73 t^{\wedge} - 0.7977 Id_{TR}$
9	5 min < 116 min	$I_{TR} = 40.035 t^{\wedge} - 0.341 Id_{TR}$
	116 min < 1440 min	$I_{TR} = 355.49 t^{\wedge} - 0.8043 Id_{TR}$
10	5 min < 88 min	$I_{TR} = 40.414 t^{\wedge} - 0.3124 Id_{TR}$
	88 min < 1440 min	$I_{TR} = 356.17 t^{\wedge} - 0.8009 Id_{TR}$
11	5 min < 60 min	$I_{TR} = 137.27 t^{\wedge} - 0.5153 Id_{TR}$
	60 min < 1440 min	$I_{TR} = 578.56 t^{\wedge} - 0.8736 Id_{TR}$
12	5 min < 50 min	$I_{TR} = 138.01 t^{\wedge} - 0.4882 Id_{TR}$
	50 min < 1440 min	$I_{TR} = 674.13 t^{\wedge} - 0.8935 Id_{TR}$
13	5 min < 36 min	$I_{TR} = 76.96 t^{\wedge} - 0.2953 Id_{TR}$
	36 min < 1440 min	$I_{TR} = 642.11 t^{\wedge} - 0.8898 Id_{TR}$
14	5 min < 40 min	$I_{TR} = 133.83 t^{\wedge} - 0.4283 Id_{TR}$
	40 min < 1440 min	$I_{TR} = 800.89 t^{\wedge} - 0.9189 Id_{TR}$
15	5 min < 230 min	$I_{TR} = 110.85 t^{\wedge} - 0.4943 Id_{TR}$
	230 min < 1440 min	$I_{TR} = 3197.1 t^{\wedge} - 1.1077 Id_{TR}$
16	5 min < 25 min	$I_{TR} = 76.946 t^{\wedge} - 0.4583 Id_{TR}$
	25 min < 1440 min	$I_{TR} = 174.47 t^{\wedge} - 0.7143 Id_{TR}$
17	5 min < 40 min	$I_{TR} = 201.28 t^{\wedge} - 0.4573 Id_{TR}$
	40 min < 1440 min	$I_{TR} = 1415.8 t^{\wedge} - 0.9947 Id_{TR}$
18	5 min < 50 min	$I_{TR} = 69.036 t^{\wedge} - 0.335 Id_{TR}$
	50 min < 1440 min	$I_{TR} = 410.71 t^{\wedge} - 0.849 Id_{TR}$

