



Resumen:

El documento está basado en una recopilación bibliográfica, que permitirá el diseño integral del sistema de drenaje longitudinal y trasversal para la carretera Ñuñurco- Santa Rosa: tramo Puente Collay -Sta Rosa de 3.7km. La recopilación bibliografía pretende ser lo más específica para el caso particular de la carretera en estudio, complementando dicha información en los anexos para diferentes casos que se podrían presentar. La aplicación práctica pretende plasmar en una obra real, todos los conocimientos teóricos conjuntamente con el empleo de los software que nos facilitaran el diseño.

Palabras claves:

Drenaje Vial, Drenaje Longitudinal: Cunetas, Cunetas de Coronación, Drenaje Transversal: Alcantarillas, Puentes.



Contenido

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN	17
1.1.- SELECCIÓN Y DELIMITACIÓN DEL TEMA	17
1.2.- JUSTIFICACIÓN DEL TEMA	18
1.3.- OBJETIVOS	18
Objetivo General.....	18
Objetivos Específicos.....	18
2.1.- GENERALIDADES.....	19
2.2.- CLASIFICACIÓN DEL DRENAJE VIAL.....	20
2.3.- DRENAJE LONGITUDINAL	21
CUNETAS.....	21
CUNETAS DE CORONACIÓN	26
2.4.- DRENAJE TRANSVERSAL.....	28
ALCANTARILLAS.....	29
CAPITULO 3. MATERIALES Y MÉTODOS	40
3.1.- ÁREA DE ESTUDIO	40
3.2.- CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS ÁREAS DRENADAS.	42
3.3.- ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DATOS HIDROLÓGICOS	43
3.4.- MODELOS DE ESCORRENTÍA PARA CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO.	45
CAPITULO 4. RESULTADOS	51
4.1 Precipitación de diseño.....	51
4.2 Características físicas de las cuencas drenadas.....	52
4.3 Caudal de diseño	55
4.3.1.- Caudal de diseño por el método SCS (Soil Conservation Service)	56
4.3.2.- Caudal de diseño por el método racional.....	62
4.4.- Diseño de las alcantarillas	63
4.4.1.- Diseño de las cunetas	63
4.4.2.- Dimensionamiento Hidráulico	65
4.4.3.- Análisis de Flujo	65
4.4.4.- Comprobación Hidráulica.....	66



CAPITULO 5. CONCLUSIONES	68
CAPITULO 6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	70
CAPITULO 7. ANEXOS	72
ANEXO 1. CUNETAS	72
ANEXO 1.1.- LOCALIZACIÓN DE LAS CUNETAS:.....	72
ANEXO 1.2.- TIPOLOGÍA DE CUNETAS:	72
ANEXO 1.3. -MECANISMOS DE PROTECCIÓN	73
ANEXO 2. CUNETAS DE CORONACIÓN	73
ANEXO 2.1.- MECANISMOS DE PROTECCIÓN	73
ANEXO 3. SUBDRENES	74
ANEXO 3.1.- GENERALIDADES.....	74
ANEXO 3.2.- TIPOS Y USOS DEL SUBDRENAJE EN CARRETERAS.....	75
1.- Drenes longitudinales.....	75
2.- Drenes Transversales	77
3.- Drenes Horizontales.....	78
4.- Capas permeables en el pavimento	79
5.- Otras capas permeables.....	80
6.- Otros sistemas de subdrenaje	81
ANEXO 3.3.- COMPONENTES PRINCIPALES DE UN SUBDREN.....	81
1.- Material de filtro.....	82
2.- Filtros de geotextil.....	85
ANEXO 3.4.- Estimación del caudal de diseño.	86
ANEXO 4. ALCANTARILLAS	88
ANEXO 4.1.- ELEMENTOS DE LAS ALCANTARILLAS:	88
ANEXO 4.2.- NOMOGRAMAS DE DISEÑO	89
ANEXO 5. OBRAS DE ARTE MAYOR. PUENTES	91
Concepto.....	91
Condiciones Hidráulicas	91
Localización del sitio de implementación.....	92
Selección de la longitud total	92
Selección de las longitud de la luces (distancia entre apoyos).....	92
Determinación de la rasante mínima.....	93
Determinación del galibo del puente	93



Periodo de retorno.....	93
Socavaciones.....	94
ANEXO 6. OBRAS COMPLEMENTARIAS.....	97
BOMBEO.....	97
RAMPAS DE DESCARGA.....	99
CORTES EN TERRAZA.....	100
EMPLEO DE VEGETACIÓN.....	101
CANALES INTERCEPTORES.....	101
ANEXO 7. INFORMACIÓN BÁSICA.....	102
ANEXO 7.1 MAPA DE UBICACIÓN PROVINCIAL.....	102
ANEXO 7.2 MAPA DE UBICACIÓN CANTONAL.....	103
ANEXO 7.3 MAPA DE UBICACIÓN PARROQUIAL.....	104
ANEXO 7.4 ECUACIÓN REPRESENTATIVAS DE LAS ZONAS.....	105
ANEXO 7.5.- ZONIFICACIÓN DE INTENSIDADES.....	107
ANEXO 8. MODELOS DE ESCORRENTÍA PARA CÁLCULO DE CAUDAL DE DISEÑO.....	108
ANEXO 8.1.- NÚMEROS DE CURVA DE ESCORRENTÍA PARA COMPLEJOS HIDROLÓGICOS SUELO - CUBIERTA (PARA LAS CONDICIONES DE UNA CUENCA II E IA = 0,25 S (SEGÚN SCS DE LOS EEUU, 1964).....	108

**FIGURAS**

Figura 1. Dimensiones típicas de una cuneta.....	22
Figura 2. Secciones típicas de cunetas.....	23
Figura 3. Detalle de escurrimiento en la calzada.....	25
Figura 4. Cuneta de Coronación (Contracuneta).....	26
Figura 5. Cuneta de coronación tipo	28
Figura 7. Flujo con control de entrada caso típico.....	33
Figura 8. Flujo con control de entrada caso típico.....	33
Figura 9. Flujo con control de salida caso típico.....	34
Figura 10. Flujo con control de salida caso típico.....	34
Figura 11. Vista en planta de una alcantarilla y secciones de control	37
Figura 12. Definición esquemática del flujo en alcantarillas.....	37
Figura 13. Clasificación de los tipos de flujo en alcantarillas.....	38
Figura 14. Tiempo de concentración	42
Figura 15. Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia para diferentes periodos de retorno.	45
Figura 16. Forma del hidrograma triangular	48
Figura 17. Hidrograma unitario.....	50
Figura 18. Hietograma de precipitaciones (a), Hidrogramas para cada hora (b), Hidrograma resultante (c)	50
Figura 19. Gráfico de periodos de retorno vs. Precipitación.....	51
Figura 20. Distribución de las cuencas y micro cuencas para el tramo de diseño	53
Figura 21. Uso de Suelos	54
Figura 22. Pendientes del terreno	55
Figura 23. Hidrograma unitario triangular para la Cuenca del Río Bermejo	58
Figura 24. Hidrograma unitario triangular para la Cuenca del Río Blanco	58
Figura 25. Hidrograma unitario triangular para la Cuenca 3.....	58
Figura 26. Hietograma neto y efectivo para la Cuenca del Río Bermejo.....	59
Figura 27. Hietograma neto y efectivo para la Cuenca del Río Blanco	60
Figura 28. Hietograma neto y efectivo para la Cuenca 3	60



Figura 29. Hidrograma resultante para la Cuenca del Río Bermejo	61
Figura 30. Hidrograma resultante para la Cuenca del Río Blanco	61
Figura 31. Hidrograma resultante para la Cuenca 3.....	62
Figura 32. Cuneta tipo L.....	64
Figura 33. Tipos de cuneta de acuerdo a su localización.....	72
Figura 34. Esquema de dren colector longitudinal	76
Figura 35. Esquema de dren interceptor longitudinal usado para cortar la filtración y abatir el nivel freático	76
Figura 36. Ejemplo de empleo simultáneo de drenes longitudinales.....	77
Figura 37. Instalación múltiple para abatimiento del nivel freático	77
Figura 38. Drenes interceptores transversales en carretera en corte con alineamiento perpendicular al contorno existente (vista de perfil).	78
Figura 39. Drenes horizontales en un corte a media ladera	79
Figura 40. Drenes horizontales	79
Figura 41. Capa permeable de base para drenaje del agua de infiltración	80
Figura 42. Capa permeable para drenaje de agua subterránea.....	80
Figura 43. Sistemas de subren de zanja (Control de aguas superficiales y subterráneas).....	82
Figura 44. Tipos de Tejidos en geotextiles	85
Figura 45. Altura a la entrada para alcantarillas de cajón de control de entrada	89
Figura 46. Altura a la entrada para alcantarillas de tubos circulares de metal corrugado, con control de entrada	90
Figura 47. Sección del río para estudio de socavaciones	94
Figura 48. Bombeo en sección tangente	98
Figura 49. Bombeo en sección en curva	98
Figura 50. Protecciones de rampa de descarga.....	99
Figura 51. Corte en terraza	100

**TABLAS**

Tabla 1. Velocidades del agua con que se erosionan diferentes materiales. ...	22
Tabla 2. Valores de Ke en función de la estructura de terminación	37
Tabla 3. Clasificación de los tipos de flujo en alcantarillas	38
Tabla 4. Información red Meteorológica – Estación Palmas	41
Tabla 5. Valores de precipitaciones máximas 24 horas – Estación Palmas.....	41
Tabla 6. Coeficiente de Escorrentía	43
Tabla 7. Condición de humedad antecedente publicada por la Soil Conservation Service	47
Tabla 8. Grupos hidrológicos del suelo (de USDA – SCS, 1964).....	48
Tabla 9. Parámetros estadísticos	51
Tabla 10. Precipitaciones para diferentes periodos de diseño	51
Tabla 11. Periodos de diseño para obras de drenaje vial	52
Tabla 12. Abscisas para colocación de alcantarillas	52
Tabla 13. Áreas de aporte para cada cuenca y micro cuenca	53
Tabla 14. Parámetros físicos de las cuencas	54
Tabla 15. Distribución del uso de suelo para las cuencas.....	55
Tabla 16. Métodos empleados para cálculo de caudal de diseño	56
Tabla 17. Número de curva para los diferentes tipos de suelo.....	56
Tabla 18. Cuadro resumen para la obtención del escurrimiento directo	57
Tabla 19. Parámetros de la cuenca.....	57
Tabla 20. Cuadro resumen para la obtención del hidrograma unitario triangular	57
Tabla 21. Distribución de la precipitación por hora.....	59
Tabla 22. Caudales de diseño obtenidos por el método SCS	62
Tabla 23. Ecuación para la intensidad de diseño para la zona 26	62
Tabla 24. Tabla resumen para el cálculo del caudal de diseño por el método racional	63
Tabla 25. Tabla resumen para el cálculo del caudal para cunetas.....	64
Tabla 26. Valores de la geometría de la cuneta tipo L	64



Tabla 27. Comprobación de las dimensiones supuestas para la cuneta tipo L	65
Tabla 28. Dimensionamiento hidráulico de las alcantarillas	65
Tabla 29. Análisis de flujo de las alcantarillas	66
Tabla 30. Comprobación hidráulica de las alcantarillas	66
Tabla 31. Resumen de los principales características de las alcantarillas	67
Tabla 32. Granulometría de materiales para filtro usado en varios países.	84
Tabla 33. Rango de valores de algunas propiedades representativas de algunos geotextiles utilizados para filtros (Lawson 1982)	86



UNIVERSIDAD DE CUENCA



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Fundada en 1867

Yo, **Gabriela Estefanía Castillo Moncayo**, 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.


Gabriela Estefanía Castillo Moncayo
0301855128

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
Fundada en 1867

Yo, **Gabriela Estefanía Castillo Moncayo**, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Gabriela Estefanía Castillo Moncayo.
0301855128

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

Fundada en 1867

Yo, **Diana Alexandra Morales Palacios**, 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.



Diana Alexandra Morales Palacios
0104281894

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

Fundada en 1867

Yo, **Diana Alexandra Morales Palacios**, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Diana Alexandra Morales Palacios.
0104281894

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
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO INTEGRAL DEL SISTEMA DE DRENAJE
LONGITUDINAL Y TRASVERSAL PARA LA
CARRETERA ÑUÑURCO- SANTA ROSA: TRAMO
PUENTE COLLAY -STA ROSA DE 3.7KM**

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

Autores:

Gabriela Estefanía Castillo Moncayo

Diana Alexandra Morales Palacios

Tutor: Ing. Esteban Pacheco Msc.



DEDICATORIA

Esta tesina le dedico a mi hijo BICHITO, quien estuvo presente cuando más lejos creía que estaba mi sueño, cuando más oscuro estaba el camino, allí estuviste hijo mío, fuiste y serás mi mayor inspiración y el más grande apoyo, gracias mi enano porque a tu corta edad entendiste que un futuro mejor lleva consigo mucho sacrificio.

A mis Padres Rolando y Betsabé gracias por confiar en mí y fomentar el deseo de superación y triunfo en la vida, por ser estar presentes en los momentos más difíciles y ser esa fuerza la cual hizo que llegue hasta el final, esto va para ustedes, por lo que valen y porque admiro su fortaleza y unión.

A mi esposo, Xavier gracias por el apoyo y compañía durante todo este tiempo, al igual para mis suegros y mi cuñadas que también fueron un apoyo muy importante durante todo este tiempo.

Gracias hermano, por estar pendiente de todo mi trayecto universitario, porque de una u otra forma aportaste para que esta ilusión se haga realidad.

A mi amiga y compañera, Dianita que compartimos tantos triunfos y fracasos juntos durante estos 6 años, realmente fue una linda experiencia que la guardaré en el fondo de mi corazón.

Gabriela



DEDICATORIA

A mi madre, Rosario, la cual desde mis primeros años escolares ha sido un fundamento indispensable para mi desarrollo estudiantil, la paciencia durante largas horas dedicadas a mi enseñanza, que han creado en mí valores que me han permitido cumplir con este logro académico. A pesar de la distancia ha sido una fuente de amor, cariño, inspiración y apoyo, que en los momentos más difíciles me han permitido continuar.

A mi padre, Rodrigo, que ha desempeñado a la par el labor de padre y madre, durante años me ha demostrado con actos muy sencillos como el hecho de levantarse cada día para tener mi desayuno, su amor, cariño y apoyo, gratificante es para mí presentar esta tesina como recompensa a ese sacrificio.

A mis hermanos que han sido un apoyo y han comprendido que a veces mi ausencia en la casa significaba arduas horas de estudio, a pesar de no haber podido compartir muchos momentos, siempre los lleve en mi pensamiento.

A mis abuelitos en especial a mi abuela Mercedes que siempre me brindó su apoyo, que estuvo pendiente de mi salud y mi bienestar, a mis tíos y primos.

A mis amigas del colegio, quienes han sido un soporte fundamental y una fuente de consejos incondicional.

A mis compañeros de clase, en especial a Gabriela, quien ha caminado conmigo desde los primeros años hasta el desarrollo de esta tesina, persiguiendo este sueño de ser ingenieras, durante estos años hemos compartido momentos de alegrías, tristezas, largas horas de trabajo y estudio, que nos han servido para cumplir dicho sueño y al final puedo llamarla amiga.

Diana



AGRADECIMIENTO

En primer lugar damos gracias a Dios, por la oportunidad de culminar esta etapa de nuestra vida, y por la bendición de darnos unos padres que día a día fueron columnas fundamentales en este largo pero placentero camino.

Luego de haber terminado uno de los requisitos para la obtención del título de Ingeniero Civil, queremos dejar constancia de nuestro agradecimiento al Ing. Esteban Pacheco MSc., profesor y director de esta tesina, impartiendo sus conocimientos en las aulas y por último por su valiosa orientación y apoyo para la realización y conclusión de la misma.

También queremos expresar nuestro sincero agradecimiento al Ing. Cristian Coello MSc., por su importante aporte y participación activa en el desarrollo de esta tesina. Debemos destacar, su disponibilidad de tiempo, para aclarar cada una de nuestras dudas y preguntas, de forma desinteresada.

Gabriela, Diana.



CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

El presente documento está basado en una recopilación bibliográfica, que permitirá el diseño integral del sistema de drenaje longitudinal y transversal para la carretera Ñuñurco- Santa Rosa: tramo puente Collay -Sta Rosa de 3.7km. La recopilación bibliografía pretende ser lo más específica para el caso particular de la carretera en estudio, complementando dicha información en los anexos para diferentes casos que se podrían presentar. La aplicación práctica pretende plasmar en una obra real, todos los conocimientos teóricos conjuntamente con el empleo de los software que nos facilitaran el diseño.

El documento está dividido en siete capítulos, de los cuales el primer capítulo contiene una introducción incluyendo aspectos tales como selección, delimitación y justificación del tema además de los objetivos que se esperan con el desarrollo de la monografía, el segundo capítulo presenta el marco teórico particular para el diseño en la carretera en estudio, el tercer capítulo incluye los materiales y métodos indispensables para el estudio hidrológico de los diferentes obras del drenaje vial, el cuarto capítulo muestran los resultados obtenidos del diseño tanto en el estudio hidrológico y diseño hidráulico, el quinto capítulo muestran las conclusiones que se han obtenido de la monografía, el sexto da a conocer la bibliografía consultada para el desarrollo de este trabajo, y el séptimo y último indica los diferentes anexos.

1.1.- SELECCIÓN Y DELIMITACIÓN DEL TEMA

Se ha escogido el tema en el área de drenaje vial, con el fin de enriquecer el conocimiento adquirido dentro de la carrera universitaria, los temas a tratarse en esta monografía abarcan el diseño integral del sistema de drenaje vial tanto longitudinal como transversal, además se busca que esta monografía sirva como guía para el diseño de sistemas similares.

El aprendizaje de conceptos básicos en drenaje vial incluido el manejo de software como HEC-HMS, HEC-RAS y el ARC-GIS han incentivado a la elaboración de esta monografía.



1.2.- JUSTIFICACIÓN DEL TEMA

Debido a la importancia de la recolección, encauzamiento y disposición de las aguas pluviales, para garantizar la estabilidad e integridad de una vía de comunicación; se vio necesario el diseño integral del sistema de drenaje vial que garantice dicho objetivo.

Esta monografía está orientada a la aplicación de los conocimientos adquiridos en el Módulo de Drenaje Vial. El fundamento principal es que un diseño adecuado del sistema de drenaje garantiza el correcto funcionamiento de los elementos que forman parte de la vía, como lo son el pavimento, taludes, entre otros.

1.3.- OBJETIVOS

Objetivo General

El objetivo general del estudio es ser una guía para el diseño integral de sistema de drenaje longitudinal y transversal.

Objetivos Específicos

- Presentar una base teórica clara, concreta y precisa para el diseño de las diferentes estructuras de drenaje vial.
- Realizar una aplicación práctica que complemente la base teórica.
- Emplear diversas herramientas computacionales, que nos facilitan el manejo de la información y nos brindan resultados útiles para el diseño.

CAPITULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1.- GENERALIDADES

El drenaje consiste en la evacuación de las aguas de escorrentía o de flujo superficial y en ocasiones de las aguas freáticas lejos del área de influencia de la carretera, de forma rápida y controlada hasta su disposición final. De esta manera, se convierten en un soporte para el control de la erosión de taludes, además la protección en forma conveniente, segura y económica de la inversión realizada en la construcción, la vida de las personas y las propiedades.

En una carretera, el sistema de drenaje es el conjunto de obras que permite un manejo adecuado de los fluidos, para lo cual es indispensable considerar los procesos de captación, conducción-, y evacuación de los mismos como se puede ver en la Foto 1.



Foto 1. Sistema de drenaje y partes de la infraestructura vial (Vía Girón-Santa Isabel)

Las estructuras de las carreteras que controlan el drenaje comprenden el pavimento, el ancho de la franja vial, los taludes, cunetas y contracunetas longitudinales, las alcantarillas y los puentes.

El exceso de agua u otros fluidos en los suelos o en la estructura de una carretera, afecta sus propiedades geomecánicas, los mecanismos de



transferencia de carga, presiones de poros, subpresiones de flujo, presiones hidrostáticas, e incrementa la susceptibilidad a los cambios volumétricos. Por tal motivo, para la conservación de una carretera, se requiere una adecuada evacuación del agua, ya que está es la principal causa del deterioro prematuro de la infraestructura vial. (INVIAS, 2006; Nicholas & Lester, 2005).

El sistema de drenaje vial es de importancia vital para el funcionamiento y operación de la carretera; tiene cuatro funciones principales:

- Desalojar rápidamente el agua de lluvia que cae sobre la calzada;
- Controlar el nivel freático;
- Interceptar al agua que superficial o subterránea escurre hacia la carretera; y,
- Conducir de forma controlada el agua que cruza la vía.

Las primeras tres primeras funciones son realizadas por drenajes longitudinales tales como cunetas, cunetas de coronación, canales de encauzamiento, bordillos y subdrenes, mientras que la última función es realizada por drenajes transversales como las alcantarillas y puentes. (MTO, 2003; Morales, 2006)

2.2.- CLASIFICACIÓN DEL DRENAJE VIAL

Existen diferentes clasificaciones del drenaje vial, según los diferentes autores, luego de realizar una revisión de la bibliografía disponible citada a continuación como: INVIAS, 2009; MTC, 2008; MTO, 2003, se ha presentado como resultado, la siguiente clasificación del drenaje vial.

- **Obras de arte menor:** constituyen todas las obras que tienen que ver con el drenaje de la carretera, aquí se pueden sub clasificar en:
 - **Drenaje superficial.-** Se construye sobre la superficie del camino o terreno, con el objetivo principal de mejorar la estabilidad del talud reduciendo la infiltración y evitando la erosión.

El sistema de recolección de aguas superficiales debe captar la escorrentía tanto del talud como de la cuenca de drenaje arriba del talud y llevar el agua a un sitio seguro lejos del deslizamiento.

Por otro lado el agua que cae por lluvias directamente sobre la superficie del talud, debe ser evacuada lo más rápidamente posible, evitando al mismo tiempo que su paso cause daños considerables al talud, por erosión, almacenamientos e infiltraciones.



En el drenaje superficial encontramos estructuras tales como: cunetas, cunetas de coronación, bombeo, lavaderos, zampeados, y el drenaje transversal (alcantarillas).

- **Drenaje subsuperficial.-** el drenaje subsuperficial es un gran auxiliar para eliminar humedad que inevitablemente ha llegado al camino y así evitar que provoque asentamientos o deslizamientos de material. Dentro de este grupo la principal estructura que encontramos son los subdrenes.

Otra clasificación de las obras de arte menor puede ser:

- **Drenaje Longitudinal:** dentro de este grupo se incluyen cunetas, cunetas de coronación, subdrenes, etc.
- **Drenaje Transversal:** dentro de este grupo la principal estructura que se tiene son las alcantarillas.
- **Obras complementarias:** son estructuras adicionales tales como: bombeo, rampas de drenaje, cortes en terraza, vegetación y canales interceptores.
- **Obras de arte mayor:** son estructuras ya de mayores dimensiones tales como puentes o viaductos.