ZONA	DURACION	ECCUACION
19	5 min < 115 min	$I_{TR} = 115.98 \quad t^{\wedge} = 0.4844 \quad Id_{TR}$
	115 min < 1440 min	$I_{TR} = 1223.8 \quad t^{\wedge} = 0.9751 \quad Id_{TR}$
20	5 min < 40 min	$I_{TR} = 53.316 \quad t^{\wedge} = 0.3021 \quad Id_{TR}$
	40 min < 1440 min	$I_{TR} = 308.38 \quad t^{\wedge} = 0.7782 \quad Id_{TR}$
21	5 min < 23 min	$I_{TR} = 28.784 \quad t^{\wedge} = 0.4507 \quad Id_{TR}$
	23 min < 1440 min	$I_{TR} = 30.993 \quad t^{\wedge} = 0.472 \quad Id_{TR}$
22	5 min < 67 min	$I_{TR} = 48.772 \quad t^{\wedge} = 0.3533 \quad Id_{TR}$
	67 min < 1440 min	$I_{TR} = 266.64 \quad t^{\wedge} = 0.7687 \quad Id_{TR}$
23	5 min < 23 min	$I_{TR} = 54.246 \quad t^{\wedge} = 0.4596 \quad Id_{TR}$
	23 min < 1440 min	$I_{TR} = 89.858 \quad t^{\wedge} = 0.6234 \quad Id_{TR}$
24	5 min < 41 min	$I_{TR} = 177.26 \quad t^{\wedge} = 0.5938 \quad Id_{TR}$
	41 min < 1440 min	$I_{TR} = 446.46 \quad t^{\wedge} = 0.843 \quad Id_{TR}$
25	5 min < 60 min	$I_{TR} = 97.389 \quad t^{\wedge} = 0.6117 \quad Id_{TR}$
	60 min < 1440 min	$I_{TR} = 125.73 \quad t^{\wedge} = 0.6643 \quad Id_{TR}$
26	5 min < 120 min	$I_{TR} = 163.15 \quad t^{\wedge} = 0.5018 \quad Id_{TR}$
	120 min < 1440 min	$I_{TR} = 2477.3 \quad t^{\wedge} = 1.077 \quad Id_{TR}$
27	5 min < 46 min	$I_{TR} = 76.133 \quad t^{\wedge} = 0.3477 \quad Id_{TR}$
	46 min < 1440 min	$I_{TR} = 539 \quad t^{\wedge} = 0.8634 \quad Id_{TR}$
28	5 min < 81 min	$I_{TR} = 82.756 \quad t^{\wedge} = 0.4722 \quad Id_{TR}$
	81 min < 1440 min	$I_{TR} = 357.27 \quad t^{\wedge} = 0.8077 \quad Id_{TR}$
29	5 min < 120 min	$I_{TR} = 75.204 \quad t^{\wedge} = 0.4828 \quad Id_{TR}$
	120 min < 1440 min	$I_{TR} = 371.89 \quad t^{\wedge} = 0.8152 \quad Id_{TR}$
30	5 min < 79 min	$I_{TR} = 42.089 \quad t^{\wedge} = 0.2952 \quad Id_{TR}$
	79 min < 1440 min	$I_{TR} = 432.57 \quad t^{\wedge} = 0.8304 \quad Id_{TR}$
31	5 min < 49 min	$I_{TR} = 42.22 \quad t^{\wedge} = 0.1828 \quad Id_{TR}$
	49 min < 1440 min	$I_{TR} = 643.99 \quad t^{\wedge} = 0.8852 \quad Id_{TR}$
32	5 min < 155 min	$I_{TR} = 87.677 \quad t^{\wedge} = 0.4796 \quad Id_{TR}$
	155 min < 1440 min	$I_{TR} = 850.65 \quad t^{\wedge} = 0.9257 \quad Id_{TR}$
33	5 min < 23 min	$I_{TR} = 170.39 \quad t^{\wedge} = 0.5052 \quad Id_{TR}$
	23 min < 1440 min	$I_{TR} = 515.76 \quad t^{\wedge} = 0.8594 \quad Id_{TR}$
34	5 min < 35 min	$I_{TR} = 147.98 \quad t^{\wedge} = 0.4279 \quad Id_{TR}$
	35 min < 1440 min	$I_{TR} = 882.9 \quad t^{\wedge} = 0.9351 \quad Id_{TR}$
35	5 min < 43 min	$I_{TR} = 92.854 \quad t^{\wedge} = 0.4083 \quad Id_{TR}$
	43 min < 1440 min	$I_{TR} = 480.47 \quad t^{\wedge} = 0.8489 \quad Id_{TR}$