2.3.- DRENAJE LONGITUDINAL

El drenaje longitudinal comprende las obras de captación y defensa, cuya ubicación será necesaria establecer, calculando el área hidráulica requerida, sección, longitud, pendiente y nivelación del fondo, y seleccionando el tipo de proyecto constructivo.

CUNETAS

a-. Generalidades

Definición: Las cunetas son estructuras de drenaje paralelas al eje de la vía, se construyen a uno o ambos lados del camino entre el borde de la calzada y el pie del talud, su finalidad es la de captar las aguas que escurre de la corona, del talud de corte, y del terreno natural adyacente, conduciéndolas longitudinalmente hasta asegurar su adecuada descarga sea esta en una



corriente natural o en una obra transversal, y así alejarla lo más pronto posible de la zona que ocupa la carretera. (INVIAS, 2009)

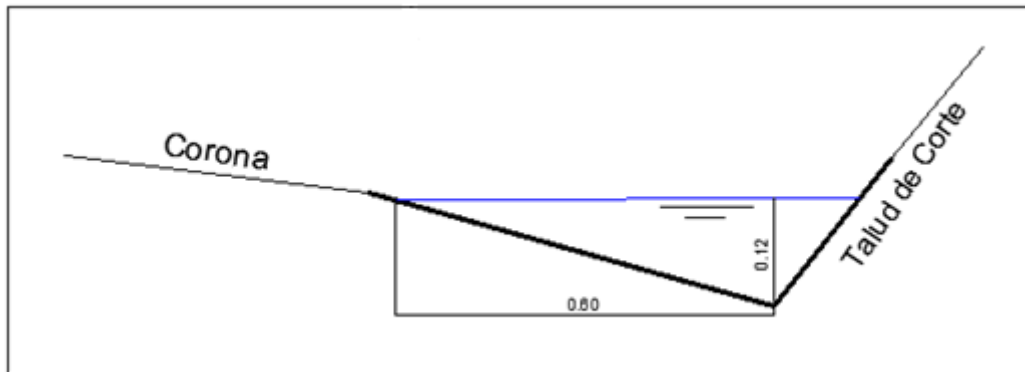


Figura 1. Dimensiones típicas de una cuneta

La altura recomendada de una cuneta según el MTOP está entre 0.10-0.15 cm, y el ancho estará alrededor 0.60 cm.

Localización: Las cunetas se ubican generalmente en los laterales de la calzada, aunque este no es el único lugar donde pueden encontrarse. Otras disposiciones propias de las cunetas se mostrarán en el ANEXO 1.1.

Pendiente: La cuneta tendrá la pendiente longitudinal de la vía a no ser que sea necesario variarla por condiciones hidráulicas o debido al tipo de terreno. Con pendientes longitudinales fuertes es necesario revestir y vendrá condicionada por la velocidad del agua, para el caso de pendiente longitudinales bajas, el peligro es la dificultad del drenaje, por lo que es aconsejable una pendiente mínima de 0.5%.

MATERIAL	VELOCIDAD m/seg	MATERIAL	VELOCIDAD m/seg
Arena fina	0.45	Pizarra suave	2.00
Arcilla arenosa	0.50	Grava gruesa	3.50
Arcilla ordinaria	0.85	Zampeado	3.40 - 4.50
Arcilla firme	1.25	Roca sana	4.50 - 7.50
Grava fina	2.00	Hormigón	4.50 - 7.50

Tabla 1. Velocidades del agua con que se erosionan diferentes materiales. (MTOP, 2003)

La tabla proporciona como norma de criterio la velocidad del agua, a partir de la cual se produce erosión en los diversos materiales. Sin embargo se recomienda utilizar una velocidad de 4m/s para cunetas de hormigón y 3.5m/s para cunetas zampeadas.



Tipología: Existen diversos tipos de secciones empleadas en la construcción de las cunetas. Algunas secciones pueden ser hidráulicamente mejores que otras, sin embargo no es este el único parámetro que se debe tomar en cuenta para el diseño de una cuneta, estos parámetros están descritos en el ANEXO 1.2.

El uso de las cunetas triangulares es casi general, posiblemente por su facilidad de construcción y mantenimiento. Las desventajas de las cunetas triangulares es que deben hacerse muy anchas en pendientes suaves y si el camino va en cortes muy fuertes puede resultar muy costoso conseguir el ancho necesario.

Las cunetas rectangulares ya no suelen construirse por razones de ingeniería de tránsito, debido al peligro que ocasionan al circular cerca de ella. Por esta misma razón, la sección trapezoidal se utiliza cada vez menos, salvo que tenga el talud cercano a la carretera.

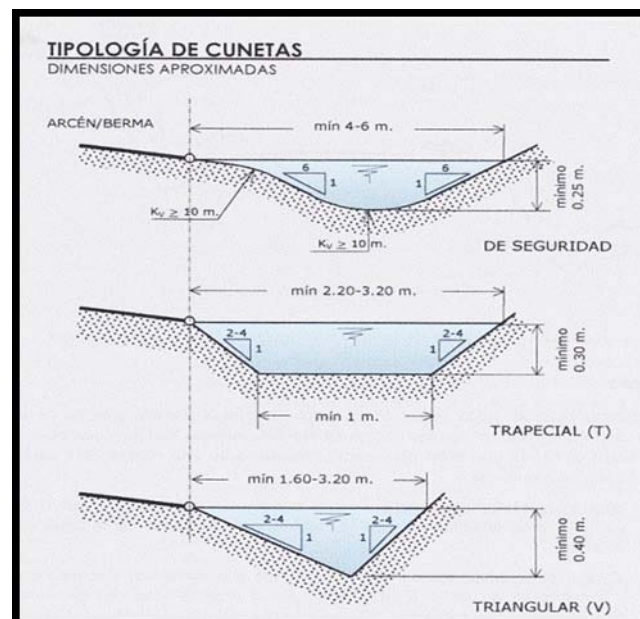


Figura 2. Secciones típicas de cunetas

b.- Consideraciones de diseño

Considerando que por lo general el área aferente de las cunetas es inferior a una hectárea, para la obtención de los caudales de diseño se emplea el Método Racional.

El área aportante a la cuneta debe incluir la calzada o media calzada de la vía, más la proyección horizontal del talud de corte hasta la cuneta de coronación.



En el caso de que no exista esta cuneta de coronación, la cuneta debe contemplar el área topográfica aportante a la misma. En la determinación de esta área se debe considerar el perfil del diseño geométrico que establece los límites o puntos altos que definen el sentido de drenaje hacia las cunetas.

El coeficiente de escorrentía corresponderá al coeficiente ponderado de los diferentes tipos de área aportante, en función del tipo de suelo, de la cobertura vegetal y de la pendiente.

Finalmente, la intensidad es calculada de la curva intensidad, duración y frecuencia (IDF) del proyecto, para el periodo de retorno que dependerá del tipo de proyecto vial, sin embargo se recomienda un periodo de retorno de 50 años. La duración de la precipitación se considera de 20 a 30 minutos. (Chow, 1994)

c.- Diseño Hidráulico

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 y dependerá de la sección transversal, la longitud, pendiente y la velocidad.

Para calcular las cunetas utilizaremos el principio de flujo en canales abiertos, usando la ecuación de Manning:

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

Dónde: Q=Caudal de diseño, en metros cúbicos por segundo (m³/seg).

A= Área mojada de la sección en metros cuadrados (m²)

R= Radio Hidráulico (m).

S=Pendiente de Fondo (m/m)

n= Coeficiente de Rugosidad de Manning

Henderson ha desarrollado un método de cálculo, basado en las ecuaciones fundamentales de la hidráulica, para determinar la relación precipitación-escorrimento en superficies planas con pendiente transversal, considerando la intensidad de la precipitación constante y uniformemente distribuida, estableciendo una serie de ecuaciones simple 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).

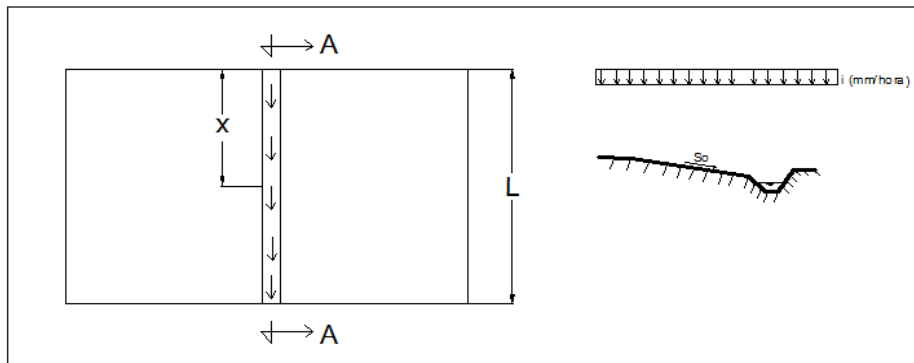


Figura 3. Detalle de escurrimiento en la calzada

Las ecuaciones son las siguientes:

$$V_0 = \frac{i}{2.6 \times 10^6} \quad \text{Ec.2}$$

$$a = (S^{1/2} / n) \quad \text{Ec.3}$$

$$t_s = (L / (a \cdot V_0^{2/3}))^{3/5} \quad \text{Ec.4}$$

$$q = a \times (V_0 \times t)^{5/3} \text{ para } 0 < t < t_s \quad \text{Ec.5}$$

$$q = a \times (V_0 \times t_s)^{5/3} \text{ para } t_s < t < d \quad \text{Ec.6}$$

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 ($m^3/\text{seg}/m$)

$q_{m\acute{a}x}$ = Caudal unitario máximo durante el intervalo $(d - t_s)$ ($m^3/\text{seg}/m$)

S_0 = Pendiente media de la superficie.

t = Tiempo (seg)

t_s = Tiempo de equilibrio para que se presente el $q_{m\acute{a}x}$ (seg)



Luego de establecido el caudal, por ancho unitario, que descarga en la cuneta, se determinará el caudal de diseño considerando, toda la longitud de la cuneta, para verificar las dimensiones de la sección transversal tentativa.

Longitud Máxima:

Se deberá determinar la longitud máxima permisible de la cuneta, a fin de asegurar su funcionamiento eficiente y evitar, al mismo tiempo, que: a) el nivel de agua supere la sección b) se produzcan depósitos (azolves) en los tramos en que ocurren cambios en la pendiente longitudinal. (MTO, 2003).

Cuando la longitud total de la cuneta proyectada, resultase mayor a la máxima permisible, será necesario diseñar obras de descarga (alcantarillas) que conduzcan el agua, de manera inmediata, hasta un drenaje natural. La distancia recomendable entre las obras de descarga intermedias será igual a la longitud máxima permisible de la cuneta.

Cuando el material de la cuneta pueda erosionarse se deberá tomar medidas de protección la cual se describe en el ANEXO 1.3.

CUNETAS DE CORONACIÓN

a.- Generalidades

Definición: Son canales excavados en el terreno natural, que se localizan aguas arriba cerca de la corona de los taludes de los cortes, con la finalidad de interceptar el agua superficial que escurre ladera abajo desde mayores alturas, para evitar la erosión del talud y el incremento del caudal y su material de arrastre en la cuneta.

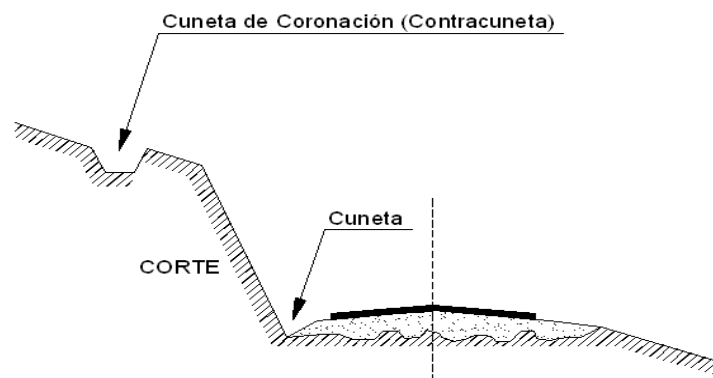


Figura 4. Cuneta de Coronación (Contracuneta)



Localización: La ubicación de la zanja puede variar de acuerdo a la topografía de la zona y al cálculo previo de caudales colectados. La cuneta de coronación se localizará a una distancia variable de la corona del corte, que dependerá de la altura de éste.

Pendiente: El desarrollo de la cuneta de coronación deberá en lo posible realizar paralelamente al propio corte; en lo posible, la pendiente también deberá ser uniforme desde el origen hasta el desfogue, para evitar los trastornos que se producen con los cambios de pendientes como son: erosiones y/o azolves de materiales. Igualmente, la pendiente uniforme no será superior a un cierto valor máximo, valor que estará limitado por la velocidad de erosión del suelo en que esta excavada la cuneta de coronación (Ver Tabla 1).

En algunos casos cuando el corte se aloje en una ladera muy escarpada, un trazado paralelo podría ocasionar, pendientes longitudinales muy excesivas, en este caso se deberá ajustar el trazado a las curvas de nivel de la ladera, alejándose los extremos de la cuneta de coronación de la vía. (INVIAS, 2009; MTOP, 2003).

b.- Consideraciones de diseño

El proyecto de la cuneta de coronación se fundamentará en:

- Consideraciones topográficas de la cuenca de captación sobre la corona del corte.
- Características de los materiales que conforman los cortes, los terraplenes adyacentes y el terreno natural de la zona en estudio.

Por lo tanto será preciso proyectar la cuneta de coronación en:

- Cortes no protegidos, como es el caso de laderas y/o lomas con pendiente sostenida hacia la carretera en extensiones grandes.
- Cortes formados por materiales erosionables y capaces de proporcionar caudales sólidos importantes, tales como suelos limosos, limo arenoso, arcillosos, etc.

c.- Diseño

La sección del canal estará definida por capacidad hidráulica, que dependerá de:

- Frecuencia e intensidad de la precipitación pluvial en la zona.
- Área de la zona drenada.
- Características hidráulicas de la zona drenada.



Al igual que en las cunetas, el caudal y las dimensiones se estiman con el método racional y la expresión de Manning para una sección, un revestimiento seleccionado y una topografía dada.

Las cunetas de coronación pueden ser trapezoidales o rectangulares. La sección de una cuneta de forma trapezoidal es de 0.60 ó 0.80 m de plantilla y taludes conformados de acuerdo con las características del terreno y la profundidad estará comprendida entre 0.40 y 0.60 m. Para el caso de una cuneta de coronación de forma rectangular se recomienda un mínimo 0.40m de ancho y 0.50m de profundidad. (INVIAS, 2009; MTOP, 2003)

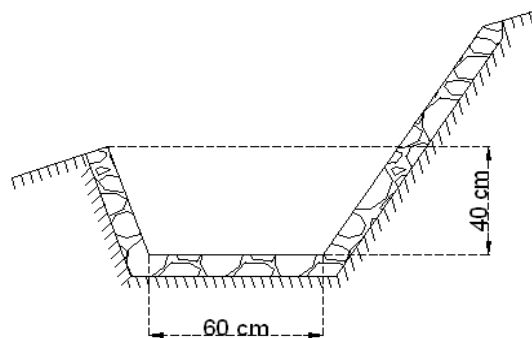


Figura 5. Cuneta de coronación tipo

Para garantizar el correcto desempeño de estas estructuras se deben considerar algunos aspectos que permitirán su adecuada protección, ver ANEXO 2.1.

NOTA: Luego de un reconocimiento en campo del terreno y el debido análisis hidrológico de la franja vial, se ha creído conveniente que no es necesario el empleo de subdrenes para la carretera en estudio, cabe anotar que en posteriores modificaciones se cree conveniente realizar nuevamente estudios para determinar la necesidad o no de los mismo. En el ANEXO 3 se presenta una breve recopilación bibliográfica de subdrenes.

2.4.- DRENAJE TRANSVERSAL.

En el proyecto vial el drenaje transversal es tan importante como el cálculo hidráulico, la posición, pendiente y sección de la obra y sus entradas salidas, de manera que se altere lo menos posible el cauce original.

La posición de las obras de desagüe transversal debe diferir lo menos posible del cauce original y tener una traza más o menos recta. Por otra parte, su



pendiente debe evitar que se supere una velocidad capaz de erosionar o dañar la superficie del propio conducto

ALCANTARILLAS

a.- Generalidades

Las alcantarillas son conductos cerrados relativamente cortos, con cualquier sección geométrica, que se instalan o construyen transversales y por debajo del nivel de subrasante de una carretera, con el objeto de conducir el agua de un lado al otro de la vía, hacia cauces naturales.

El diseño de la alcantarilla consiste en determinar el diámetro más económico que permita pasar el caudal de diseño sin exceder la carga máxima a la entrada, tomando en consideración criterios de arrastre de sedimentos y de facilidad de mantenimiento. (MTOP, 2003; Rubio, 2005)

La selección debe realizarse de acuerdo a varios factores como:

- Se debe seleccionar la forma y tamaño de acuerdo al caudal de diseño.
- De acuerdo a las condiciones topográficas del corredor de la vía, las alcantarillas estarán destinadas a drenar: planicies de inundación, zonas inundables, cuencas pequeñas inundables o para coleccionar aguas provenientes de las cunetas.

Ubicación de las alcantarillas

- Donde existan corrientes de agua que cruzan la carretera.
- En el fondo de depresiones u hondonadas donde no existan cursos naturales de agua.
- Para descargar una cuneta de un lado a otro de la vía.
- En las curvas verticales cóncavas.

Los elementos constitutivos de una alcantarilla son: tubería, los cabezales, cajas colectoras, los muros de ala en la entrada y salida. Para más detalle ver ANEXO 4.1. (INVIAS, 2006; MTOP, 2003).

b.- Consideraciones de diseño

Localización: Las alcantarillas deberán instalarse o construirse, en lo posible, siguiendo la alineación, pendiente y cotas de nivel del cauce de la corriente,



facilitando de esta manera que el agua circule libremente sin interrupciones y reduciendo, al mínimo, los riesgos de erosión.

- **Alineación:** La localización óptima de una alcantarilla consistirá en proporcionar a la corriente una entrada y una salida directas. En lo posible perpendicular a la vía. La alineación esviada requiere una alcantarilla más larga, que se justifica por el mejoramiento en las condiciones hidráulicas y por la seguridad de la carretera.
- **Pendiente:** La pendiente ideal para una alcantarilla es aquella que no produzca sedimentación, ni velocidades excesivas y erosión, y que, a su vez, permita la menor longitud de la estructura. Para evitar la sedimentación, la pendiente mínima será 0,5 por ciento y la máxima recomendable de 3%.

Longitud: La longitud necesaria de una alcantarilla dependerá del ancho de la corona de la carretera, de la altura del terraplén, de la pendiente del talud, de la alineación y pendiente de la alcantarilla y del tipo de protección que se utilice en la entrada y salida de la estructura. La alcantarilla deberá tener una longitud suficiente para que sus extremos (entrada y salida) no queden obstruidos con sedimentos ni sean cubiertos por el talud del terraplén.

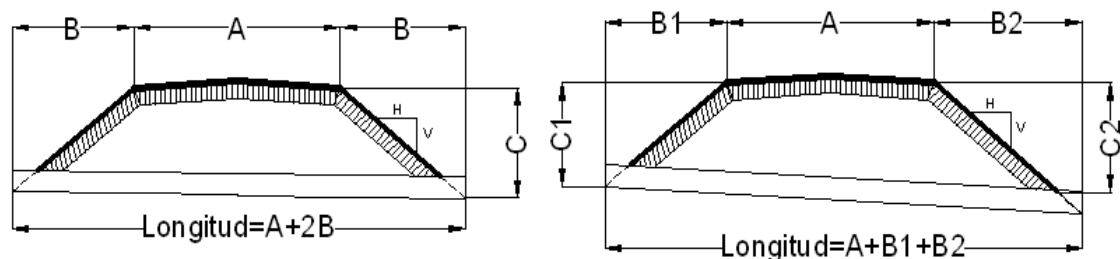


Figura 6. Longitud de la alcantarilla. (MTOP, 2003).

Velocidad de la corriente: Las altas velocidades en la salida son las más peligrosas y la erosión potencial en ese punto es un aspecto que deberá tenerse en cuenta.

Para establecer la necesidad de protección contra la erosión, la velocidad a la entrada y/o salida deben compararse con la máxima velocidad permisible (no erosiva) del material del cauce, inmediatamente aguas arriba y/o aguas abajo de la estructura. (MTOP, 2003).

c.- Diseño

El diseño del sistema de drenaje transversal comprende dos aspectos que se mencionan a continuación:



- El análisis hidrológico de la zona por drenar y
- El diseño hidráulico de las estructuras.

El análisis hidrológico permite la predicción de los valores máximos de las intensidades de precipitación o picos del escurrimiento, según el caso, para períodos de retorno especificados. Este tema se analiza detalladamente en el CAPITULO 3. MATERIALES Y METODOS.

El diseño hidráulico permite establecer las dimensiones requeridas de la estructura para desalojar los caudales aportados por las lluvias.

Diseño hidráulico:

Determinado el caudal de diseño producido por una tormenta con un posibilidad de retorno de 25 a 50 años, dependiendo básicamente del daño que podría producir el colapso de una alcantarilla. También se debe conocer la altura del terraplén de la vía que se va a atravesar, la estructura del pavimento, la resistencia de la alcantarilla para que pueda resistir el peso de la tierra que la confina.

Mediante el conocimiento de estos factores, que condicionan el dimensionamiento hidráulico de las alcantarillas, se debe analizar cada una de ellas como un caso particular, y que están frecuentemente ligados a la experiencia del ingeniero.

En síntesis, el diseño de alcantarillas consiste en determinar el tipo 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 la estructura.

Como se verá más adelante, el procedimiento para el diseño de alcantarillas no sigue un camino único y exacto, sino que, por el contrario, es iterativo. La solución óptima no existe, sino que existen un conjunto de alternativas que resuelven el problema planteado. Además de los factores mencionados, puede variar la ubicación y posición de la alcantarilla, modificando así las longitudes y pendientes.

Conceptos Hidráulicos:

Una alcantarilla no es más que un conducto cuya sección puede ser circular, ovalada, rectangular, etc. De acuerdo a las dimensiones, material de la alcantarilla, caudal, condiciones de entrada y de salida de la misma, etc., irán variando las características hidráulicas del flujo; pudiendo variar desde un flujo a superficie libre con un tirante pequeño, hasta un conducto a presión, cuando fluye totalmente llena. En el primer caso, podría dimensionarse la alcantarilla empleando la teoría de flujo en canales abiertos, mientras que en el



segundo, con las ecuaciones de la teoría de conductos. Entre ambas condiciones extremas se plantean un gran número de casos con soluciones más o menos complejas. En conclusión, el análisis hidráulico teórico del escurrimiento en el interior de una alcantarilla es muy complejo.

Por esta razón se han hecho numerosos ensayos de laboratorio de la mayoría de los casos prácticos de diseño de alcantarillas. Estos ensayos, posteriormente han sido convalidados con observaciones en el terreno y se han obtenido resultados altamente satisfactorios.