ANEXO 5: DISEÑO DE CUNETAS

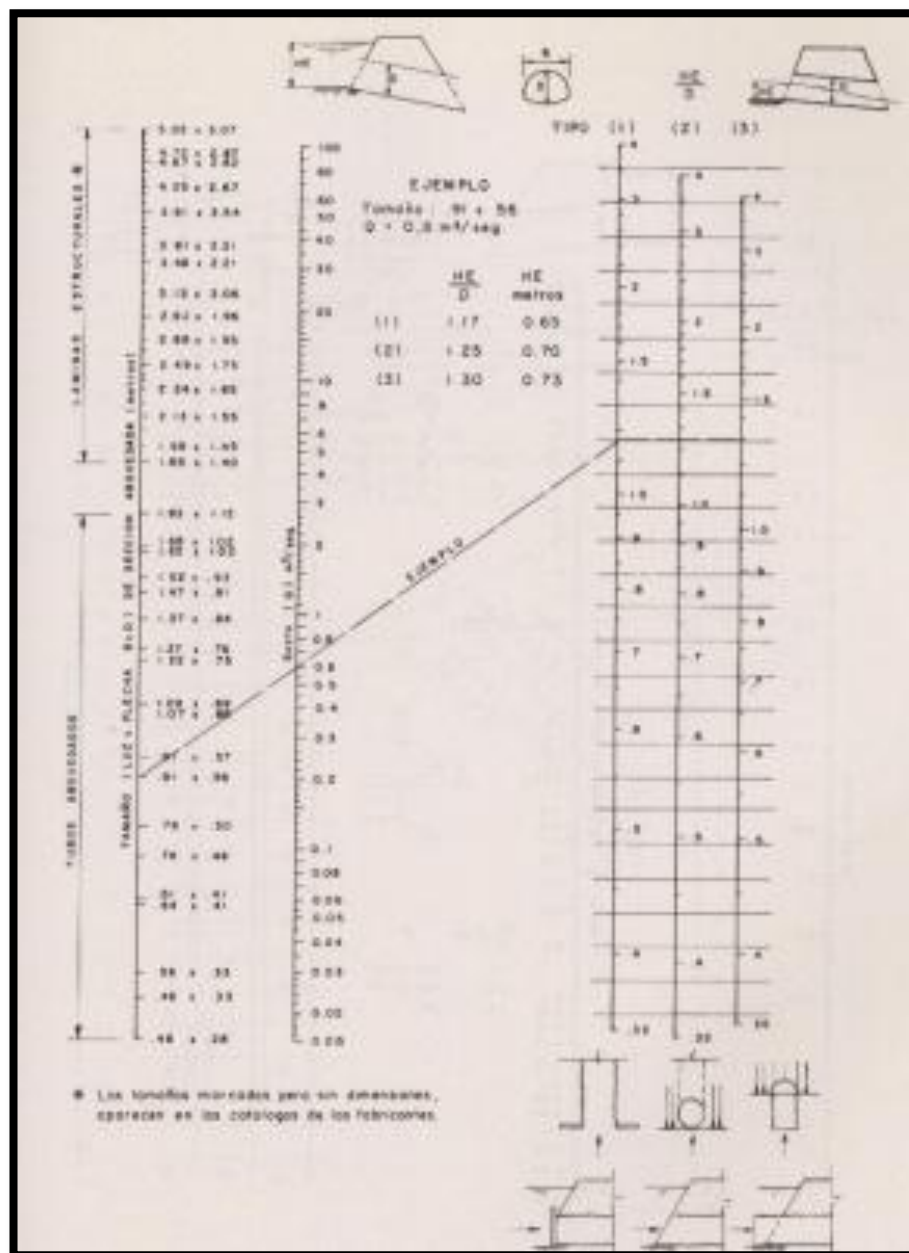
❖ 5.1 COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING

Coeficientes de rugosidad de Manning	
Tipo de canal	Coefficiente (n)
I. Conductos parcialmente llenos	
Acero	0,012
Fundición	0,014
Vidrio	0,010
Cemento	0,011
Mortero	0,013
Hormigón	0,013
Cerámico	0,014
Ladrillo	0,015
Manpostería	0,025
II.- Canales abiertos revestidos o acueductos	
Metal	0,013
Cemento	0,011
Mortero	0,013
Hormigón acabado a llana	0,013
Hormigón acabado en bruto	0,017
Gunita	0,022
Ladrillo	0,015
Manpostería	0,025
III.- Canales excavados	
Tierra canal recto	0,022
Grava canal recto	0,025
Tierra canal con curvas	0,025
Tierra canal con curvas y vegetación	0,030
Tierra canal con curvas y mucha vegetación	0,035
Excavación en roca	0,035
IV.- Cauces naturales	
Ríos de meseta rectos y sin ollas	0,030
Ríos de meseta con curvas, piedras y vegetación	0,040
Anterior con ollas y maleza	0,070
Ríos de montaña	0,040
V.- Cauces naturales en avenidas	
Inundaciones en pastizales	0,030
Sobre sembrados no nacidos	0,030
Sobre sembrados nacido	0,040
Sobre monte bajo	0,060
Sobre bosques	0,070

ANEXO 6: DISEÑO DE ALCANTARILLAS

❖ 6.1 NOMOGRAMAS DE DISEÑO PARA FLUJO CON CONTROL DE ENTRADA

Para este tipo de flujo tenemos nomogramas que interrelacionan las variables involucradas. En particular se presenta el nomograma para secciones transversales de alcantarilla tipo bóveda, donde la altura y en ancho máximo de la bóveda definen la geometría de la sección.



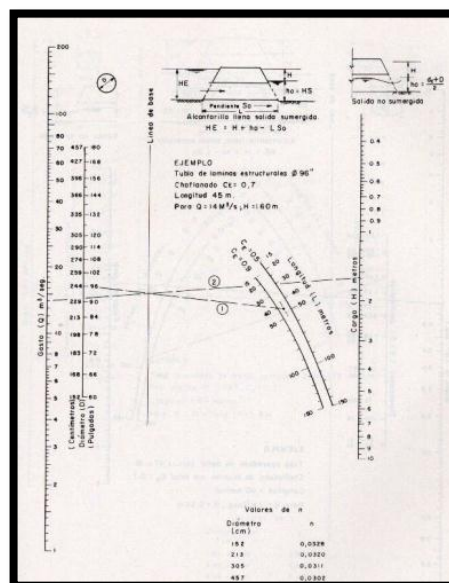
❖ 6.2 TABLA DE VALORES PARA “Ke” EN FUNCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA

TIPO DE ESTRUCTURA Y DISEÑO DE LA TERMINACIÓN DEL EXTREMO	ke
Tubería Concreto*	
Prolongado fuera del terraplén, extremo corte recto	0.5
Corte recto con muro de cabecera	0.5
Chaflanado para ajustarse a la pendiente del relleno	0.7
Bordes biselados, biseles de 33.7"	0.2
Tubería Metal Corrugado*, Polietileno Tigre - ADS**	
Prolongado fuera del terraplén, sin muro de cabecera	0.9
Corte recto con muro de cabecera	0.5
Chaflanado para ajustarse a la pendiente del relleno (talud)	0.7
Sección terminal prefabricada para ajustarse a la pendiente del talud	0.5
Bordes biselados (biseles de 33.7")	0.2
Con muro de cabecera perpendicular al eje del tubo o sin muros de ala y aristas biseladas	0.2***

❖ 6.3 NOMOGRAMAS DE DISEÑO PARA FLUJO CON CONTROL DE SALIDA

En la figura siguiente, se presenta un nomograma típico para diseño de alcantarillas con control de salida. Al igual que se hizo en flujo con control de entrada, vamos a suponer que se desea conocer cuál es el nivel que tendrá el agua a la entrada de mi alcantarilla, si coloco una alcantarilla de ciertas dimensiones, de cierto material, con cierta pendiente, con ciertas características de entrada y para un caudal de diseño dado. Notar que en este caso interesa

el material de la alcantarilla porque nos define la rugosidad n , también influye la pendiente, y su condición de nivel aguas abajo.



ANEXO 7: ANÁLISIS EN PUENTES

❖ 7.1 TABLA PARA NUMEROS DE CURVA DE ESCORRENTIA PARA COMPLEJOS HIDROLOGICOS (SUELO – CUBIERTA) SCS.