Por lo que se pone de manifiesto dos formas fundamentales típicas de escurrimiento en alcantarillas, que incluyen todas las demás:

- a) Escurrimiento con control de entrada
- b) Escurrimiento con control de salida

Entendiendo por sección de control, aquella sección donde existe una relación definida entre el caudal y el tirante. Es la sección en la cual se asume que se desarrolla un tirante próximo al crítico.

No es sencillo determinar de antemano si una alcantarilla va a trabajar con control de entrada o de salida. Para solucionar este interrogante habría que realizar cálculos largos y complejos, lo cual quitaría practicidad al método. (Chow, Maidment & Mays , 1994)

Flujo con control de entrada

En el flujo con control de entrada el tirante se forma en las proximidades de la sección de entrada a la alcantarilla, quedando aguas arriba de dicha sección un remanso en flujo subcrítico, y aguas abajo, un flujo supercrítico. De modo que lo que ocurre desde la sección hacia aguas arriba, tiene influencia en el nivel a la entrada de la alcantarilla, pero no tiene ninguna influencia lo que ocurre aguas abajo de dicha sección.

Por eso, las variables que intervienen en este tipo de flujo son:

- Tipos y dimensiones de la sección transversal. Ej: circular con diámetro=2m.
- Geometría de la embocadura. Ej: con alas a 30° con respecto al eje.
- Nivel de agua a la entrada. Se utiliza la altura H_e .

Si bien no es sencillo predefinir cuando un flujo tendrá control de entrada, los casos más típicos son aquellos en los cuales:

1. La entrada está descubierta y la pendiente es supercrítica (Figura 7), pudiendo o no fluir llena la sección en parte del conducto.



2. La entrada está sumergida, y sin embargo no fluye lleno el conducto (Figura 8), pudiendo ser subcrítica o supercrítica la pendiente.

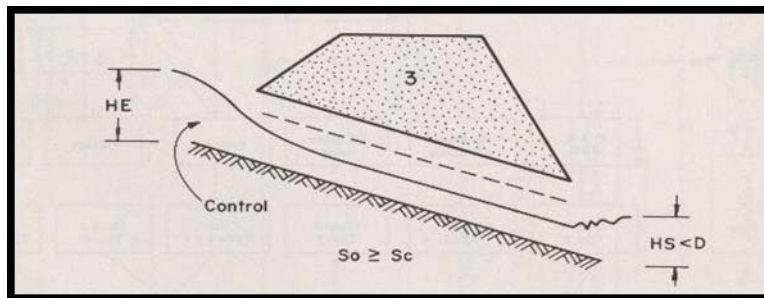


Figura 7. Flujo con control de entrada caso típico (Alonso, 2005)

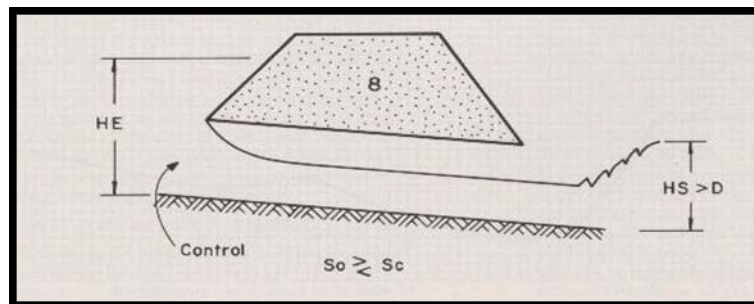


Figura 8. Flujo con control de entrada caso típico. (Alonso, 2005)

Flujo con control a la salida

En el flujo con control de salida el tirante crítico se forma en las proximidades de la sección un remanso en flujo subcrítico, y aguas abajo, un flujo supercrítico. De modo que todo lo que ocurre desde la sección de salida hacia aguas arriba tiene influencia en el nivel de entrada de la alcantarilla. Por eso, las variables que intervienen en este tipo de flujo son las mismas que intervienen en el control de entrada más las que corresponden al tramo entre esta sección y la de la salida.

- Tipo y dimensiones de la sección transversal. Ej: circular con diámetro=2m.
- Geometría de la embocadura. Ej: Con alas a 30° con respecto al eje.
- Nivel de agua a la entrada. Se utiliza la altura He.
- Nivel de agua a la salida.
- Pendiente del conducto.
- Rugosidad del conducto.
- Largo del conducto.



Al igual que en control de entrada, tampoco aquí es sencillo predefinir cuando un flujo tendrá control de salida, los casos más típicos son aquellos en los cuales:

- a) La altura del agua no sumerge la entrada y la pendiente del conducto es subcrítica (Figura 9).
- b) La alcantarilla fluyendo a plena capacidad (Figura 10).

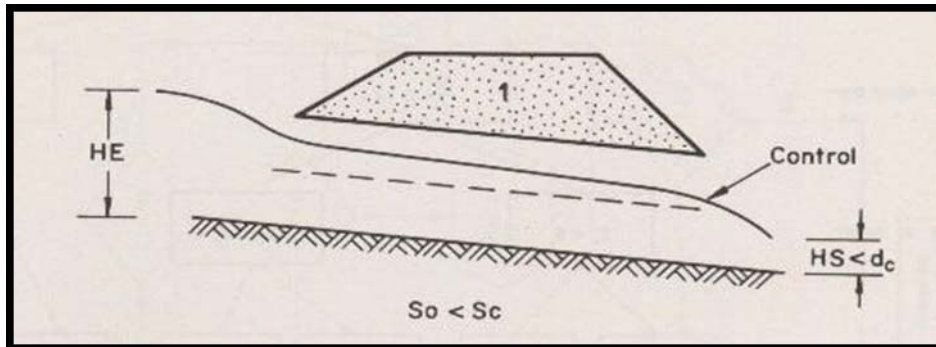


Figura 9. Flujo con control de salida caso típico. (Alonso, 2005)

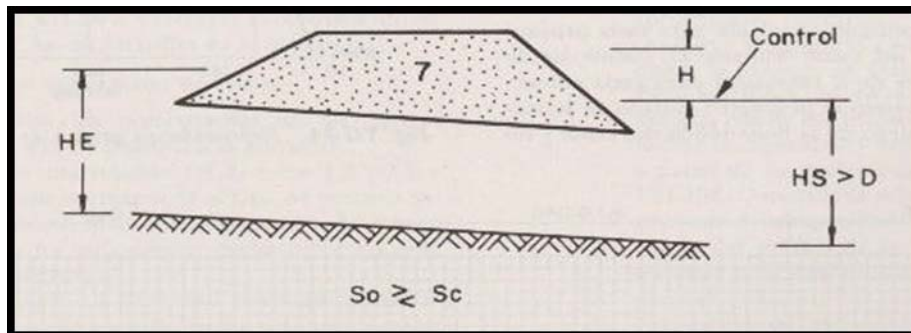


Figura 10. Flujo con control de salida caso típico. (Alonso, 2005)

Procedimiento de cálculo:

- 1. Cálculos para flujo con control a la entrada:

El procedimiento de cálculo es muy sencillo para este tipo de flujo, y puede plantearse en los siguientes pasos:

- a) Se adopta un caudal de diseño, en base al diseño hidrológico.
- b) Se propone un tipo de alcantarilla, tipo y dimensiones.
- c) Se elige un tipo de entrada



- d) Se calcula el nivel que debe formarse a la entrada (H_e) necesario para permitir el paso del caudal de diseño. Si ese nivel verifica las condiciones de nuestro proyecto, es decir, no supera la altura máxima admisible para el agua a la entrada de la alcantarilla de acuerdo a los condicionante de diseño planteados en el problema, se continúa en el paso 5, de lo contrario, se vuelve al paso 2.
- e) Se observa que el nivel H_e no sea demasiado pequeño, es decir, que la alcantarilla no se haya sobredimensionado, pues esto ocasionaría costos excesivos e innecesarios.
- f) Se adopta la alcantarilla propuesta como una de las posibles soluciones del problema.

Para este tipo de flujo tenemos nomogramas que interrelacionan las variables involucradas, se presenta el nomograma construido para secciones transversales de alcantarilla tipo cajón y alcantarillas circulares de material corrugado (Ver ANEXO 4.2)

1. Cálculos para flujo con control a la salida:

Si planteamos la ecuación de energía entre la entrada y la salida de la alcantarilla, resulta una ecuación general del tipo:

$$H_e = H + H_1 - L \times I \quad \text{Ec.7}$$

Dónde: $H_e = \text{nivel a la entrada}$

$$H_1 = H_s = \text{nivel a la salida}$$

$H = \text{Energía empleada en la obtención de energía de velocidad a la salida más la pérdida por fricción y pérdidas a la entrada.}$

$L = \text{Longitud de la alcantarilla.}$

$I = \text{Pendiente de la alcantarilla.}$

La pérdida de carga entre la entrada y la salida de la alcantarilla, será igual a la suma: I) pérdida de carga por velocidad (h_v) II) pérdida de carga en la entrada (h_e) III) y pérdida de carga por fricción (h_f).

Dónde:
$$h_v = \frac{v^2}{2g}$$

$$h_e = k_e \times \frac{v^2}{2g}$$



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

Lo cual podemos expresar de la siguiente forma dado que:

$$h_f = L \times S_f$$

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

Lo que resulta: $h_f = L \times \frac{V^2 \times n^2}{R^{4/3}}$ Ec.8

Multiplicando por 2g en numerador y denominador, resulta la ecuación:

$$H = \left(1 + k_e + \frac{2g n^2 L}{R^{4/3}} \right) \quad Ec. 9$$

Donde la velocidad es: $V = \frac{Q}{A}$

El coeficiente K_e es un coeficiente experimental que tiene en cuenta las pérdidas en la entrada a la alcantarilla. En la Tabla 11 se presenta una tabla con los principales valores de K_e en función del tipo de estructura en el extremo.

Una vez determinado el valor de H, el resto de las variables de la ecuación (Ec.7) son conocidas. Así, H1 es el nivel aguas abajo que se asume conocido, el término (L x i) es la longitud de la alcantarilla multiplicada por su pendiente, ambos elementos preestablecidos en el diseño de la misma.

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***



Tabla 2. Valores de K_e en función de la estructura de terminación (IMFIA & MTOP, 2000)

Ecuaciones de Flujo en Alcantarillas

Las Figuras 11 y 12 muestran esquemáticamente la notación utilizada en el cálculo del flujo a través de una alcantarilla.

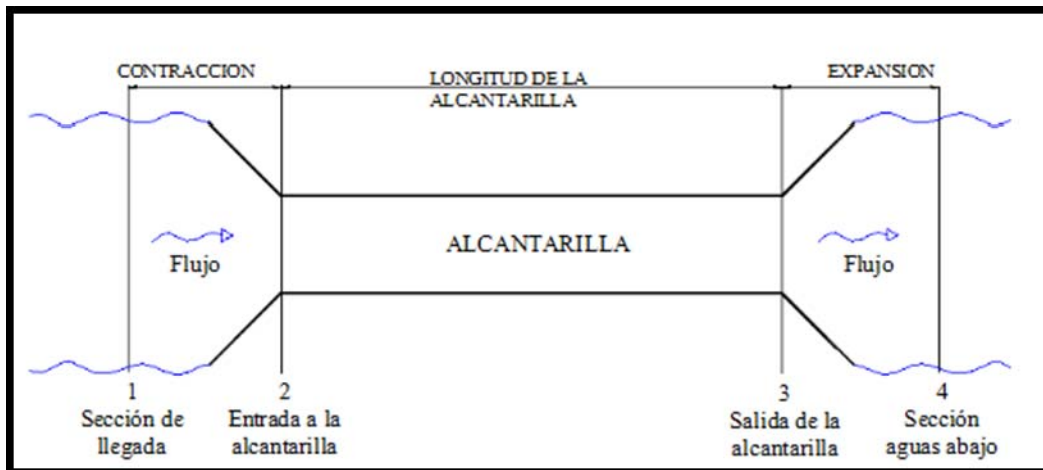


Figura 11. Vista en planta de una alcantarilla y secciones de control. (IMFIA & MTOP, 2000)

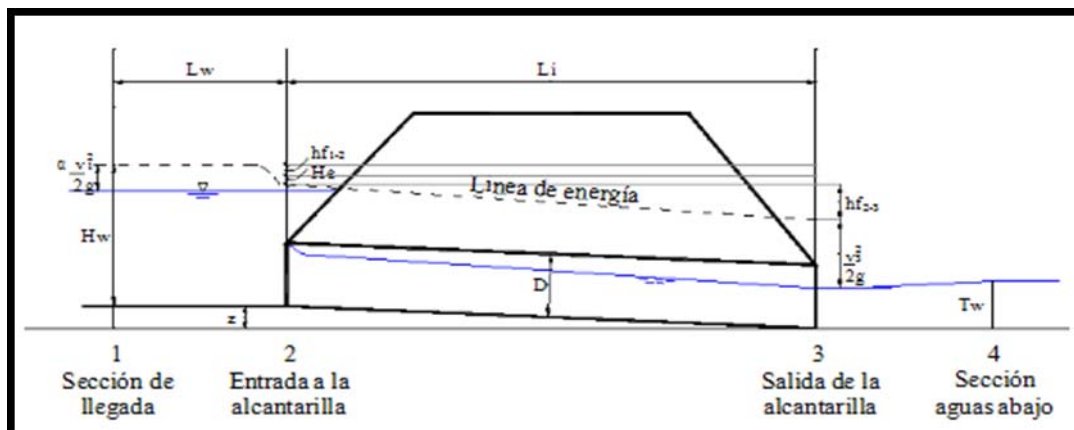


Figura 12. Definición esquemática del flujo en alcantarillas. (IMFIA & MTOP, 2000)

Las ecuaciones de flujo en una alcantarilla se determinan aplicando las ecuaciones de continuidad y energía entre la sección de llegada y una sección aguas abajo que normalmente se encuentra dentro de la alcantarilla. La ubicación de la sección aguas abajo depende del tipo de flujo dentro de la alcantarilla. En el cálculo del flujo a través de alcantarillas se distinguen seis categorías de flujo (ver Figura 13): (1) tirante crítico a la entrada, (2) tirante crítico a la salida, (3) alcantarilla parcialmente llena y flujo subcrítico, (4)



ahogada a la entrada y a la salida, (5) alcantarilla parcialmente llena y flujo supercrítico a la entrada y (6) ahogada a la entrada y llena a la salida. En la Tabla 3, extraída de French, Richard H., 1988. “Hidráulica de canales abiertos”, Editorial McGraw-Hill, 35 págs, se presentan las ecuaciones resultantes:

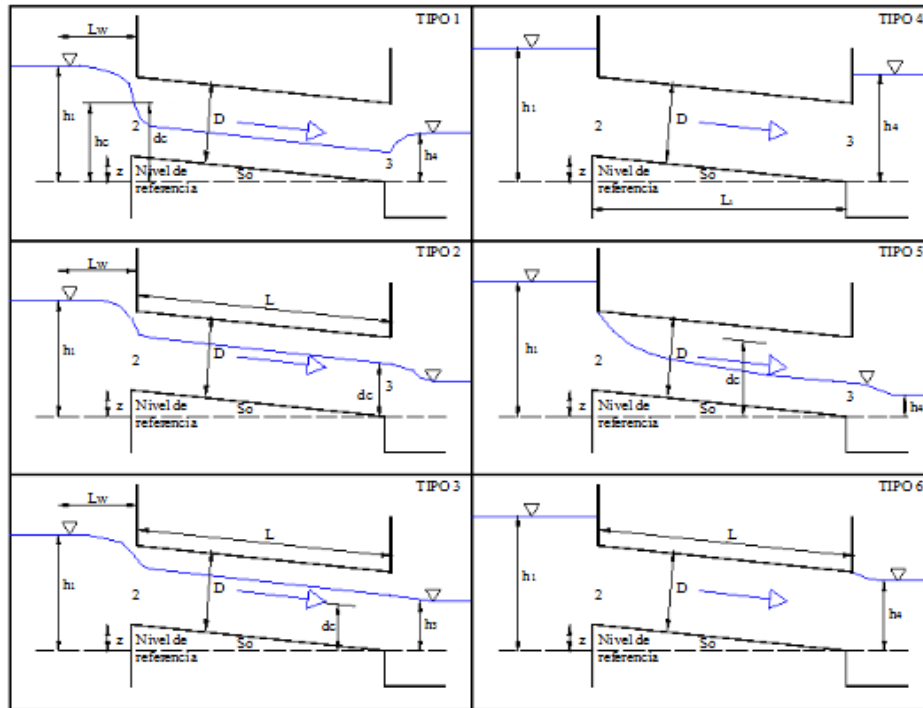


Figura 13. Clasificación de los tipos de flujo en alcantarillas. (IMFIA & MTOP, 2000)

Tipos de flujo en alcantarillas		Ecuación de gasto
Tipo 1	Tirante crítico a la entrada $(h_1 - z)/D < 1.5$ $h_d/h_c < 1.0$ $S_0 > S_c$	$Q = C_{D1} A_c \sqrt{2g \left(h_1 - z + a_1 \frac{v_1^2}{2g} - y_c - h_{f1-2} \right)}$
Tipo 2	Tirante crítico a la salida $(h_1 - z)/D < 1.5$ $h_d/h_c < 1.0$ $S_0 < S_c$	$Q = C_{D2} A_c \sqrt{2g \left(h_1 - z + a_1 \frac{v_1^2}{2g} - y_c - h_{f1-2} - h_{f2-3} \right)}$
Tipo 3	Flujo subcrítico en toda la alcantarilla $(h_1 - z)/D < 1.5$ $h_d/h_c > 1.0$ $h_d/D \leq 1.0$	$Q = C_{D3} A_3 \sqrt{2g \left(h_1 + a_1 \frac{v_1^2}{2g} - h_3 - h_{f1-2} - h_{f2-3} \right)}$
Tipo 4	Salida ahogada $(h_1 - z)/D > 1.0$ $h_d/D > 1.0$	$Q = C_{D4} A_{o1} \sqrt{\frac{2g(h_1 - h_2)}{1 + (2gC_{D4}^2 n^2 L / R_o^{4/3})}}$
Tipo 5	Flujo supercrítico a la entrada $(h_1 - z)/D \geq 1.5$ $h_d/D \leq 1.0$	$Q = C_{D5} A_{o1} \sqrt{2g(h_1 - z)}$
Tipo 6	Flujo lleno a la salida $(h_1 - z)/D \geq 1.5$ $h_d/D \leq 1.0$	$Q = C_{D6} A_{o1} \sqrt{2g(h_1 - h_3 - h_{f2-3})}$

Tabla 3. Clasificación de los tipos de flujo en alcantarillas. (IMFIA & MTOP, 2000)



Donde $h_1 = h_s$ y $h_4 = h_s$.

NOTA: Para la aplicación se ha considerado el diseño del sistema de drenaje vial a partir del puente Collay, comenzando el abscisado a partir del final del puente. Creemos conveniente presentar una pequeña recopilación bibliográfica para el diseño del mismo, el cual se presenta en el ANEXO 5. Existen obras complementarias que se integran al diseño integral de un sistema de drenaje vial, que en nuestra monografía no se diseñan, pero se ha considerado importante presentar una breve recopilación bibliográfica, presentada en el ANEXO 6.



CAPITULO 3. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1.- ÁREA DE ESTUDIO

Ubicación: El área de estudio se encuentra en la parte sur de la República del Ecuador, al noreste de la Provincia del Azuay ver ANEXO 7.1, la zona de influencia abarca los cantones Guachapala, El Pan y Sevilla de Oro sin embargo para el estudio del tramo Ñuñurco-Santa Rosa se ha podido observar claramente que beneficia únicamente al cantón Sevilla de Oro ver ANEXO 7.2. El tramo de la vía tiene una extensión aproximada de 3.6 kilómetros pasando por la parroquia Sevilla de Oro para luego terminar en la parroquia Amaluza ver ANEXO 7.3.

Se extiende desde el puente sobre el río Collay con coordenadas U.T.M 761.511, 9'695.798 al suroeste hasta el poblado de Santa Rosa que se encuentra al noreste en la coordenada 762.744, 9'698.451.

Cartografía: este tipo de información está disponible en el IGM (Instituto Geográfico Militar), el mismo que se encarga de la elaboración de la cartografía nacional y del archivo de datos geográficos de Ecuador. Su actividad se enmarca en la Ley de la Cartografía Nacional y elabora mapas, cartas y demás documentos cartográficos oficiales del territorio ecuatoriano.

Los mapas cartográficos que se pueden obtener son a escala de 1:25000 y 1:50000, sobre las cuales se trazan las aéreas de drenaje que influyen en el drenaje de la carretera, así como permite definir los puntos más favorables para el encauzamiento de los drenajes interceptados.

La información cartografía nos fue proporcionada por el Ing. Cristian Coello MSc, la cual contiene tres archivos tipo shp., para el trabajo en el programa ARC – GIS (dichos archivos contienen información de las curvas de nivel, ríos, y vías del área de influencia de la carretera)

Topografía: la topografía de la carretera fue proporcionada por el Ing. Cristian Coello MSc. la cual contiene la franja topográfica de la carretera Ñuñurco - Santa Rosa, en el tramo puente Collay – Santa Rosa, con un ancho aproximadamente de 60 metros, además las curvas de nivel se presentan cada metro de desnivel.

Intensidad de de lluvia: Al evaluar la disponibilidad de la información en cuanto a los aspectos hidrológicos, los Anuarios Hidrológicos de las estaciones



del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrológica (INAMHI) constituyen la fuente más amplia de datos de este tipo.

El INAMHI presenta periódicamente ecuaciones pluviométricas (ver ANEXO 7.4) correspondientes a las 32 zonas meteorológicas del País (ver ANEXO 7.5), para diferentes períodos de diseño, siendo 5 años el mínimo que debe considerarse para pronósticos pluviales en materia de drenaje de carreteras.

A continuación se presenta información correspondiente a la Estación Palmas que se empelará para la carretera de estudio, además del cuadro resumen de las precipitaciones máximas:

RED METEOROLÓGICA	
Cantón	Sevilla de Oro
Elevación	2400 msnm
Fecha-Instalación	15-May-74
Latitud	024258S
Longitud	783747W
Parroquia	Palmas
Reubicación	
Codigo	M045
Nombre	LAS PALMAS
Tipo	CO
Provincia	AZUAY
Estado	FUNCIONANDO

Tabla 4. Información red Meteorológica – Estación Palmas

PRECIPITACIONES MÁXIMAS 24 HORAS - PALMAS			
1974	98	1988	28,2
1975	44,9	1989	72,8
1976	62,4	2001	81
1977	43,2	2002	54,8
1978	64,8	2003	48,7
1979	45,2	2004	72,3
1980	56,4	2005	35,6
1981	29	2006	43,7
1982	32,2	2007	54,1
1983	44,6	2008	31,3
1987	33,1	2009	36,8

Tabla 5. Valores de precipitaciones máximas 24 horas – Estación Palmas



3.2.- CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS ÁREAS DRENADAS.

Área de drenaje: El área de drenaje se puede determinar en las cartas topográficas del IGM (escala 1:25.000 ó 1:50.000), ó en fotografías aéreas, y se considerará como la superficie en proyección horizontal limitada por el parte-aguas. Esta área se calculará por cualquier método y se expresará en hectáreas o en kilómetros cuadrados.

Tiempo de concentración: Tiempo necesario para que el agua de lluvia caída en el punto más alejado de la sección de desagüe de una cuenca llegue a dicha sección.

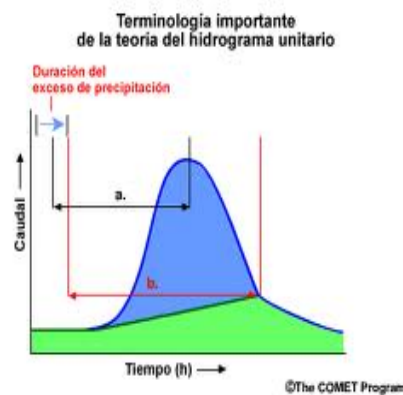


Figura 14. Tiempo de concentración

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

$$t_c = 0,0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,268} \quad \text{Ec.10}$$

Dónde: t_c = 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)

Coefficiente 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. (MTC, 2008)



COEFICIENTE DE ESCORRENTIA C						
COBERTURA VEGETAL	TIPO SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPECIABLE
		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 6. Coeficiente de Escorrentía, (MTO, 2003)

3.3.- ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DATOS HIDROLÓGICOS

En obras hidráulicas se exige la determinación de la magnitud de las características hidrológicas que pudieran ocurrir con cierta frecuencia para valores máximos durante un período determinado. Con el fin de ir más allá de los datos históricos suministrados por los registros a disposición, es necesario ajustar los datos a distribuciones de probabilidad conocidas (como la Gumbel o la log-Pearson tipo III)

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

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

Donde p = Probabilidad de excedencia de un valor X

e = Base de logaritmos naturales = 2,7183

y = Variable reducida

X = Magnitud de la variable

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

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



$$K = 0.7707y - 0.45$$

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

Donde \bar{x} = promedio aritmético de la serie de datos

σ_x = desviación estándar de la serie de datos

K = factor de frecuencia

Gumbel es conocida como la función de probabilidad de valor extremo tipo I cuando $k=1$

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

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

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

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

Dónde: u =parámetro de ubicación (moda)

α =parámetro de escala

s = desviación estándar

Periodo de retorno: Intervalo de tiempo en años en el que se espera que se presente una sola vez la avenida o precipitación extrema que se considera en el diseño.

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

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

$F(x)$ =Función de probabilidad

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

De acuerdo al tipo de carretera, se asignan los siguientes períodos de retorno:
(1) Para carreteras arteriales, será no menor a 200 años; (2) para carreteras



colectoras, será no menor a 150 años; (3) Para carreteras vecinales, será no menor de 100 años.

Curvas intensidad – duración - frecuencia

Las curvas intensidad – duración – frecuencia son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno. (INVIAS, 2009; MTC, 2008)

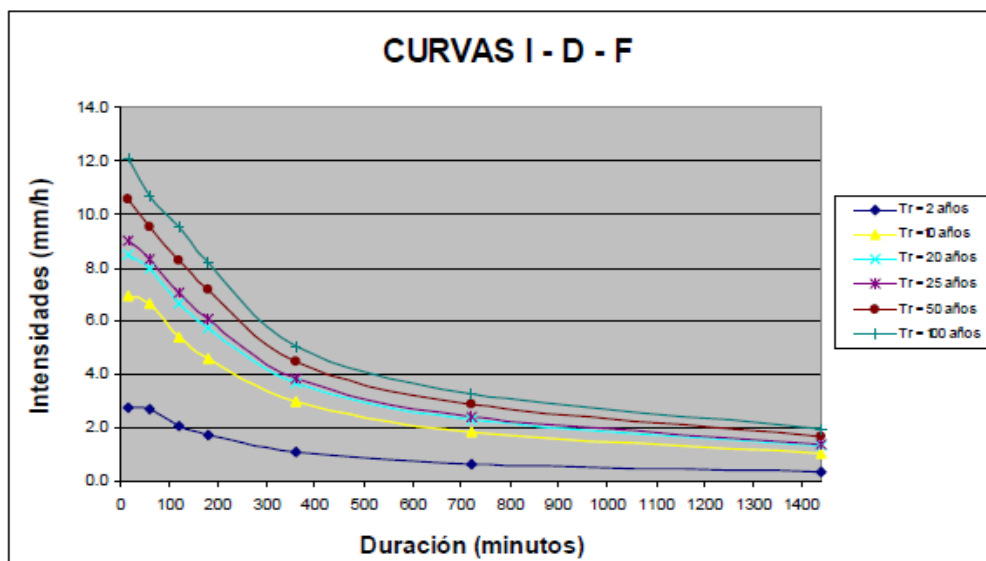


Figura 15. Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia para diferentes periodos de retorno.

3.4.- MODELOS DE ESCORRENTÍA PARA CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO.

Existen varios métodos para valuar los caudales de diseño que pueden ser:

- **Empíricos:** se emplean para tener una idea preliminar del caudal de diseño o cuando no se posee información. Los métodos más comunes son Creager y Lowry.
- **Semi-empíricos:** estos métodos hacen intervenir a la intensidad de lluvia. Se basan en el conocimiento del ciclo hidrológico. Los métodos más usados son el Racional y el de Ven Te Chow.
- **Estadísticos:** son de gran utilidad en sitios donde se cuenta con un buen registro de caudales ocurridos. Se basan en suponer que los caudales máximos anuales aforados en una cuenca, son muestra aleatoria de una población de caudales máximos. Los métodos más comunes son Gumbel, Normal, Person.



- **Modelos Matemáticos:** HEC HMS (características de la cuenca de drenaje, uso de suelo, pendiente, precipitaciones máximas, tiempo de concentración, coeficiente de escurrimiento, periodo de retorno)

Método Racional

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.

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

Dónde: Q= el caudal máximo probable (m³/seg)

C= El coeficiente de escorrentía (Tabla 7)

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.

Método SCS (Soil Conservation Service)

Este método también conocido como del “número de curva”, para 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, en la segunda se determina el tiempo de distribución del escurrimiento, incluyendo el caudal de punta.

a) Cálculo de volumen de escorrentía directa

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

Dónde: Q= escurrimiento superficial

I_a= abstracciones iniciales (pérdidas por intercepción, 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:

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

El valor de la retención potencial máxima S 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 de CN 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 para condiciones antecedentes de humedad normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), que se indican en la Tabla 7.

PRECIPITACIÓN ACUMULADA PARA TRES NIVELES DE CONDICIÓN DE HUMEDAD ANTECEDENTE	
Condición 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 7. Condición de humedad antecedente publicada por la Soil Conservation Service

Para la influencia de las características de la cuenca (uso de la tierra, condiciones del suelo) en el valor de CN, se utiliza la ANEXO 8.1.

En dicha Tabla, además de la utilización de la tierra, cubierta vegetal y práctica de cultivo se hace una distinción entre condiciones hidrológicas deficientes, regulares y buenas y para cuatro grupos hidrológicos de suelos. Las condiciones hidrológicas se determinan en primer lugar por la densidad de la



vegetación: praderas naturales muy pastadas se clasifican por ejemplo como “deficientes”; praderas permanentes no pastadas se clasifican como “buenas”.

Los grupos hidrológicos de suelo se clasifican según su capacidad para transmitir agua (infiltración): el grupo A tiene una intensidad alta de transmisión de agua, el grupo B moderada, el C lenta, y el D muy lenta. Tabla 8. (Carías, Chacón & Martínez, 2004)

GRUPO HIDROLOGICO	POTENCIAL DE ESCORRENTÍA	INFILTRACIÓN CUANDO LA TIERRA ESTÁ HÚMEDA	SUELOS TÍPICOS
A	Escaso	Alta	Arenas y grava excesivamente drenadas
B	Moderado	Moderada	Textura 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

Tabla8. Grupos hidrológicos del suelo (SCS, 1985)

b) Calculo del tiempo de escorrentía y caudal de punta

El hidrograma unitario triangular queda definido al definir su tiempo base y el caudal pico del mismo.

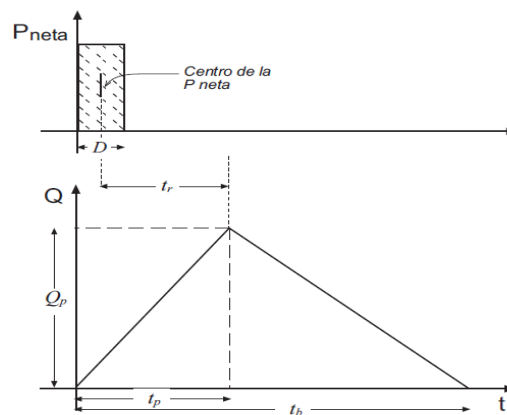


Figura 16. Forma del hidrograma triangular

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

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

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

$$t_b = 2.67 \cdot t_p$$



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.

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

Dónde: T_c = tiempo de concentración (min)

H = diferencia de elevación en la cuenca (m)

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

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 (%)

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.

En base a lo anterior, se ha desarrollado el concepto del hidrograma unitario. El 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)

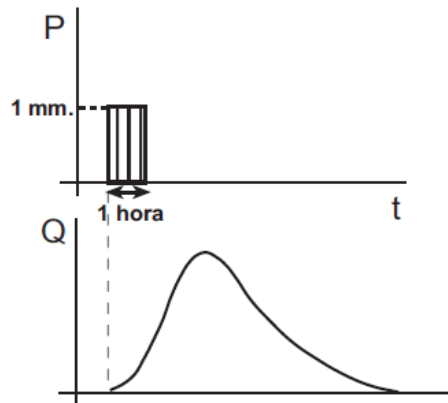


Figura 17. Hidrograma unitario

El hidrograma total se encuentra con la sumatoria de los hidrogramas sucesivos, hasta el término de la precipitación, es decir desplazados en los intervalos de tiempo considerados.

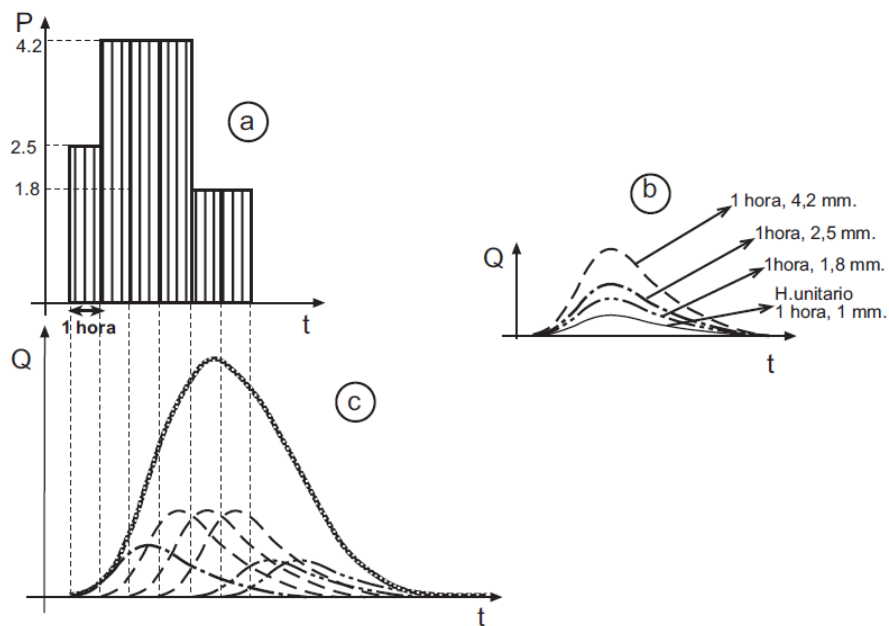


Figura 18. Hietograma de precipitaciones (a), Hidrogramas para cada hora (b), Hidrograma resultante (c)



CAPITULO 4. RESULTADOS

4.1 Precipitación de diseño

A partir de los valores de las precipitaciones máximas 24 horas de la estación Palmas (ver Tabla 5) se ha obtenido las precipitaciones para el periodo de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años; aplicando la metodología de Gumbel.

En la tabla 9 se indica parámetros estadísticos necesarios para la aplicación de la metodología de Gumbel y en la tabla 10 se presenta los valores de las precipitaciones para cada periodo de diseño, complementando con la figura 19.

Promedio (x)=	50,596
Desviación (s)=	18,444
Parámetro de escala (α)=	14,381
Parámetro de ubicación (μ)=	42,295

Tabla 9. Parámetros estadísticos

T(x) (años)	F(x)	Precipitación (mm)
5	0,8	63,865
10	0,9	74,657
25	0,96	88,292
50	0,98	98,407
100	0,99	108,448

Tabla 10. Precipitaciones para diferentes periodos de diseño

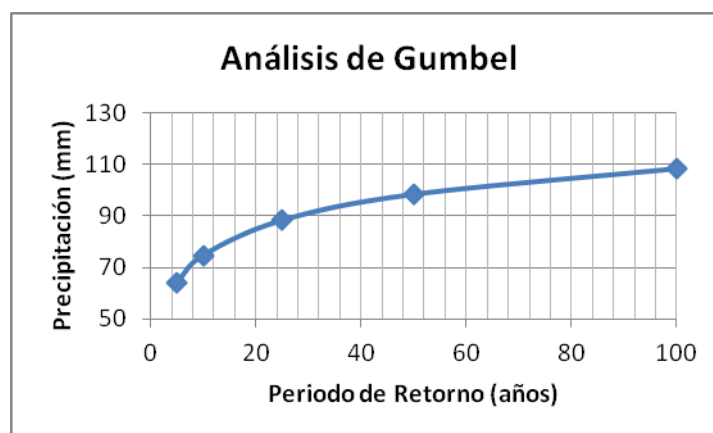


Figura 19. Gráfico de periodos de retorno vs. Precipitación



Las estructuras que se van a diseñar en nuestro trabajo contemplan alcantarillas y puentes. Cabe resaltar que para el caso de puentes únicamente contempla la obtención del caudal de diseño, y para el caso de alcantarillas el diseño completo de las mismas.

Tipo de obra	Periodo de retorno (años)	Precipitación (mm)
Alcantarillas	25	88,29
Puentes	100	108,45

Tabla 11. Periodos de diseño para obras de drenaje vial

4.2 Características físicas de las cuencas drenadas

De la topografía de la franja vial que se encuentra detalla se ha podido localizar puntos de interés tales como quebradas y corrientes de agua, donde se ubicaran alcantarillas para evacuación del agua de dichos elementos hídricos. A continuación se presentan las abscisas de los puntos de interés:

Elemento	Abscisas
1	0+470
Quebrada 1	0+670
3	0+990
Quebrada 2	1+330
5	1+565
6	1+790
7	2+000
8	2+285
9	2+610
Quebrada 3	2+905
11	3+170
12	3+420

Tabla 12. Abscisas para colocación de alcantarillas

Se pudo observar tanto el trazado horizontal como el vertical la presencia de tres quebradas importantes. Para la quebrada 1 perteneciente a la Cuenca del Río Bermejo y la quebrada 2 perteneciente a la Cuenca del Río Blanco, se ha concluido necesario la implementación de puentes en lugar de alcantarillas como el desarrollo de esta tesina no contempla obras de artes mayor, se limitara al cálculo del caudal de diseño para los mismos.



En base a la cartografía del sector en escala 1:25000 y el empleo del software ARC-MAP 10 se ha obtenido cada una de las cuencas y micro cuencas para cada uno de los puntos de interés, la cual se presenta a continuación:

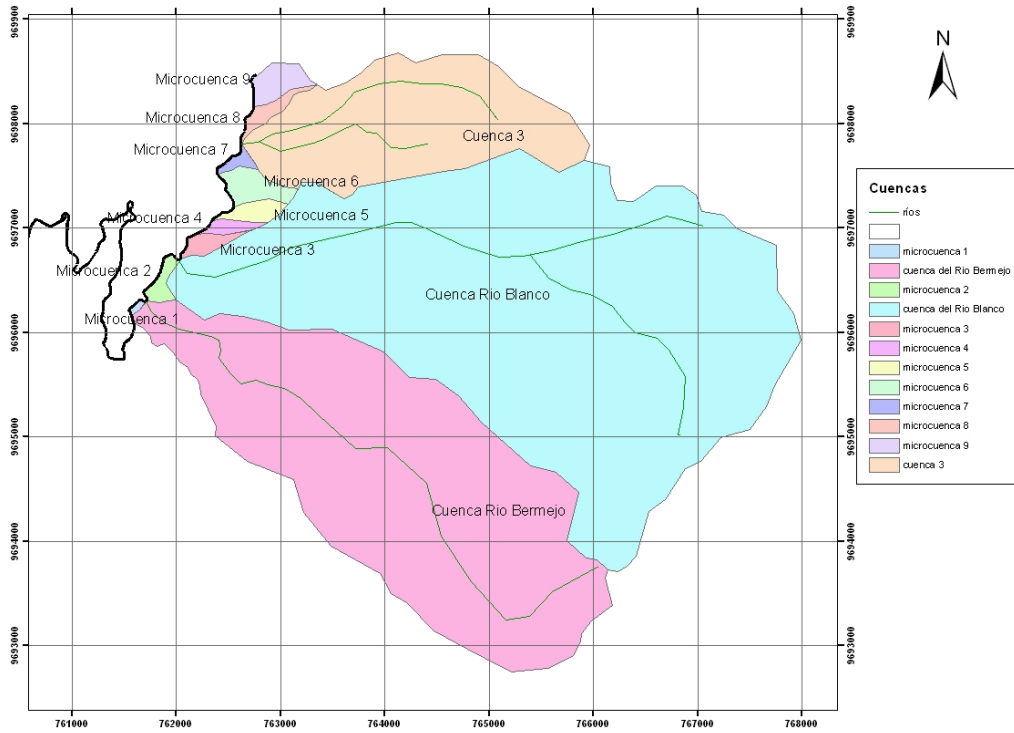


Figura 20. Distribución de las cuencas y micro cuencas para el tramo de diseño

A partir de las Figura 19 se ha obtenido las áreas de aporte expresadas en kilómetros cuadrados de cada una de las cuencas y micro cuencas:

Cuenca	Área de aporte km²
Micro cuenca 1	0,06
Cuenca Río Bermejo	7,24
Micro cuenca 2	0,07
Cuenca Río Blanco	12,03
Micro cuenca 3	0,11
Micro cuenca 4	0,06
Micro cuenca 5	0,09
Micro cuenca 6	0,16
Micro cuenca 7	0,04
Cuenca 3	2,83
Micro cuenca 8	0,08
Micro cuenca 9	0,15

Tabla 13. Áreas de aporte para cada cuenca y micro cuenca



Para las cuencas más grandes además se ha conseguido otros parámetros físicos de las cuencas tales como longitud del cauce, cota máxima y cota mínima.

Cuenca	Longitud del cauce (km)	Cota Máxima	Cota Mínima
Cuenca Río Bermejo	5,96	3474	2181
Cuenca Río Blanco	5,39	3407	2188
Cuenca 3	2,7	2960	2305

Tabla 14. Parámetros físicos de las cuencas

Las doce cuencas y micro cuencas abarcan tres usos diferentes del suelo: pasto cultivado, vegetación arbustiva y bosque intervenido. De la figura 20 se ha obtenido la distribución de cada uso de suelo para cada cuenca.

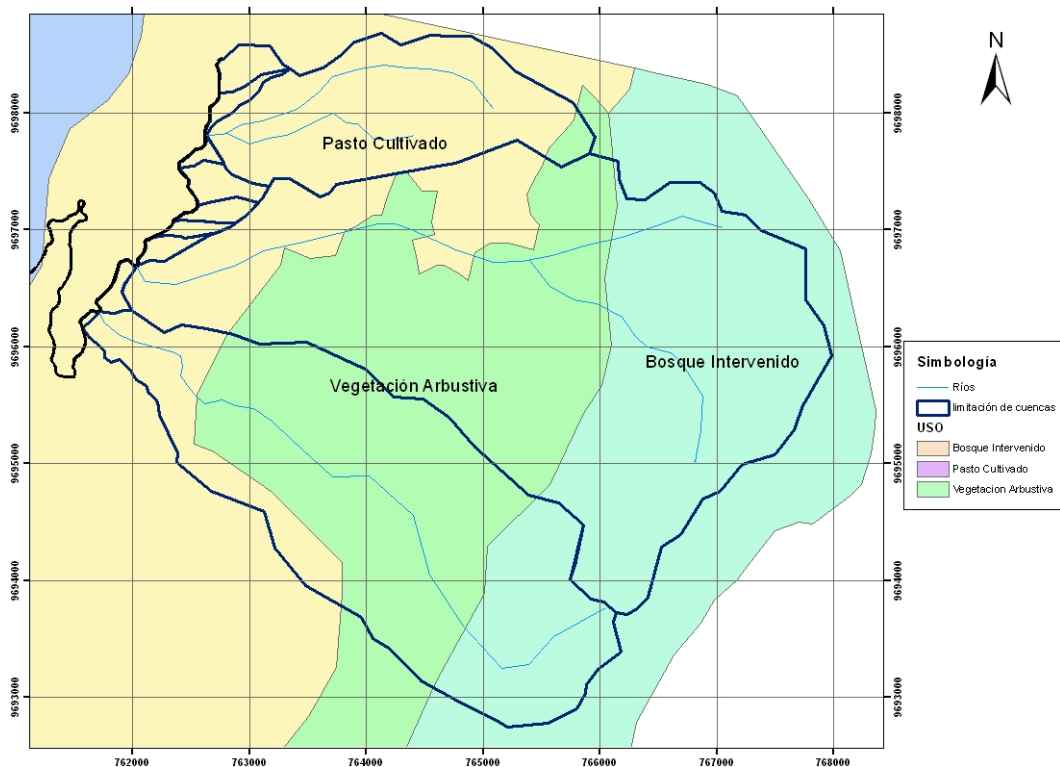


Figura 21. Uso de Suelos

Para todas las micro-cuencas, el cien por ciento de su área corresponde al uso de suelo de pasto cultivado. Para las cuencas se presenta la tabla resumen con su distribución.



Cuenca	Pasto Cultivado	Vegetación Arbustiva	Bosque Intervenido
Cuenca Río Bermejo	96	0	4
Cuenca Río Blanco	18	40	42
Cuenca 3	59	16	25

Tabla 15. Distribución del uso de suelo para las cuencas

Para la determinación del coeficiente de escorrentía además de la cobertura vegetal es necesario conocer la pendiente del terreno, a continuación se indica el mapa de pendientes del terreno, para cada cuenca se ha obtenido un valor ponderado de la pendiente.