Uso de la tierra o cubierta	Tratamiento o práctica	Condiciones hidrológicas	Grupo hidrológico			
			A	B	C	D
Barbecho	en surco	deficientes	77	86	91	94
Cultivos en líneas	en surco	deficientes	72	81	88	91
	en surco	buenas	67	78	85	89
	en fajas a nivel	deficientes	70	79	81	88
	en fajas a nivel	buenas	65	75	82	86
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	66	74	80	82
	en fajas a nivel & terreno	buenas	62	71	78	81
Cereales	en surco	deficientes	65	76	84	88
	en surco	buenas	63	75	83	87
	en fajas a nivel	deficientes	63	74	82	85
	en fajas a nivel	buenas	61	73	81	85
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	61	72	79	82
	en fajas a nivel & terreno	buenas	59	70	78	81
Leguminosa muy densas o praderas en rotación	en surco	deficientes	66	77	85	89
	en surco	buenas	58	72	81	85
	en fajas a nivel	deficientes	64	75	83	85
	en fajas a nivel	buenas	55	69	78	83
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	63	73	80	83
	en fajas a nivel & terreno	buenas	51	67	76	80
Pastos		deficientes	68	79	86	89
		regulares	49	69	79	84
		buenas	39	61	74	80
	en faja a nivel	deficientes	47	67	81	88
	en faja a nivel	regulares	25	59	75	83
	en faja a nivel	buenas	6	35	70	79
Praderas permanentes)		Buenas	30	58	71	78
Bosques		deficientes	45	66	77	83
		regulares	36	60	73	79
		buenas	25	55	70	77
Granjas			59	74	82	86
Carreteras sin afirmar			72	82	87	89
Carreteras afirmadas			74	84	90	92

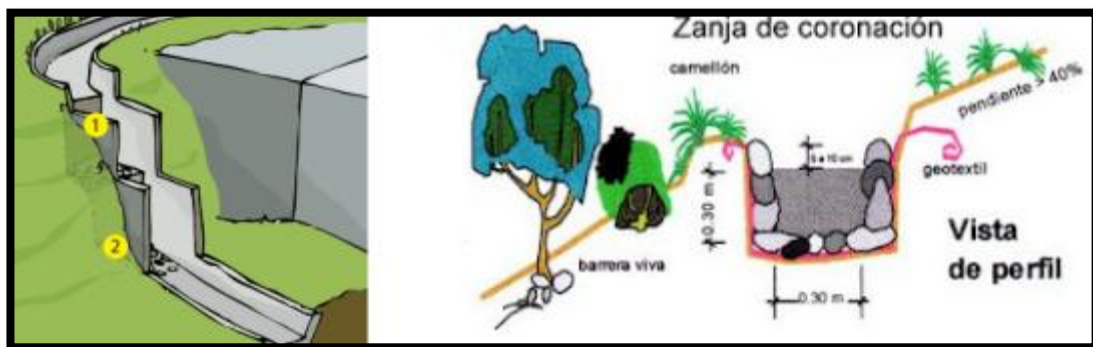
ANEXO 8: OTROS ELEMENTOS DE DRENAJE

❖ 8.1 CUNETAS DE CORONACIÓN

Llamamos zanjas o **Cunetas de Coronación** a los canales que se construyen para desviar el agua que se escurre sobre la superficie y consecuentemente evitar la erosión del terreno, especialmente en lugares y zonas con pendiente demasiado elevada o en sectores en donde se ha realizado el corte del terreno para la instalación de alguna estructura.

Generalmente tienen formas rectangulares aunque también pueden ser trapezoidales, además deben ser ubicadas en la parte superior del corte del terreno o alrededor de la estructura, en forma circular o recta pero siempre transversal a la escorrentía.