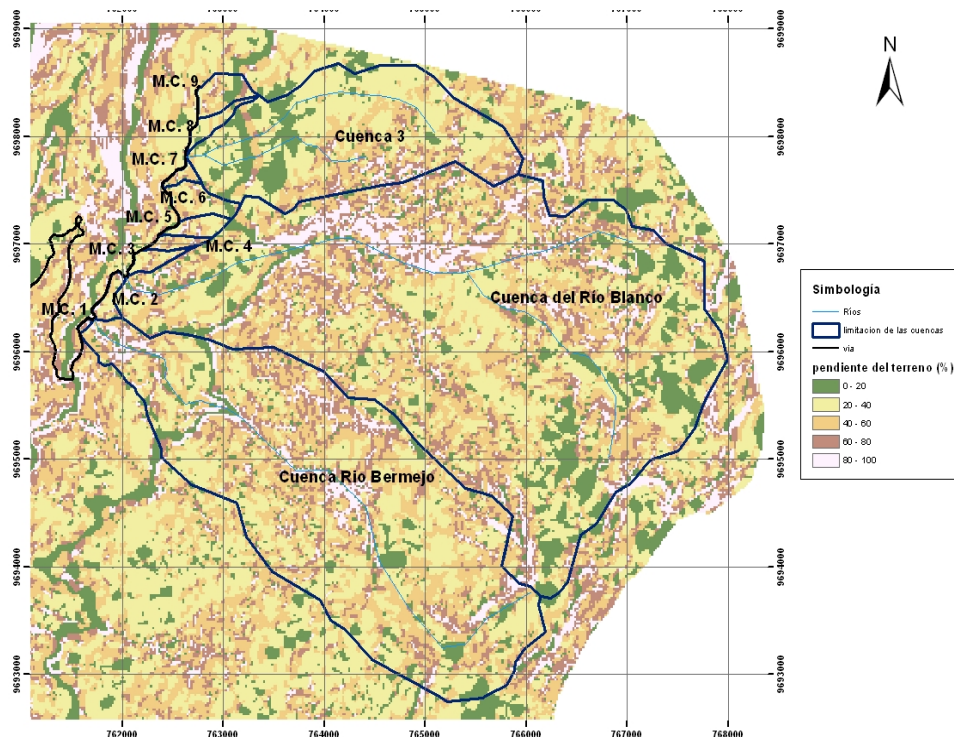


Figura 22. Pendientes del terreno

4.3 Caudal de diseño

Como se ha indicado en el capítulo anterior el método a emplear para el caudal de diseño depende del tamaño de la cuenca, a continuación se presenta una tabla resumen del método empleado en cada cuenca y micro-cuenca.



Cuenca	Área de aporte km ²	Método
Micro cuenca 1	0,06	Método Racional
Cuenca Río Bermejo	7,24	Método SCS
Micro cuenca 2	0,07	Método Racional
Cuenca Río Blanco	12,03	Método SCS
Micro cuenca 3	0,11	Método Racional
Micro cuenca 4	0,06	Método Racional
Micro cuenca 5	0,09	Método Racional
Micro cuenca 6	0,16	Método Racional
Micro cuenca 7	0,04	Método Racional
Cuenca 3	2,83	Método SCS
Micro cuenca 8	0,08	Método Racional
Micro cuenca 9	0,15	Método Racional

Tabla 16. Métodos empleados para cálculo de caudal de diseño

4.3.1.- Caudal de diseño por el método SCS (Soil Conservation Service)

Calculo del escurrimiento directo

Para la obtención del número de curva de los diferentes tipos de suelo, se han realizado los siguientes supuestos:

- Condiciones de humedad antecedente normales (AMC II), lo que corresponde a una precipitación acumulada en los 5 días previos al evento en consideración entre 3.50-5.25 cm.
- Condiciones hidrológicas buenas
- Grupo hidrológico B son suelos que tienen una tasa de infiltración moderada cuando se encuentran completamente húmedos. Principalmente son de profundidad media a profunda, con condiciones de drenaje media a bien drenada y con texturas moderadamente gruesas a finas. Tienen una tasa de trasmisión de agua moderada.

	Pasto Cultivado	Vegetación Arbustiva	Bosque Intervenido
Número de Curva	61	59	55

Tabla 17. Número de curva para los diferentes tipos de suelo



Cuenca	Periodo de Retorno (años)	Precipitación de diseño (mm)	Número de Curva ponderado	Retención potencial máxima (S)	Abstracciones Iniciales (Ia)	Escurrimiento directo (Pe)
Río Bermejo	100	108,45	60,76	164,04	32,81	23,87
Río Blanco	100	108,45	57,68	186,36	37,27	19,67
Cuenca 3	25	88,29	59,18	175,2	35,04	12,41

Tabla 18. Cuadro resumen para la obtención del escurrimiento directo

Obtención del hidrograma unitario triangular

Para la determinación de dichos valores es necesario parámetros de la cuenca tales como área, desnivel y longitud del cauce, además se emplea la precipitación efectiva que es igual al escurrimiento directo.

Cuenca	Área (km ²)	Desnivel (km)	Longitud del Cauce (km)	Precipitación efectiva (mm)	Duración de la precipitación (horas)
Río Bermejo	7,24	1283	5,96	23,87	4
Río Blanco	12,03	1219	5,39	19,67	4
Cuenca 3	2,83	655	2,7	12,41	4

Tabla 19. Parámetros de la cuenca

Cuenca	Tiempo de concentración (horas)	Tiempo al pico (horas)	Caudal punta (m ³ /seg)	Tiempo base (horas)	Tiempo de bajada (horas)
Río Bermejo	0,47	0,78	1,92	2,09	1,31
Río Blanco	0,43	0,76	3,3	2,02	1,27
Cuenca 3	0,25	0,65	0,91	1,73	1,08

Tabla 20. Cuadro resumen para la obtención del hidrograma unitario triangular

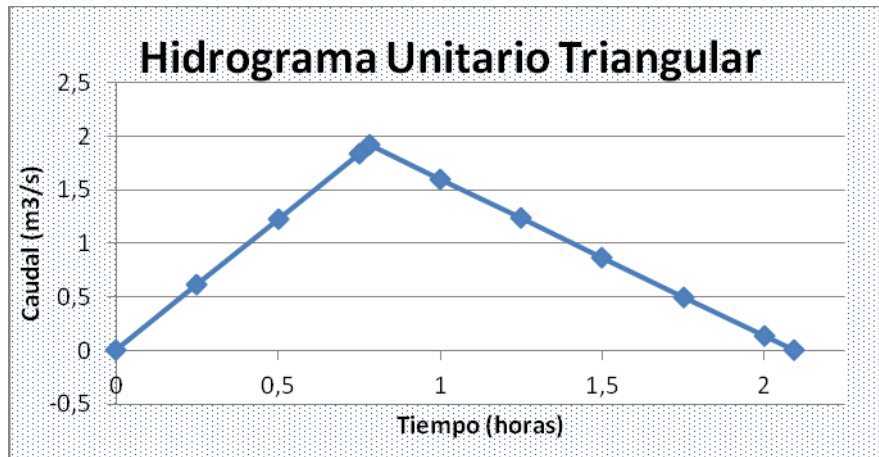


Figura 23. Hidrograma unitario triangular para la Cuenca del Río Bermejo

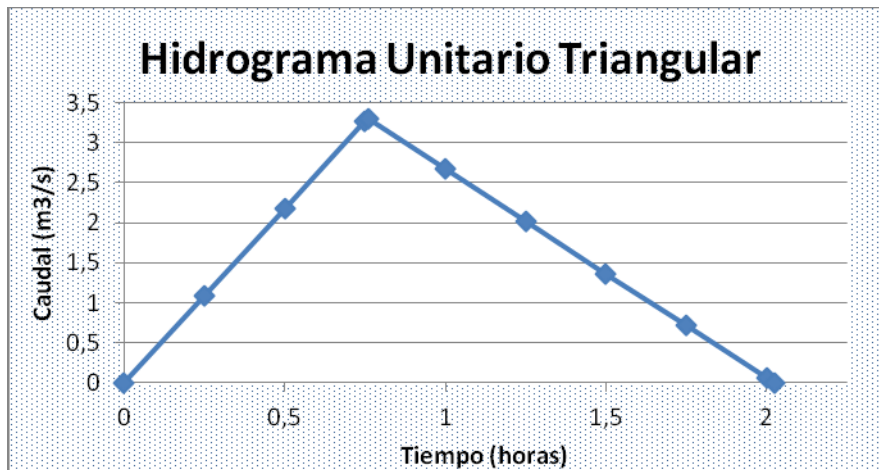


Figura 24. Hidrograma unitario triangular para la Cuenca del Río Blanco

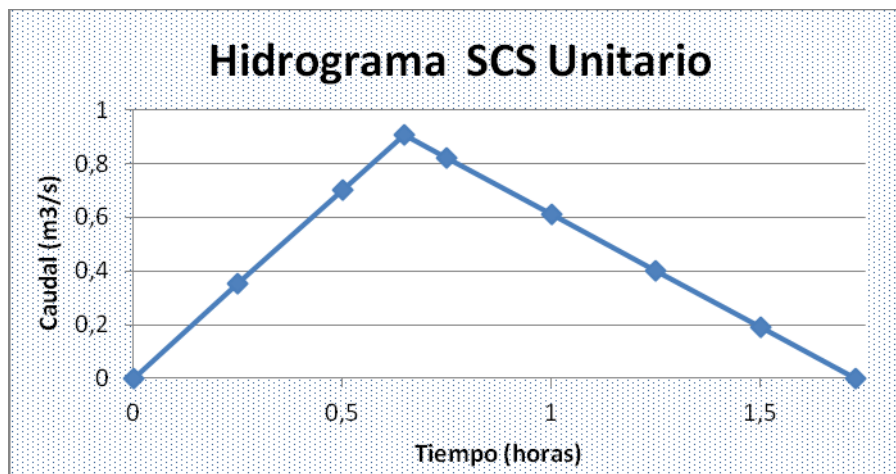


Figura 25. Hidrograma unitario triangular para la Cuenca 3



Obtención del hietograma de precipitación (neta y efectiva)

Para la obtención del hietograma se suponen la siguiente distribución por hora de la duración de la precipitación.

Hora	%
1	20%
2	25%
3	35%
4	20%

Tabla 21. Distribución de la precipitación por hora

A partir de estos porcentajes y con los valores de precipitación neta y efectiva se obtienen los siguientes hietogramas:

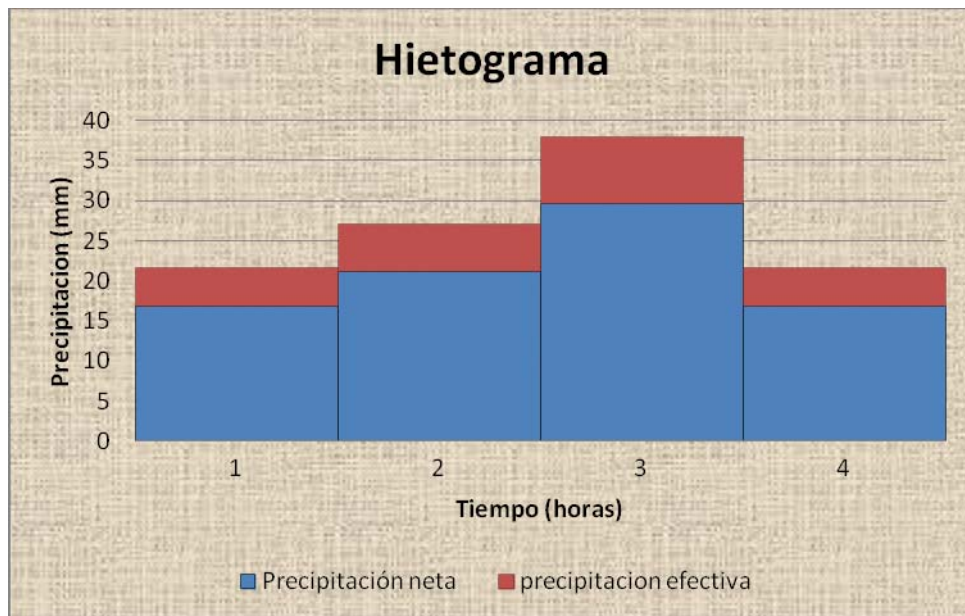


Figura 26. Hietograma neto y efectivo para la Cuenca del Río Bermejo

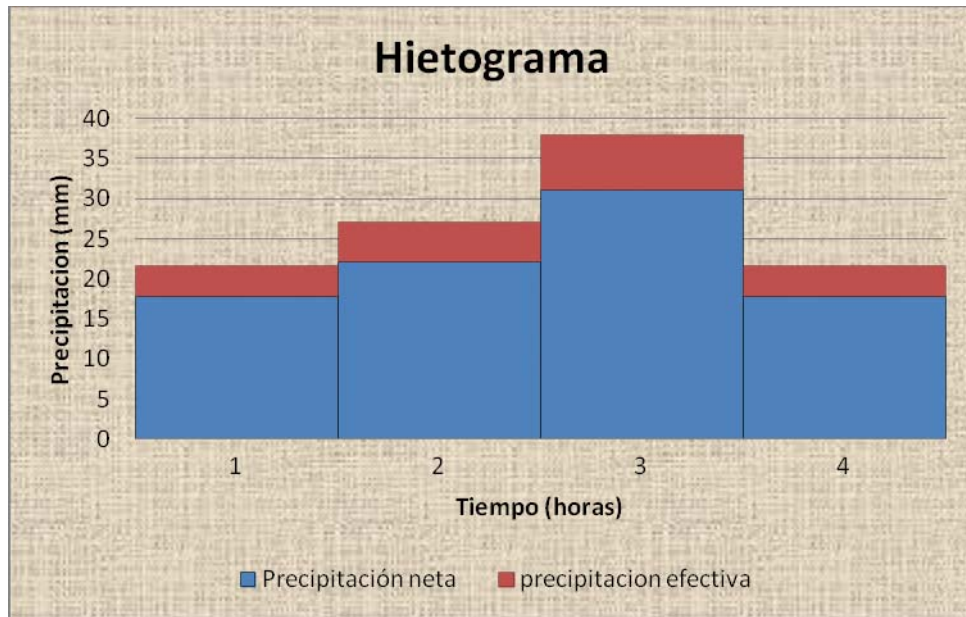


Figura 27. Hietograma neto y efectivo para la Cuenca del Río Blanco

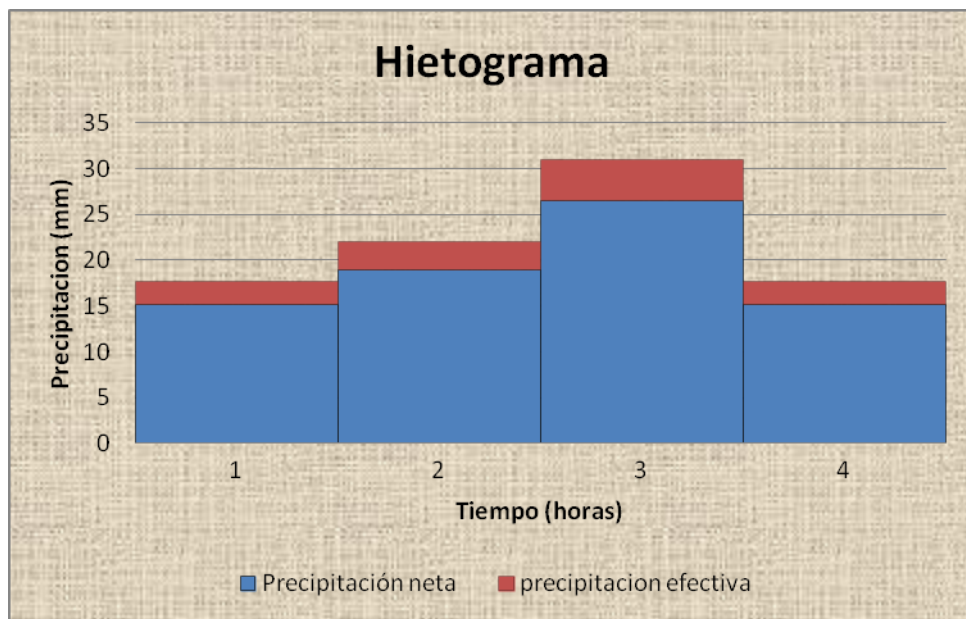


Figura 28. Hietograma neto y efectivo para la Cuenca 3

A partir del hietograma se puede obtener el hidrograma para cada hora y el hidrograma resultante, cuyo valor máximo representa el caudal de diseño, el mismo que se indica a continuación:

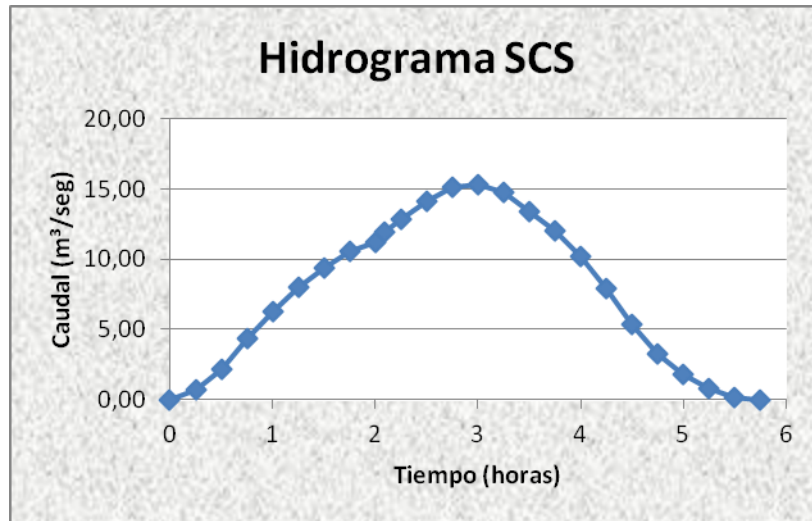


Figura 29. Hidrograma resultante para la Cuenca del Río Bermejo

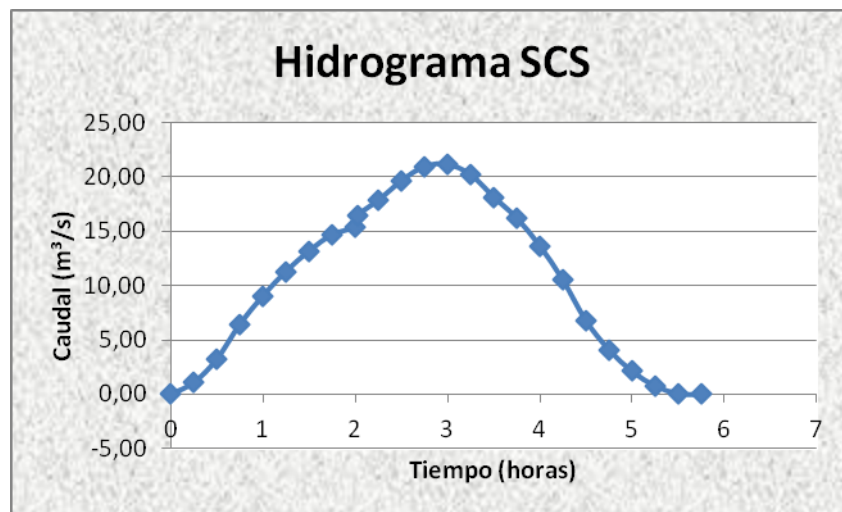


Figura 30. Hidrograma resultante para la Cuenca del Río Blanco

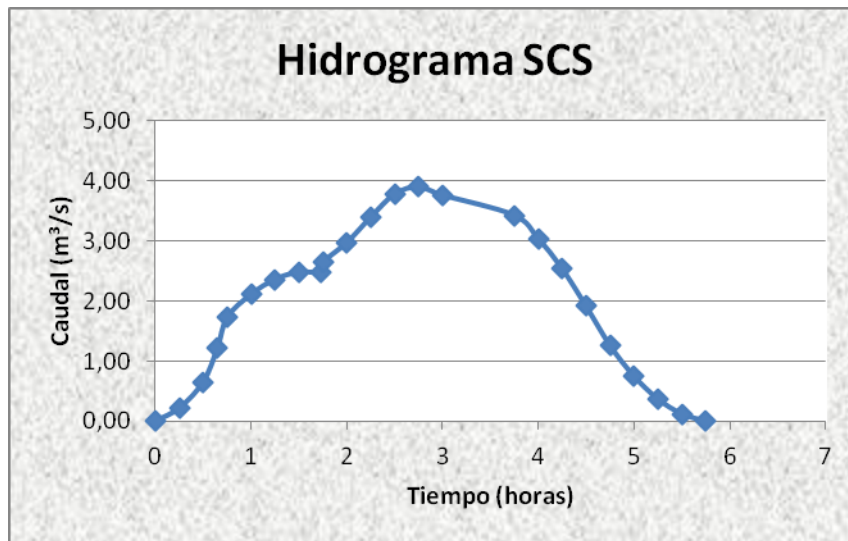


Figura 31. Hidrograma resultante para la Cuenca 3

Cuenca	Caudal (m³/seg)
Cuenca Río Bermejo	15,32
Cuenca Río Blanco	21,14
Cuenca 3	3,90

Tabla 22. Caudales de diseño obtenidos por el método SCS

4.3.2.- Caudal de diseño por el método racional

Para este método se requieren parámetros de la cuenca tales como el área y el coeficiente de escorrentía, el cual se ha obtenido a partir del mapa de pendientes del terreno. Adicional el valor de la intensidad de diseño, para lo cual se emplean las ecuaciones tomadas de: Rodríguez Fiallos Luis, 1999. “Estudio de lluvias intensas”. Ministerio de Energía y Minas, Instituto nacional de Meteorología e Hidrología, Dirección de Hidrología, Departamento de Hidrometría, Quito – Ecuador, 1-4, 16-17 y 84, correspondientes a la zona 26.

Zona	Tiempo de concentración	Ecuación
26	5 min < 120 min	$I_{TR} = 163.15 \cdot t^{-0.6618} \cdot I_{dTR}$

Tabla 23. Ecuación para la intensidad de diseño para la zona 26



Aplicando dicha ecuación se obtiene $L_{\text{salidas}} = 267,64 \text{ mm/hora}$

Cuenca	Área de aporte km ²	Coefficiente de Escorrentía (C)	Tiempo de concentración (min)	Caudal (m ³ /seg)
Micro cuenca 1	0,06	0,55	5	2,45
Micro cuenca 2	0,07	0,50	5	2,60
Micro cuenca 3	0,11	0,50	5	4,09
Micro cuenca 4	0,06	0,55	5	2,45
Micro cuenca 5	0,09	0,50	5	3,35
Micro cuenca 6	0,16	0,50	5	5,95
Micro cuenca 7	0,04	0,55	5	1,64
Micro cuenca 8	0,08	0,50	5	2,97
Micro cuenca 9	0,15	0,50	5	5,58

Tabla 24. Tabla resumen para el cálculo del caudal de diseño por el método racional

4.4.- Diseño de las alcantarillas

4.4.1.- Diseño de las cunetas

A partir del trazado vertical se pueden obtener el valor de longitud de la cuneta que aporta a cada una de las alcantarillas. Este caudal se debe adicionar al obtenido por los diferentes métodos para el diseño de las estructuras hidráulicas.

Elemento	Abscisa	Ltramo	Vo	a	te	Caudal escurrido por la calzada	
						Qmax(m ³ /m.s)	Qdrenaje(m ³ /s)
1	0+470	271	7,4345E-05	10,1015	24,9309	0,0002825	0,07656
2	0+990	153	7,4345E-05	10,1015	24,9309	0,0002825	0,04322
3	1+565	306	7,4345E-05	10,1015	24,9309	0,0002825	0,08645
4	1+790	298	7,4345E-05	10,1015	24,9309	0,0002825	0,08419
5	2+000	366	7,4345E-05	10,1015	24,9309	0,0002825	0,10340
6	2+285	434	7,4345E-05	10,1015	24,9309	0,0002825	0,12261



7	2+610	377	7,4345E-05	10,1015	24,9309	0,0002825	0,10651
Quebrada	2+905	310	7,4345E-05	10,1015	24,9309	0,0002825	0,08758
8	3+170	270	7,4345E-05	10,1015	24,9309	0,0002825	0,07628
9	3+420	243	7,4345E-05	10,1015	24,9309	0,0002825	0,06865

Tabla 25. Tabla resumen para el cálculo del caudal para cunetas

Para el pre dimensionamiento de la cuneta contempla imponernos una sección tal que cumpla con velocidades de sedimentación y que pueden trasportar el caudal de diseño.

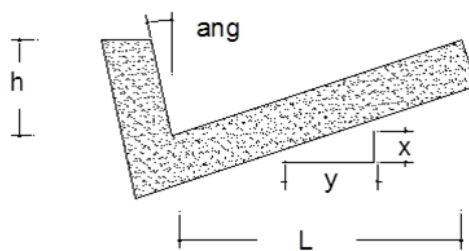


Figura 32. Cuneta tipo L

Longitud (m)	Altura (m)	Ángulo (°)
0,6	0,18	10

Tabla 26. Valores de la geometría de la cuneta tipo L

A partir de la ecuación de Manning se calcula el caudal que soporta la cuneta. La pendiente empleada se obtiene del trazado vertical, se ha escogido la menor pendiente correspondiente a cada tramo. La columna correspondiente al incremento de caudal corresponde a la resta entre el caudal que soporta la cuneta y el caudal que circula por la cuneta, dicho valor deber ser positivo para garantizar su eficiencia. Adicional se calcula el borde libre, distancia adicional que se tiene para garantizar la seguridad.

Datos		Q soporta cuneta								
Elemento	n	Lt	A	P	R	S (%)	Q (m3/s)	v (m/s)	ΔQ	Bordo Libre (%)
1	0,015	0,6317	0,0569	0,8092	0,0703	5,7	0,1541	2,7102	0,0775	50
3	0,015	0,6317	0,0569	0,8092	0,0703	2,46	0,1012	1,7804	0,0580	57
5	0,015	0,6317	0,0569	0,8092	0,0703	6,73	0,1674	2,9449	0,0810	48
6	0,015	0,6317	0,0569	0,8092	0,0703	6,73	0,1674	2,9449	0,0832	50



7	0,015	0,6317	0,0569	0,8092	0,0703	6,00	0,1581	2,7806	0,0547	35
8	0,015	0,6317	0,0569	0,8092	0,0703	5,82	0,1557	2,7386	0,0331	21
9	0,015	0,6317	0,0569	0,8092	0,0703	7,36	0,1751	3,0796	0,0686	39
Quebrada	0,015	0,6317	0,0569	0,8092	0,0703	4,52	0,1372	2,4134	0,0496	36
11	0,015	0,6317	0,0569	0,8092	0,0703	3,05	0,1127	1,9825	0,0364	32
12	0,015	0,6317	0,0569	0,8092	0,0703	3,95	0,1283	2,2561	0,0596	46

Tabla 27. Comprobación de las dimensiones supuestas para la cuneta tipo L

4.4.2.- Dimensionamiento Hidráulico

Mediante la utilización de la ecuación de Manning se ha obtenido los diferentes diámetros necesarios y luego se ha seleccionado un diámetro comercial acorde al obtenido.

DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO										
Abscisa	Caudal Total	D(m)	L(m)	Sn(m/m)	n	Área (m ²)	Perímetro (m)	Calado Yn (m)	Diámetro (m)	θ (rad)
0+470	2,53	1,13	10	2,0%	0,024	0,85	2,40	0,848	1,20	3,99
0+990	2,65	1,15	10	2,0%	0,024	0,89	2,46	0,878	1,20	4,11
1+565	4,18	1,36	10	2,0%	0,024	1,23	2,79	0,939	1,60	3,49
1+790	2,54	1,13	15	2,0%	0,024	0,86	2,40	0,850	1,20	4,00
2+000	3,45	1,27	10	2,0%	0,024	1,06	2,58	0,834	1,60	3,23
2+285	6,07	1,57	10	2,0%	0,024	1,67	3,44	1,237	1,60	4,30
2+610	1,74	0,98	15	2,0%	0,024	0,64	2,00	0,658	1,20	3,34
2+905	3,98	1,34	10	2,0%	0,024	1,18	2,74	0,911	1,60	3,42
3+170	3,05	1,21	10	2,0%	0,024	0,97	2,46	0,776	1,60	3,08
3+420	5,64	1,52	10	2,0%	0,024	1,56	3,26	1,162	1,60	4,08

Tabla 28. Dimensionamiento hidráulico de las alcantarillas

4.4.3.- Análisis de Flujo

Debido a que no se ha empleado ningún software para el cálculo del flujo de las alcantarillas, los cálculos están enfocados a conseguir un flujo tipo 1, que nos garantice condiciones de flujo laminar, además de que la sección trabaje como llena, es decir tenemos tanto la salida como la entrada sumergida.



ANÁLISIS DE FLUJO												
Abscisa	Caudal Total (m ³ /s)	D(m)	Sc(m/m)	n	θ _c (rad)	Perímetro (m)	Área (m ²)	T (m)	Y crítico (m)	Radio Hid. (m)	Velocidad (m/s)	Tipo Flujo
0+470	2,53	1,20	1,84%	0,024	4,10	2,46	0,89	1,06	0,88	0,36	2,856	1
0+990	2,65	1,20	1,90%	0,024	4,18	2,51	0,91	1,04	0,90	0,36	2,919	1
1+565	4,18	1,60	1,45%	0,024	3,77	3,01	1,39	1,52	1,05	0,46	2,996	1
1+790	2,54	1,20	1,84%	0,024	4,11	2,46	0,89	1,06	0,88	0,36	2,861	1
2+000	3,45	1,60	1,33%	0,024	3,51	2,81	1,24	1,57	0,95	0,44	2,781	1
2+285	6,07	1,60	1,92%	0,024	4,37	3,50	1,70	1,31	1,26	0,49	3,571	1
2+610	1,74	1,20	1,48%	0,024	3,56	2,14	0,71	1,17	0,72	0,33	2,441	1
2+905	3,98	1,60	1,41%	0,024	3,70	2,96	1,35	1,54	1,02	0,46	2,940	1
3+170	3,05	1,60	1,27%	0,024	3,36	2,69	1,15	1,59	0,89	0,43	2,660	1
3+420	5,64	1,60	1,79%	0,024	4,24	3,39	1,64	1,36	1,22	0,48	3,437	1

Tabla 29. Análisis de flujo de las alcantarillas

4.4.4.- Comprobación Hidráulica

Se realizan dos comprobaciones hidráulicas. La primera que la velocidad no exceda la velocidad permisible de **4.5 m/ssg**. La segunda que la altura a la entrada (He) sea mayor a la altura crítica para garantizar que el agua circule a plena capacidad.

COMPROBACIÓN HIDRÁULICA													
Abscisa	D(m)	A (m ²)	L(m)	V (m/s)	Prueba	ke	he (m)	hv (m)	hf (m)	H	hs	He	Comprobación
0+470	1,20	0,89	10	2,86	Correcto	0,5	0,208	0,416	0,186	0,810	0,960	1,586	Correcto
0+990	1,20	0,91	10	2,92	Correcto	0,5	0,217	0,434	0,192	0,843	0,960	1,613	Correcto
1+565	1,60	1,39	10	3,00	Correcto	0,5	0,229	0,458	0,155	0,841	1,280	1,976	Correcto
1+790	1,20	0,89	15	2,86	Correcto	0,5	0,209	0,417	0,279	0,905	0,960	1,589	Correcto
2+000	1,60	1,24	10	2,78	Correcto	0,5	0,197	0,394	0,146	0,737	1,280	1,885	Correcto
2+285	1,60	1,70	10	3,57	Correcto	0,5	0,325	0,650	0,193	1,168	1,280	2,256	Correcto
2+610	1,20	0,71	15	2,44	Correcto	0,5	0,152	0,304	0,238	0,693	0,960	1,431	Correcto
2+905	1,60	1,35	10	2,94	Correcto	0,5	0,220	0,441	0,152	0,813	1,280	1,952	Correcto
3+170	1,60	1,15	10	2,66	Correcto	0,5	0,180	0,361	0,142	0,683	1,280	1,836	Correcto
3+420	1,60	1,64	10	3,44	Correcto	0,5	0,301	0,602	0,181	1,084	1,280	2,185	Correcto

Tabla 30. Comprobación hidráulica de las alcantarillas

Por último se presenta una tabla resumen, que nos servirá para poder realizar el emplazamiento de las alcantarillas tanto en el proyecto horizontal como en el vertical.



RESULTADOS FINALES							COTAS		
Abscisa	Diámetro (m)	Cota de Proyecto	Pendiente	Longitud (m)	Relleno Alcantarilla (m)	Esviajamiento	EJE	ENTRADA	SALIDA
0+470	1,20	2173,5	2,0%	10	0,6	0	2171,7	2171,7	2171,6
0+990	1,20	2178,6	2,0%	10	0,6	25	2176,8	2176,9	2176,8
1+565	1,60	2197,2	2,0%	10	0,6	19	2195,0	2195,1	2195,0
1+790	1,20	2120,0	2,0%	15	1,68	21	2117,1	2117,2	2117,0
2+000	1,60	2238,8	2,0%	10	0,6	49	2236,6	2236,7	2236,5
2+285	1,60	2261,7	2,0%	10	0,6	-20	2259,5	2259,6	2259,4
2+610	1,20	2290,4	2,0%	15	1,8	0	2287,4	2287,5	2287,3
2+905	1,60	2313,0	2,0%	10	0,6	-42	2310,8	2310,9	2310,7
3+170	1,60	2328,9	2,0%	10	0,6	0	2326,7	2326,8	2326,6
3+420	1,60	2239,1	2,0%	10	0,6	0	2236,9	2237,0	2236,9

Tabla 31. Resumen de los principales características de las alcantarillas



CAPITULO 5. CONCLUSIONES

A través del trabajo “DISEÑO INTEGRAL DEL SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL Y TRASVERSAL PARA LA CARRETERA ÑUÑURCO-SANTA ROSA: TRAMO PUENTE COLLAY -STA ROSA DE 3.7KM” realizado, se ha llegado de manera específica al diseño de cunetas y alcantarillas, para lo cual se ha analizado información topografía existente, condiciones hidrológicas de la zona y se ha procesado información cartográfica.

Se ha procesado información hidrológica y meteorológica proporcionado por el INAMHI, perteneciente a la estación de Palmas, ubicada en el catón Sevilla de Oro, la información disponible corresponde a las máximas precipitaciones en 24 horas, registradas desde el año 1974 hasta 2009.

Como resultado principal del desarrollo del trabajo, se ha obtenido una cuneta de 60 cm de largo y 18 cm de alto, para todo el tramo de la vía, con la pendiente longitudinal que le corresponde al diseño geométrico de la misma. Las alcantarillas resultantes son tubos circulares de acero corrugado con un diámetros que varían entre 1.20 y 1.60 m.

En el desarrollo de este trabajo se ha utilizado las ecuaciones IDF (Intensidad, Duración y Frecuencia) de la INAMHI correspondiente a la zona 26, debido a que estas ecuaciones son regionales, se recomienda que en el futuro se genere mayor y mejor información en cuanto a intensidad de lluvias y distribución espacial y temporal de las mismas. Sin embargo para el estudio se ha obtenido un valor de 267.64 mm/hora para un periodo de retorno de 25 años.

Al través del avance del trabajo se ha encontrado tres cuencas que tienen una área superior a 1.6 km^2 , estas cuencas corresponden al Río Bermejo, Río Blanco y la otra una cuenca sin nombre, en estos puntos donde se encuentran estos dos ríos se cree conveniente la implementación de puentes en lugar de alcantarillas debido a que los caudales de diseño son $15.32 \text{ m}^3/\text{seg}$ y $21.14 \text{ m}^3/\text{seg}$ para un periodo de retorno de 100 años, los cuales son altos para ser transportados por alcantarillas, ya que se obtendrían dimensiones excesivas para este tipo de estructuras. Como el propósito de este trabajo ha sido el diseño de obras de arte menor, no se ha contemplado el diseño de obras de arte mayor tales como puentes, para estas estructuras se han obtenido únicamente los caudales de diseño mediante el método SCS (Soil Conservation Service) y se ha complementado con una recopilación bibliográfica en el Anexo 5, que permite el diseño del mismo.



En la elaboración del estudio se han encontrado valores característicos para el número de curva, para los tres tipos de suelo presentes en la zona del proyecto, estos son: Pasto cultivado con número de curva de 61, vegetación arbustiva con 59 y bosque intervenido con número de curva de 55, estos valores están influenciados por las condiciones hidrológicas, grupo hidrológico y condiciones de humedad. Debido a que el número de curva es un parámetro sensible a la variación de estas características es importante que la elección de las mismas, se asemejen en lo posible a las condiciones reales del terreno, para que el caudal de escorrentía calculado a través de este parámetro no varíe significativamente.

Para el diseño se ha generado información referente a escorrentía mediante los métodos SCS (Soil Conservation Service) y Racional.

Para el método de la SCS se ha considerado las superficies con área mayor a 1.6 km², las cuales representan un 96.42% del área total de estudio. En este método se ha empleado el procedimiento del Hidrograma Triangular. Como resultado se ha obtenido un caudal de diseño de **1.92 m³/seg** para la cuenca del río Bermejo, de **3.30 m³/seg** para la cuenca perteneciente al río Blanco y de **0.91 m³/seg** para el cuenca sin nombre.

Para el método Racional se ha considerado superficies con área menor a 1.6 km², las cuales representan tan solo un 3.58% del área del proyecto. El caudal de diseño se ha obtenido mediante la fórmula **$Q = C \cdot I \cdot A$** . Mediante este método se ha obtenido para el diseño un caudal que varía entre **1.64 y 5.95 m³/seg**, debido a los diferentes valores de coeficiente de escorrentía y área de drenaje para cada una de las micro cuencas.



CAPITULO 6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso J. Facundo, 2005. “Diseño Hidráulico de alcantarillas”, 10 págs.

Carías Juárez, Boris Eduardo; Chacón Novoa, Egly Tatiana; Martínez Márquez, Miguel Angel, 2004. “Validación de metodologías para el cálculo de caudales máximos en El Salvador”, San Salvador; Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas" UCA, 5 págs.

Chow, Ven Te, 1994. “Hidráulica de canales abiertos”, Editorial McGraw-Hill, 16 págs.

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

Convenio universidad de la república, facultad de ingeniería (IMFIA) - Ministerio de transporte y obras públicas (MTO), Dirección nacional de vialidad, 2000. “Directivas de diseño hidrológico – hidráulico de alcantarillas”, 22 págs.

French, Richard H., 1988. “Hidráulica de canales abiertos”, Editorial McGraw-Hill, 35 págs.

Instituto nacional de vías (INVIAS), 2009. “Manual de drenaje para carreteras”. República de Colombia, Ministerio de transporte, 30 págs.

Instituto nacional de vías (INVIAS), 2006. “Manual para la inspección visual de estructuras de drenaje”. Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá. Estudio e investigación del estado actual de las obras de la red nacional de carreteras, 3-5.

Morales Sosa Hugo Andrés, 2006. “Ingeniería vial I”. Editora Buho, Santo Domingo, República Dominicana, 163, 185.

Ministerio de transporte y comunicaciones (MTC), 2008. “Manual de hidrología, hidráulica y drenaje” Perú, 30 págs.

Ministerio de transporte y obras públicas (MTO), 2003. “Normas de diseño geométrico de carreteras”, Quito – Ecuador. Capítulo 9. Drenajes, 254-313.

Nicholas J. Garber., Lester A. Hoel, 2005. “Ingeniería de tránsito y carreteras” International Thomson Editores. S.A [3ra edición], 8 págs.

Rodríguez Fiallos Luis, 1999. “Estudio de lluvias intensas”. Ministerio de energía y minas, Instituto nacional de meteorología e hidrología, Dirección de hidrología, Departamento de hidrometría, Quito – Ecuador, 1-4, 16-17 y 84.



UNIVERSIDAD DE CUENCA

Rubio Rojas Hugo Armando, 2005. "Irrigación y drenaje", Apuntes de clase, 10 págs.

Sánchez San Román F. Javier, 2004 "Hidrología Básica", Capítulo hidrología superficial (III): relación precipitación – escorrentía. Dpto. Geología – Univ. Salamanca – España, 10 págs.

Soil conservation service (SCS), 1985. "National engineering handbook", section 4, hidrology, United state *department of agriculture (USDA)*, 4 págs.



CAPITULO 7. ANEXOS

ANEXO 1. CUNETAS

ANEXO 1.1.- LOCALIZACIÓN DE LAS CUNETAS:

1. Cuneta de Coronación de Terraplén: Su objetivo es evitar que el agua recogida por la calzada penetre en el talud lo que podría causar arrastres e incluso desmoronamiento parcial del terraplén. Pueden ser de menor tamaño ya que drenaran únicamente el agua que proviene de la mitad de la calzada de la vía.
2. Cuneta de pie de Terraplén: Su misión es recoger las aguas que caen sobre el talud del terraplén y sobre el terreno circundante, sobre todo si su pendiente vierte hacia el propio relleno, ya que podría llegar a erosionar la base del mismo.

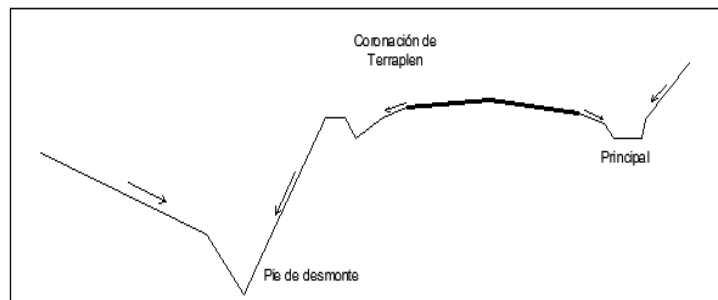


Figura 33. Tipos de cuneta de acuerdo a su localización

ANEXO 1.2.- TIPOLOGÍA DE CUNETAS:

Los parámetros de diseño son los siguientes:

1. **Sección Hidráulica apropiada** para la captación del máximo caudal previsto para el periodo de retorno, generalmente se toma de 5 a 20 años.
2. **Seguridad de los vehículos** que accidentalmente abandonen la vía y penetren en la cuneta. Por esta razón, se deben evitar pendientes fuertes y puntos angulosos ya pueden producir el vuelco del vehículo.
3. **Durabilidad** de la infraestructura, empleando materiales adecuados y procurando un cuidado en la ejecución, de manera que se mantenga operativa con los mínimos costos de mantenimiento y reparación.
4. **Simplicidad** geométrica, de forma que su ejecución sea rápida, barata y eficaz.



ANEXO 1.3. -MECANISMOS DE PROTECCIÓN

Cuando el material de la cuneta sea erosionable, se deberá reducir la velocidad del agua, disminuyendo la pendiente de la cuneta, caso contrario será necesario revestir la cuneta. Otra alternativa para disminuir la velocidad es aumentar la sección de la cuneta.

El revestimiento podrá ser zampeado de piedra y mortero (Hormigón Ciclópeo), suelo cemento, mezcla asfáltica u hormigón y selección dependerá de la velocidad del agua. El recubrimiento con vegetación puede constituir una adecuada protección cuando la velocidad suelen estar entre 1-1.5 m/s, aunque la capacidad hidráulica de la cuneta se disminuya por el correspondiente aumento en el coeficiente de rugosidad.

En términos generales podrá prescindirse del revestimiento cuando no se prevea ni la erosión del fondo de la cuneta, causada por el agua que circula, ni el humedecimiento de los materiales de las capas superiores del pavimento por el agua que eventualmente llegue a infiltrarse desde la cuneta. La primera condición indica que no deberán revestirse cunetas labradas en roca, o aquellas que quedarán sujetas a un flujo de agua escaso o eventual, debido probablemente a que el área tributaria de la cuneta, es pequeña o porque las lluvias en el lugar son esporádicas y de muy corta duración. La infiltración del agua de las cunetas al pavimento será relativamente inofensiva cuando el cauce de la misma se permeable y cuando las capas superiores del pavimento, lo sean también, siempre que no se desarrollen velocidades erosivas, por efecto de la pendiente de la cuenta.

Es importante la relación de niveles entre la lámina de agua en la cuenta y la estructura del pavimento. La función drenante de la base requiere que el nivel de la lámina de agua en la cuneta quede por debajo de la superficie inferior de la base; cuando la cuneta no está revestida, es conveniente que la lámina de agua quede inclusive bajo la superficie inferior de la sub-base, para evitar el humedecimiento de la misma.

ANEXO 2. CUNETAS DE CORONACIÓN

ANEXO 2.1.- MECANISMOS DE PROTECCIÓN

La zanja de coronación no debe construirse muy cerca al borde superior del talud, para evitar que se conviertan en el comienzo y guía de un deslizamiento en cortes recientes o de una nueva superficie de falla (movimiento regresivo) en deslizamientos ya producidos; o se produzca la falla de la corona del talud o escarpe.



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

En cunetas de coronación no revestidas el talud de aguas arriba deberá ser más tendido para evitar la erosión. Cuando las cunetas de coronación se revisten, se utilizarán los mismos materiales que se emplean para el caso de las cunetas. En este caso, el proceso constructivo se complica por la necesidad de transportar los materiales hasta los sitios de obra.

Análogamente a las cunetas se emplean los criterios para definir la conveniencia del revestimiento en una cuneta de coronación. Las cunetas de coronación presentan, además, el caso especial, de que en sus extremos, de muy fuerte pendiente, el uso de los revestimientos es más frecuente.

En todos los casos, en que la contracuneta se considere útil ó necesaria, será recomendable revestirla, pues los riesgos que implican una eventual falla total del corte superan con mucho a sus posibles beneficios, como es proteger la superficie del talud de erosiones y a las cunetas de la invasión de aguas no controladas.