Es conveniente que el canal tenga recubrimiento cuando la pendiente supere el 2% y también es importante la siembra de especies naturales a los lados de la cuneta con el fin de evitar erosión y un futuro azolve de sedimentos.



❖ 8.2 SUBDRENES

El objetivo de los subdrenajes para vías es evitar la saturación total de la estructura, captando, conduciendo o evacuando el agua que pueda entrar en la estructura del pavimento.

Los **Subdrenes**, consisten en una red colectora de tuberías perforadas, alojadas en zanjas para permitir recolectar el agua subterránea, con el objeto de controlarla y retirarla, minimizando su efecto negativo sobre el firme.

Según la forma en la cual se coloquen, los subdrenes para carreteras pueden clasificarse en:

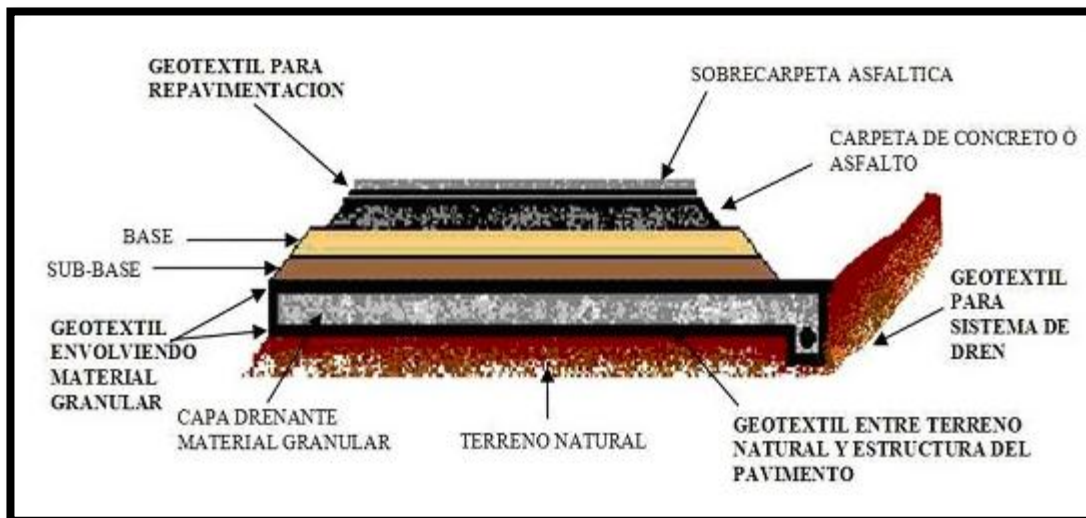
S. Longitudinales: Son aquellos que son colocados de forma paralela al eje de la carretera, y coinciden tanto en su alineamiento horizontal como vertical.

S. Transversales: Son aquellos que se construyen de forma perpendicular al eje del camino o en algunos casos, esviados.

Para lograr el buen diseño de un subdrenaje se debe tener en cuenta cuatro aspectos:

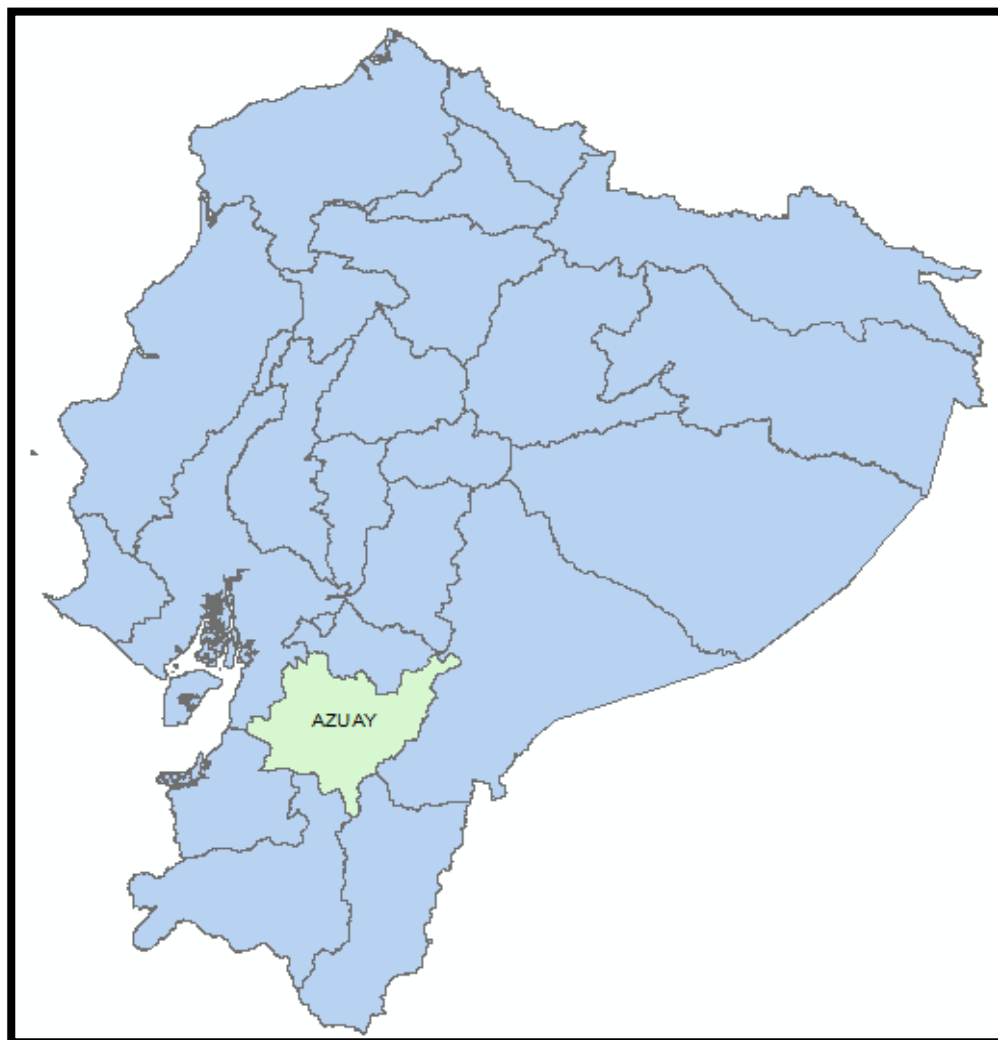
- 1) Determinar la ubicación y profundidad de la dirección del flujo, que puede ir en sentido longitudinal o transversalmente con respecto al eje de la vía.

- 2) Estimar el caudal crítico para la longitud de descarga, el cual es la sumatoria de los caudales de aporte, que provienen del nivel freático y de infiltración.
- 3) Dimensionar la sección transversal del subdrén capaz de conducir la suma de los caudales de aporte, con una velocidad de evacuación adecuada.
- 4) Los sistemas de subdrenaje deben contar con un sistema de filtración adecuado, que asegure una mayor vida útil del sistema y por consiguiente de la estructura del pavimento. El uso de los geotextiles ha venido desplazando los sistemas tradicionales de filtración, debido principalmente al aumento de la vida útil, facilidad de instalación y reducción de costos totales.



ANEXO 9: CARTOGRAFIA BÁSICA

❖ 9.1 MAPA DE UBICACIÓN PROVINCIAL



❖ 9.2 MAPA DE UBICACIÓN CANTONAL



❖ 9.3 MAPA DE UBICACIÓN PARROQUIAL



ANEXO 10: IMÁGENES DE LA SITUACION ACTUAL DEL SISTEMA DE DRENAJE EN EL SECTOR DE “LA UNION”.

❖ **CUNETAS Y ALCANTARILLAS**







❖ PUENTE DEL RIO CHANTACO





❖ PUENTE RIO LLAUSHIRI