ANEXO 3. SUBDRENES

ANEXO 3.1.- GENERALIDADES

Las aguas amenazan en general la vida útil de las obras civiles, principalmente la de las vías terrestres, afectándolas de diversas maneras; procedentes de las lluvias, se infiltran o discurren por la superficie del terreno. Las aguas que superficialmente erosionan cortes y terraplenes, y corren hacia los bajos topográficos, almacenándose si no son oportunamente conducidas por una alcantarilla; al almacenarse se infiltran en el terreno produciendo una saturación que reduce su resistencia al esfuerzo cortante y genera asentamientos, fuerzas de filtración que amenazan su estabilidad y peligro de tubificación. Las aguas infiltradas tienden a brotar en los cortes de las carreteras o en las coronas de las mismas, amenazando la estabilidad de los cortes y el buen comportamiento de los pavimentos que cubren las coronas.



Para realizar un adecuado sistema de subdrenaje se requiere obtener buena información sobre la disposición y naturaleza de los materiales involucrados. Esta puede provenir de inspección de campo, de estudios geológicos o de sondeos con muestreo, seguido de pruebas de laboratorio.

Los métodos de subdrenaje en cortes tienden a controlar el flujo del agua en el talud, evitan que fluya hacia la superficie y así restringir los cambios volumétricos del material y orientar favorablemente las corrientes de filtración.

En el caso de terraplenes, mediante el subdrenaje se logran disminuir los esfuerzos neutrales en el agua que llena los vacíos del suelo de la ladera, se aumentan los esfuerzos efectivos actuantes y se mejora la estabilidad del terraplén.

Los sistemas de drenaje subsuperficial deben cumplir las siguientes funciones básicas para minimizar los impactos del agua interna en los proyectos viales (MOPc)

- Abatir el nivel freático en el área de las fundaciones de los terraplenes y de las estructuras viales.
- Interceptar las filtraciones subterráneas para impedir afloramientos de agua en el pavimento.
- Drenar el agua superficial que se infiltre en el pavimento y en las estructuras de contención.
- Recolectar las descargas de los diferentes sistemas de drenajes subterráneos.

ANEXO 3.2.- TIPOS Y USOS DEL SUBDRENAJE EN CARRETERAS.

La manera más común de identificar los elementos del sistema de subdrenaje es en términos de su localización y su geometría. Las clasificaciones familiares de este tipo incluyen: drenes longitudinales, drenes transversales, drenes horizontales, capas permeables, sistemas de pozos y otros más elaborados.

1.- Drenes longitudinales

Como lo indica su nombre, un dren longitudinal se coloca en una dirección esencialmente paralela al eje de la carretera tanto horizontal como verticalmente. Está constituido por una zanja de cierta profundidad, un filtro protector de alguna clase y, eventualmente, un tubo colector. El grado de sofisticación empleado en el diseño de estos drenes dependerá de la fuente de agua que deba ser drenada y de la manera como se espera que ellos funcionen. Cuando se instalan para contribuir específicamente en la



evacuación del agua que se infiltra en el pavimento, se llaman drenes laterales de base o drenes colectores longitudinales (ver Figura 2). Cuando se usan para cortar la filtración en taludes o abatir el nivel freático se conocen como drenes interceptores longitudinales o, simplemente, como drenes longitudinales (ver Figura 3).

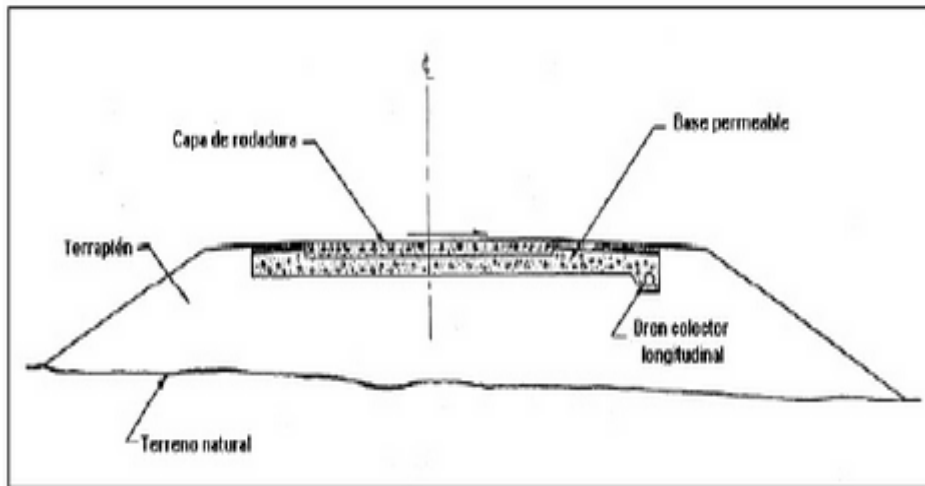


Figura 34. Esquema de dren colector longitudinal

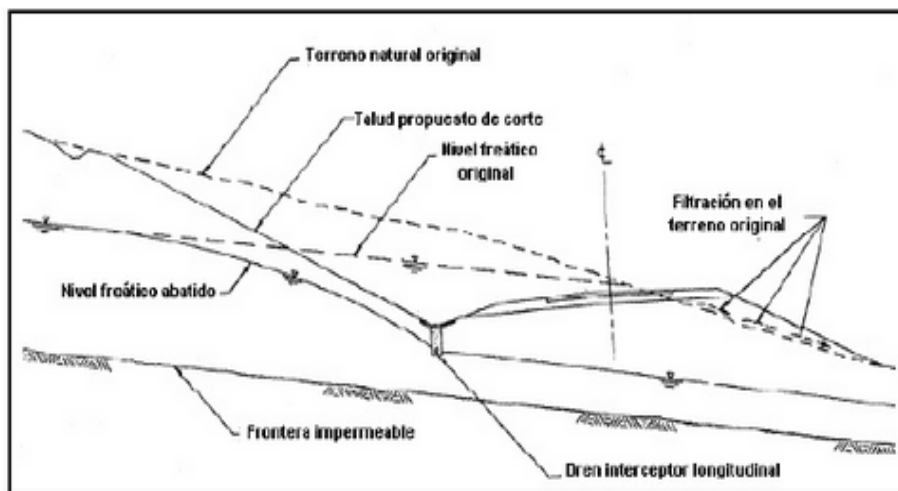


Figura 35. Esquema de dren interceptor longitudinal usado para cortar la filtración y abatir el nivel freático

Algunas veces se pueden combinar eficientemente sistemas de drenes longitudinales de diferentes tipos. Un ejemplo de tal aplicación se presenta en la Figura 4, donde se aprecia una instalación múltiple de drenes en una sección peraltada de una vía de doble calzada que atraviesa una zona de corte en cajón. Con el fin de interceptar el flujo y abatir el nivel freático bajo el corte de la



izquierda, se instaló un par de drenes longitudinales relativamente profundos. Como se ve en la figura, el dren colocado bajo la cuneta de la calzada izquierda sirve también para drenar cualquier agua de infiltración que pueda ingresar en la estructura del pavimento de esa calzada. El dren colector longitudinal colocado al lado izquierdo de la calzada derecha capta exclusivamente las aguas infiltradas en dicha calzada.

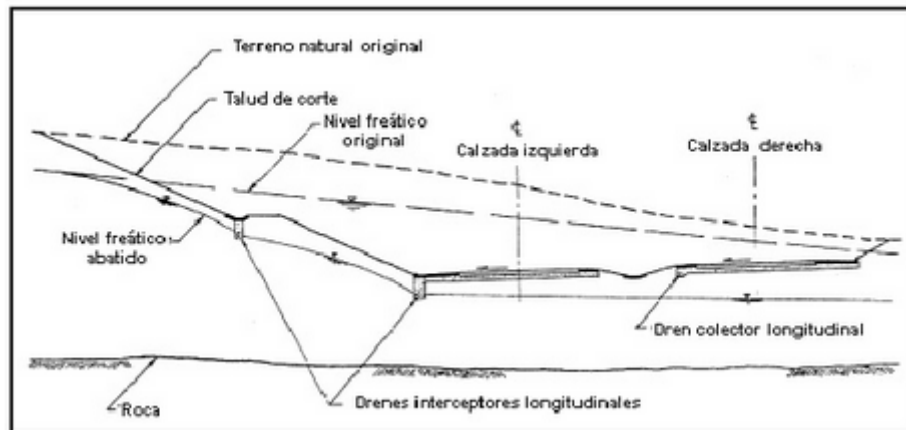


Figura 36. Ejemplo de empleo simultáneo de drenes longitudinales

Cuando la sección vial es muy ancha y el nivel freático muy alto, puede ser necesario colocar un sistema múltiple de drenes longitudinales con el fin de evitar que el flujo de agua subterránea sature la subrasante y el pavimento, al menos en parte de su ancho (ver Figura 5). Es posible encontrar geometrías viales aún más complicadas que exigen configuraciones de subdrenaje más elaboradas, en especial en vecindades de las intersecciones.

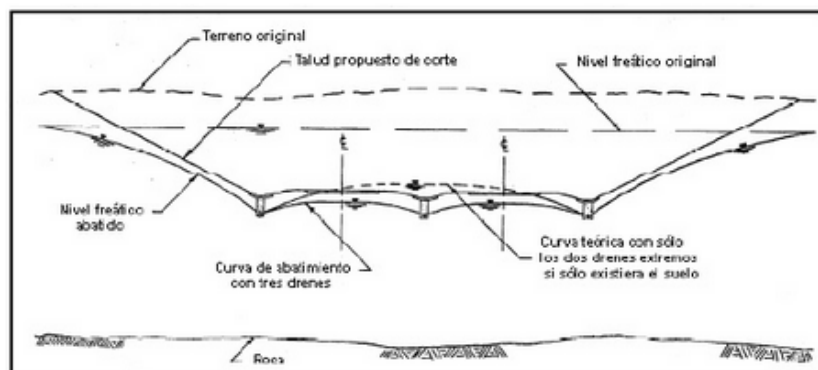


Figura 37. Instalación múltiple para abatimiento del nivel freático

2.- Drenes Transversales



Los subdrenes que atraviesan la carretera de un lado a otro, se clasifican como transversales. Casi siempre efectúan el cruce en sentido perpendicular, aunque a veces lo hacen de manera sesgada o, inclusive, en forma de espina de pescado. La constitución de un dren transversal es similar a la de un dren longitudinal: zanja, eventual tubería colectora y filtro protector. Los drenes transversales se pueden usar en las juntas de los pavimentos para drenar la infiltración y el agua subterránea en bases y subbases. Esto es particularmente deseable en aquellos lugares de la carretera donde la relación entre las pendientes longitudinal y transversal sea tal, que el flujo tienda a ocurrir más en dirección longitudinal que transversal. Cuando la dirección general del flujo de agua freática sea paralela a la carretera (lo que sucede cuando la vía es cortada en forma más o menos perpendicular al contorno del terreno), estos drenes pueden ser más efectivos que los longitudinales en la intercepción o el abatimiento del nivel freático. Ver Figura 6.

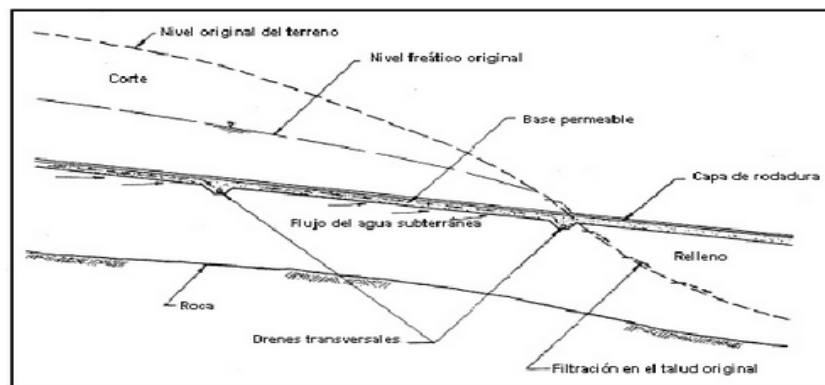


Figura 38. Drenes interceptores transversales en carretera en corte con alineamiento perpendicular al contorno existente (vista de perfil).

3.- Drenes Horizontales

Los drenes horizontales, también conocidos como drenes subhorizontales o de penetración, están constituidos por tuberías de poco diámetro con pequeñas perforaciones o ranuras, las cuales se instalan con una ligera inclinación ascendente en los taludes de cortes o terraplenes para drenar aguas internas y aliviar presiones de poros, lo que trae como consecuencia un incremento en su estabilidad (Figura 7). Una de las ventajas de los drenes horizontales es su posibilidad de drenar el agua y/o abatir las presiones de poros a profundidades inaccesibles para otros elementos de subdrenaje más convencionales. El efecto práctico de un sistema de drenes horizontales es introducir dentro del terreno una frontera con presión nula. Si la presión del agua en la zona donde se instalan los drenes es superior a la atmosférica, se crea entre la fila de drenes y su zona aledaña un gradiente hidráulico que hace fluir el agua hacia



los drenes, los cuales la trasladan luego hacia el exterior por el efecto gravitacional.

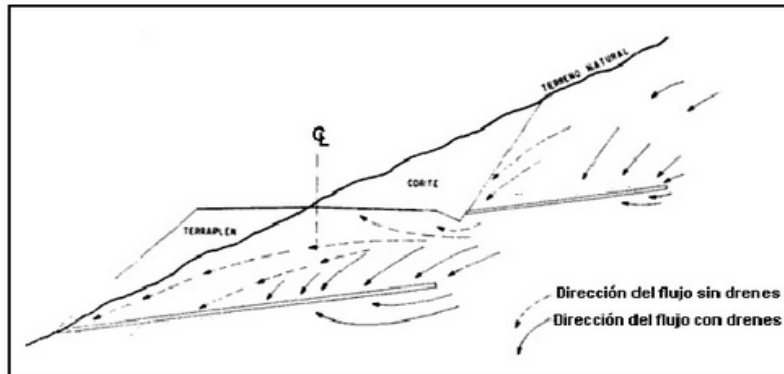


Figura 39. Drenes horizontales en un corte a media ladera

En su salida al exterior, se puede dejar que los drenes proyecten el agua hacia la cuneta (ver Figura 8). Sin embargo, en instalaciones más elaboradas, se pueden conectar a mangueras o tubos colectores que se encargan de disponer el agua fuera de los límites de la carretera



Figura 40. Drenes horizontales

4.- Capas permeables en el pavimento

Generalmente el término se aplica a una capa de alta permeabilidad cuyo ancho y longitud (en la dirección del flujo) son mucho mayores que su espesor. Apropiadamente diseñadas, pueden ser efectivas para controlar tanto el agua de infiltración como la del nivel freático.

La capa permeable se puede colocar como parte integral de un pavimento para remover agua de infiltración, o debajo de él para remover agua subterránea del nivel freático o de fuentes subterráneas. Aunque es usual el empleo de



materiales relativamente permeables en la construcción de las bases y subbases, estas capas no funcionan como mantos permeables a menos que hayan sido diseñadas y construidas considerando tal función. Las Figuras 9 y 10 muestran dos tipos de capas permeables. En la Figura 9, la capa permeable se ha colocado sólo para drenar el agua infiltrada en el pavimento. En el dibujo se muestra tanto la salida de agua hacia el exterior a través de la capa de base, como la posibilidad de hacerlo por medio de drenes laterales. El diseñador deberá elegir el tipo de salida por construir de acuerdo con las condiciones locales específicas. En la Figura 16, una capa permeable es usada en conjunto con drenes laterales de base poco profundos para drenar tanto el agua freática como la subterránea. Nótese que se ha colocado un filtro protector para evitar que el suelo de la subrasante sea lavado y que, por lo tanto, obstruya la capa permeable. El filtro puede ser un geotextil separador o un material granular que preste contribución estructural al pavimento.

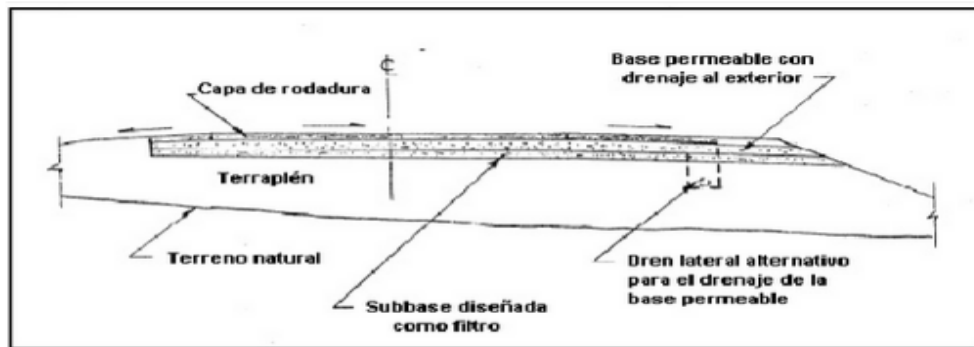


Figura 41. Capa permeable de base para drenaje del agua de infiltración

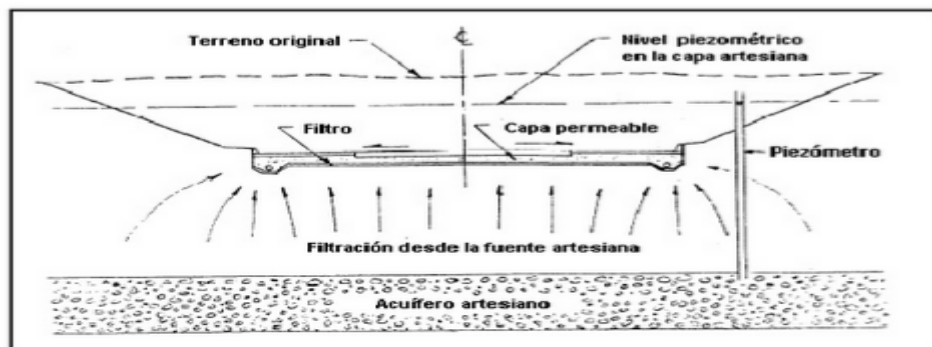


Figura 42. Capa permeable para drenaje de agua subterránea

5.- Otras capas permeables

Las capas permeables también pueden ser usadas para controlar efectivamente el flujo de agua subterránea hacia los taludes de corte y bajo rellenos en laderas. La Figura 11 ilustra el primer caso, en el cual se propone el



uso de una capa permeable en combinación con un dren colector longitudinal, buscando mejorar la estabilidad del talud del corte al impedir el desarrollo de una superficie de filtración y al ejercer simultáneamente una acción soportante. Las capas permeables con este uso se conocen, también, como pantallas de drenaje.

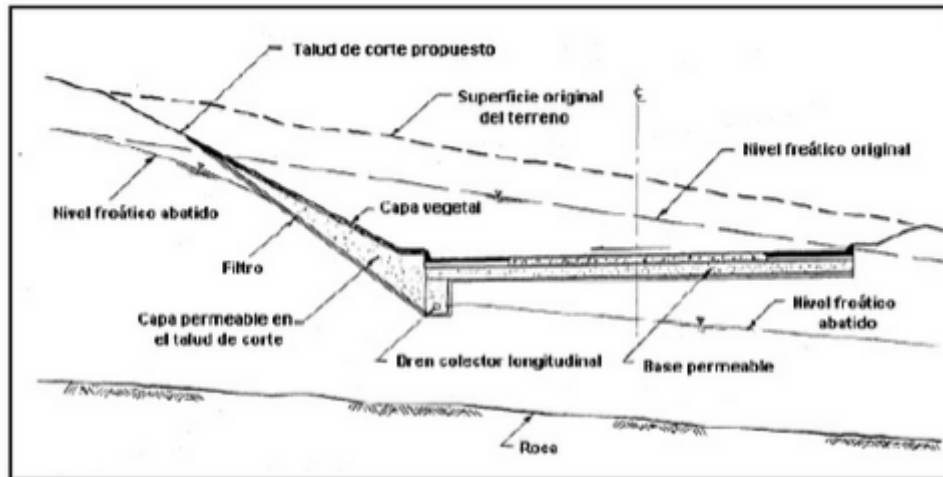


Figura 11. Capa permeable en un talud, drenada por un colector longitudinal

6.- Otros sistemas de subdrenaje

En adición a los ya descritos, existen otros sistemas más complejos para el control de aguas subterráneas y la estabilización de taludes y laderas, como las trincheras estabilizadoras, las cortinas impermeables, las galerías de drenaje, etc., cuyo uso en la solución de los problemas viales requiere análisis geotécnicos muy específicos y su uso ha sido muy limitado en la red vial.

ANEXO 3.3.- COMPONENTES PRINCIPALES DE UN SUBDREN

Las zanjas drenantes pueden ser excavadas a mano o con retroexcavadora, rellenas de material filtrante y elementos de captación y transporte del agua. Existen de diferentes formas entre estas:

- Con material de filtro y tubo colector (Figura 12).
- Con material grueso permeable sin tubo (filtro francés)
- Con geotextil como filtro, material grueso y tubo colector.
- Con geotextil, material grueso y sin tubo.
- Tubo colector con capa gruesa de geotextil a su alrededor.
- Dren sintético con geomalla, geotextil y tubo colector.

El tipo de dren interceptor a emplear dependerá de:

- Disponibilidad de materiales en la región y costos.

- Necesidad de captación y caudal del dren.

1.- Material de filtro

Es conveniente tener en cuenta que los drenes tratan de taponarse por transporte y depositación de las partículas más finas del suelo. Para evitar este fenómeno se debe colocar un filtro que debe cumplir los siguientes objetivos:

- Impedir el paso de las partículas finas del suelo a proteger.
- Permitir la filtración rápida del agua.

Existen dos tipos generales de filtro:

- Material granular natural filtrante.
- Filtro de mantos sintéticos o geotextiles.

Se requiere escoger muy cuidadosamente el material de filtro y/o el tipo y calidad del geotextil a emplear.

Para material de filtro se deben cumplir ciertos requisitos de granulometría los cuales son universalmente conocidos.

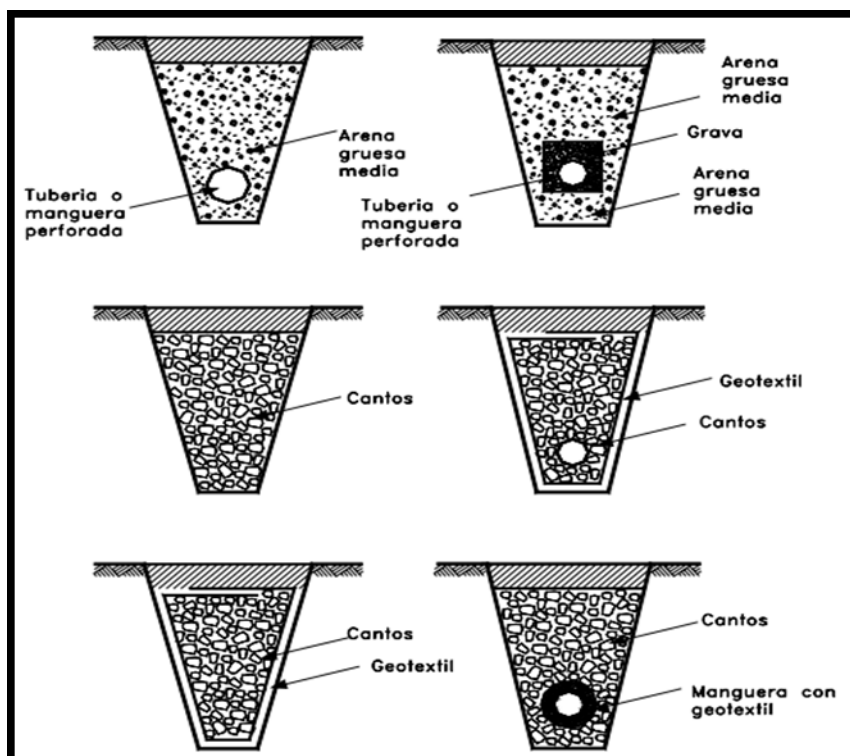


Figura 43. Sistemas de subren de zanja (Control de aguas superficiales y subterráneas)



a.- Criterio de Filtración o protección contra la erosión interna

El propósito de un filtro es proteger el suelo contra la erosión interna al mismo tiempo permitir el paso del agua. Existen decenas de relaciones entre los diversos parámetros granulométricos del suelo y del filtro que se deben cumplir para garantizar su funcionamiento óptimo. Se presentan los más utilizados.

En suelos granulares y limosos se establecen las siguientes relaciones, en las cuales el subíndice F representa el filtro, y la S representa el suelo natural o suelo alrededor del filtro:

- D_{15} es el diámetro de partícula para el 15% de pasantes en la curva granulométrica.
- D_{85} es el diámetro de partícula para el 85% de pasantes en la curva granulométrica.

La primera relación de granulometría de un material de filtro propuesta es:

- D_{15_F}/D_{85_S} Relación debe ser mayor a 4 y menor que 9.

De acuerdo con el Geotechnical Engineering Office de Hong Kong se deben cumplir adicionalmente las siguientes condiciones:

- $D_{15_F}/D_{15_S} < 40$
- $D_{50_F}/D_{50_S} < 25$

Es también recomendable que el material de filtro no posea más de un **5% de material que pase la malla 200**, para evitar la migración de finos del filtro hacia las tuberías de drenaje. Adicionalmente, se deben evitar los filtros cuya gradación tenga vacíos de algunos tamaños de granos, o sea, los materiales con curvas granulométricas que presenten gradas.

b.- Criterio de permeabilidad o facilidad de flujo

El criterio más utilizado para garantizar un drenaje fácil del agua a través del filtro es el propuesto por **Terzaghi (1948)**:

- $D_{15_F}/D_{15_S} > 4$

El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos recomienda un límite de 5 para la desigualdad anterior, lo cual equivale a que la permeabilidad del filtro sea 10 a 100 veces mayor que la del promedio del suelo a su alrededor. Adicionalmente, el Geotechnical Engineering Office de Hong Kong recomienda que se cumplan las siguientes relaciones para evitar la segregación:

- $D_{60_F}/D_{10_F} < 20$ (coeficiente de uniformidad) y el tamaño máximo de partícula no debe ser mayor de 75 milímetros.



En ocasiones es difícil encontrar un material natural que cumpla las condiciones de material de filtro para un determinado suelo y se requiere fabricarlo mediante tamizado y/o mezcla de materiales.

La Secretaría de Obras Públicas de México recomienda un filtro general básico para todo tipo de suelos para subdrenes de carreteras de acuerdo a la tabla. Este tipo de filtro aunque cumple especificaciones y es usado en varios países para una gran gama de suelos, en algunos casos podría presentar problemas de erosión interna o taponamiento.

MALLA TAMIZ ASTM	PORCENTAJE QUE PASA EN PESO
1 1/2"	100
1"	80 a 100
3/4"	85 a 100
3/8"	40 a 80
No. 4	20 a 55
No. 10	0 a 35
No. 20	0 a 20
No. 40	0 a 12
No. 100	0 a 7
No. 200	0 a 5

Tabla 32. Granulometría de materiales para filtro usado en varios países. (Control de aguas superficiales y subterráneas.)

c.- Tamaño de orificios de la tubería colectora

En la mayoría de los subdrenes con material de filtro se utiliza un tubo colector perforado que se coloca en la parte baja de la zanja embebido en el material filtrante. En cuanto al tamaño de los orificios del tubo recolector, **el U. S Army Corps of Engineers (1955)** recomienda la siguiente relación, entre el tamaño del filtro y el ancho del orificio:

- Para huecos circulares:

$$\frac{D_{85F}}{D_{\text{tubo}}} > 1$$

- Para huecos con ranuras

$$\frac{D_{85F}}{\text{Ancho}} > 1.2$$

El criterio utilizado por **U.S. Bureau of Reclamation (1973)** es el siguiente:

$$\frac{D_{85F} \text{ (junto al orificio)}}{\text{Ancho}} > 2$$

2.- Filtros de geotextil

Los geotextiles son telas permeables, filtrantes, construidas con fibras sintéticas, especialmente polipropileno, poliéster, nylon y polietileno. Los geotextiles generalmente, se clasifican en tejidos y no tejidos. Los tejidos a su vez se diferencian de acuerdo al sistema de tejido (Figura 19).

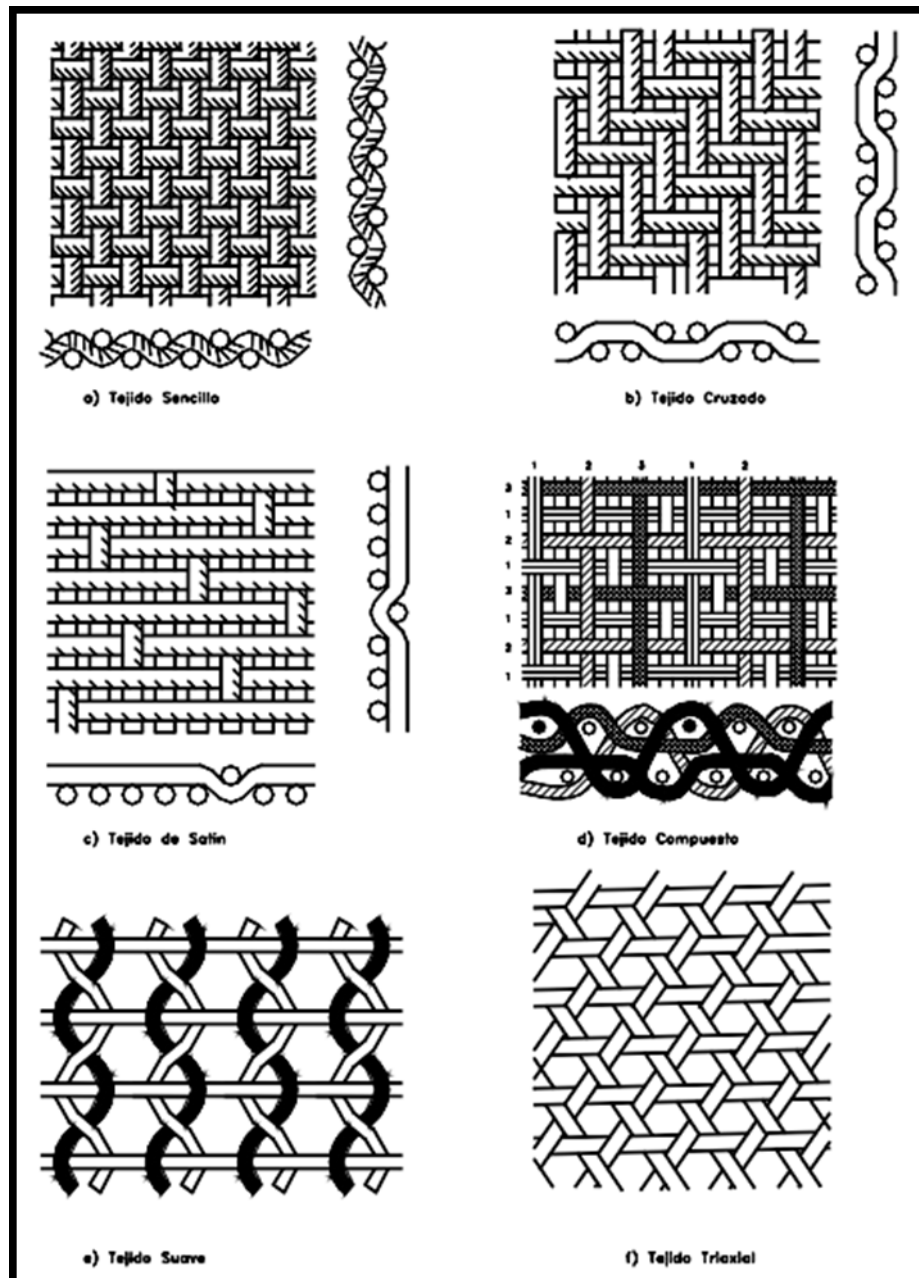


Figura 44. Tipos de Tejidos en geotextiles (Control de aguas superficiales y subterráneas)

Los geotextiles más utilizados para filtro son los no tejidos, entre los cuales se deben diferenciar los perforados con alfileres, los pegados al calor y los



pegados con resinas; aunque es común encontrar mezclas de los tres procesos de manera combinada.

La durabilidad de los geotextiles está en función de las fibras poliméricas y las resinas a los ataques ambientales. Los principales problemas de las telas filtrantes corresponden a su baja resistencia a la exposición a los rayos solares, los cuales las descomponen, a las altas temperaturas y a ciertos químicos.

Desde el punto de vista de filtración se utilizan los siguientes criterios de acuerdo al Federal Highway Association de los Estados Unidos:

a.- Criterio de retención del suelo

$$O_{95} < B \times D_{85}$$

B = 1 Para Cu 2 ó > 8
 B = 0.5 Cu Para 2 < Cu 4
 B = 8/Cu Para 4 < Cu 8

Dónde:

O₉₅ = Tamaño de la abertura medida del geotextil a la cual el 95% del peso de partículas esféricas de vidrio es retenido.

D₈₅ = Diámetro de tamiz en milímetros que permite el paso del 85% en peso del suelo.

Cu = D₆₀ / D₁₀ Coeficiente de uniformidad del suelo.

GEOTEXTIL	Resistencia a la tensión (KN/m)	Elongación máxima (%)	AOS (mm)	Caudal de flujo (l/m ² /seg)	Peso unitario (g/m ³)
TEJIDOS					
Monofilamento	20-80	5-35	0.07-2.5	25-2000	150-300
Hilo	40-800	5-30	0.2-0.9	20-80	150-1300
Cinta	8-90	15-20	0.05-0.1	5-15	100-250
NO TEJIDOS					
Punzonado	7-90	50-80	0.02-0.15	25-200	150-2000
Fundido	3-25	20-60	0.01-0.35	25-150	700-350
Con Resina	4-30	30-50	0.01-0.35	20-100	130-800

Tabla 33. Rango de valores de algunas propiedades representativas de algunos geotextiles utilizados para filtros (Lawson 1982) (Control de aguas superficiales y subterráneas)

ANEXO 3.4.- Estimación del caudal de diseño.



Los posibles caudales de aporte, que conforman el caudal final, los cuales pueden afectar la estructura de un pavimento son:

- El caudal generado por la infiltración de agua lluvia: el agua lluvia cae directamente en la carpeta del pavimento. Una parte de ésta inevitablemente se infiltra en la estructura del pavimento debido a que las carpetas de pavimento rígido como flexible, no son impermeables.
- El caudal generado por el abatimiento del nivel de agua subterránea. En sitios donde se encuentre nivel freático a una altura tal, que afecte la estructura del pavimento, es necesario abatir este nivel de manera que no genere inconvenientes por excesos de agua.
- El caudal proveniente de escorrentía superficial. Este caudal puede ser controlado con métodos de captación, de manera tal, que se minimice la entrada a la estructura del pavimento. En tramos en donde se considere el caudal de agua infiltrada proveniente de escorrentía como un caudal de aporte, se debe estimar teniendo en cuentas los métodos hidrológicos.

Incluiremos el método para estimar los dos primeros caudales, que en la mayoría de los casos van a estar presentes en el diseño de los subdrenes para vías.

Caudal por infiltración

$$Q_{\text{infiltración}} = I_R \times B \times L \times F_i \times F_R$$

Dónde:

I_R : Precipitación máxima horaria de frecuencia anual, registrada en la zona del proyecto. Dato que se puede extraer de las curvas anexas a éste documento, las cuales son las de intensidad– duración – frecuencia para la zona más cercana al proyecto.

B : Para subdrenes longitudinales, B es la semibanca de la vía (ancho de la vía/2). Para el caso de subdrenes transversales, B es la distancia entre subdrenes.

L : Longitud del tramo de drenaje.

F_i : Factor de infiltración. Tabla 3.

F_R : Factor de retención de la capa granular, refleja el hecho que la capa granular, dada su permeabilidad, entrega lentamente el agua al subdren. Tabla 4.



ANEXO 4. ALCANTARILLAS

ANEXO 4.1.- ELEMENTOS DE LAS ALCANTARILLAS:

Encole: estructura diseñada para reducir la velocidad y disipar la energía de los flujos de agua a la entrada de las obras de drenaje.

Estructura de entrada: se refiere a todas las obras construidas con el objetivo de conducir el flujo hacia la tubería y estabilizar el terraplén de la vía y/o el terreno natural.

Cajas colectoras: captan las aguas provenientes de las diferentes estructuras de drenaje longitudinal permitiendo su cruce bajo la vía, hacia cauces naturales u otros sistemas de desagüe. Dichas estructuras confinan la vía y dan estabilidad al extremo de la tubería. Se emplean como encole y algunas veces como descole.

Cabezal: son muros que retienen el material del terraplén, protegiéndolo de la erosión y acortando la longitud de la alcantarilla, además de dar estabilidad al extremo de la tubería al actuar como contrapeso ante posibles fuerzas de subpresión.

Alas: Las alas ayudan a guiar el flujo hacia la alcantarilla, mejorando su desempeño hidráulico. Su orientación y su longitud se proyectan para asegurar la entrada del flujo al conducto. Atendiendo al criterio hidráulico, un ángulo de 45° es ideal para las alas, pero se podrá modificar para las condiciones específicas en cada caso.

Tubería: pueden ser de concreto o laminas metálicas. Tiene como fin garantizar la conducción del flujo de un lado al otro de la vía, evitando infiltraciones que puedan afectar las capas de las estructuras del pavimento.

Estructura de salida: Son transiciones entre la alcantarilla y el cuerpo receptor y, por lo tanto, sus criterios de diseño también se basan en no alterar drásticamente los patrones de flujo del cuerpo receptor y evitar problemas de socavación.

Descole: estructura diseñada para reducir la velocidad y disipar la energía de los flujos de agua en la salida de obras de drenaje y así asegurar la entrega hacia los canales naturales u otros no erosionables.



ANEXO 4.2.- NOMOGRAMAS DE DISEÑO

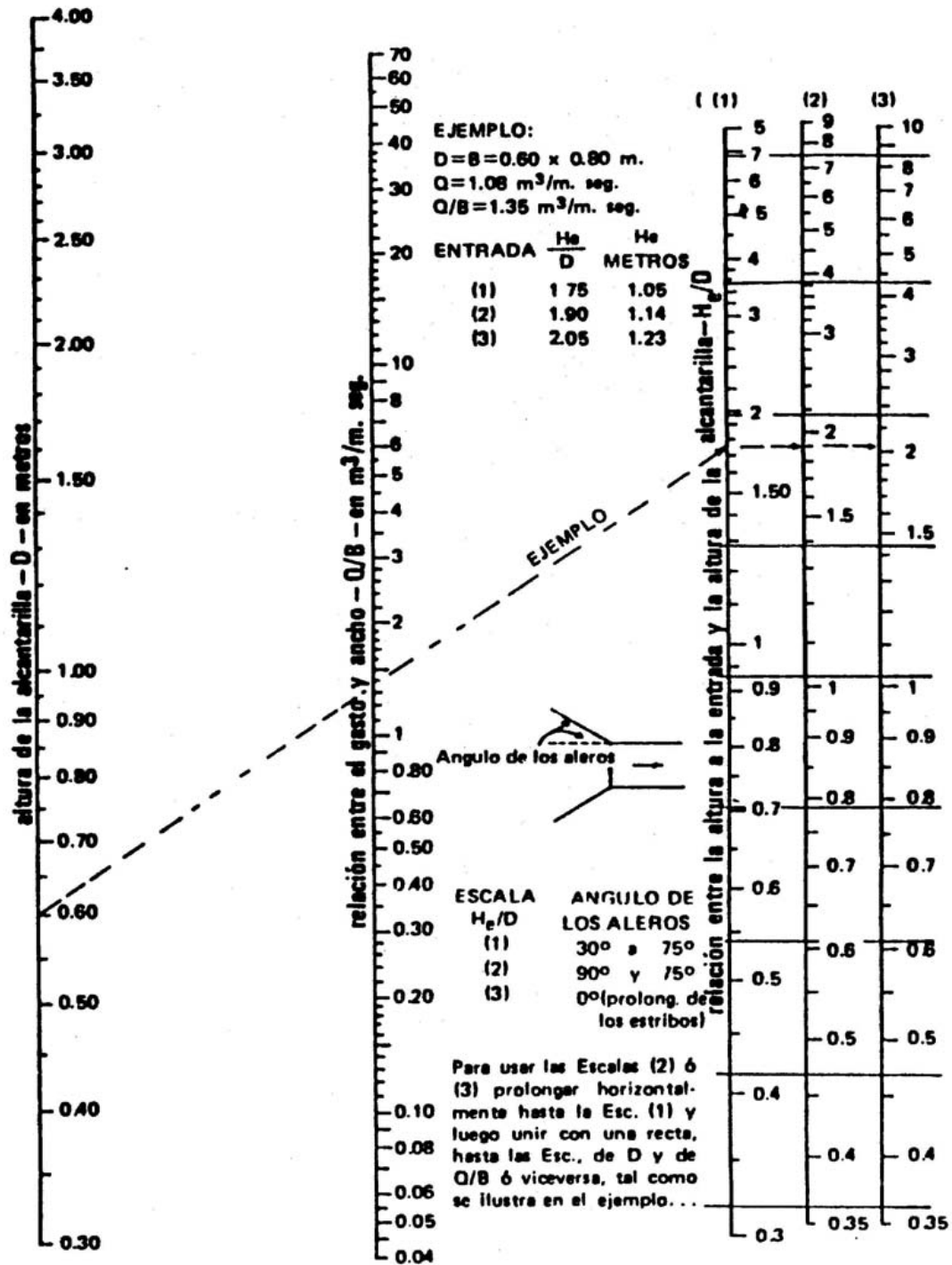


Figura 45. Altura a la entrada para alcantarillas de cajón de control de entrada

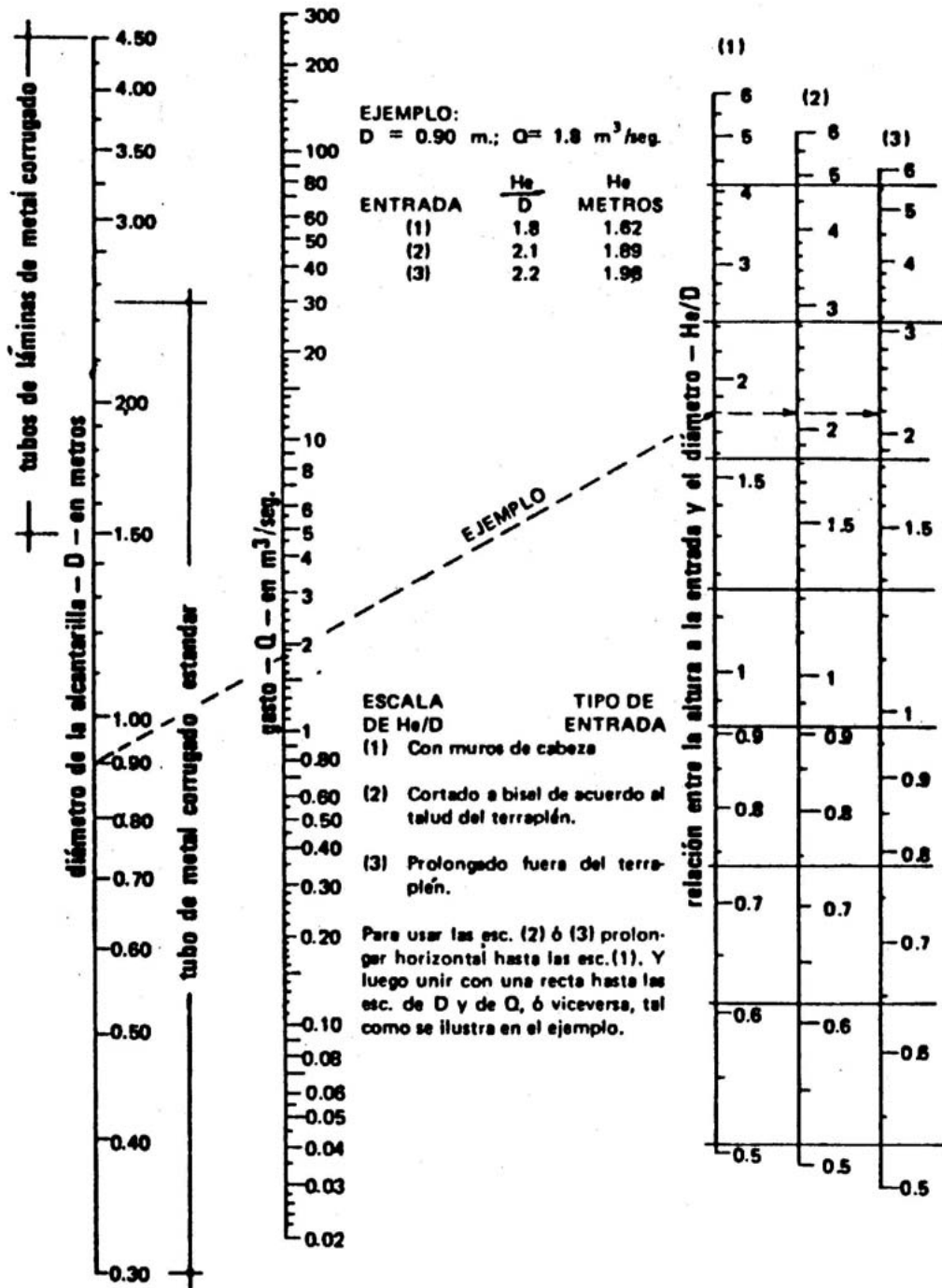


Figura 46. Altura a la entrada para alcantarillas de tubos circulares de metal corrugado, con control de entrada



ANEXO 5. OBRAS DE ARTE MAYOR. PUENTES

Concepto

Para efecto del diseño hidráulico, se considera como puente a la estructura que se construirá en una vía terrestre de comunicación, para cruzar un curso de agua (río, estero, arroyo, estuario, pantano, brazo de mar, etc.).

En forma convencional se considerará que las obras de drenaje que tienen una luz mayor a 6,00 metros se clasificarán como puentes.

Condiciones Hidráulicas

Las condiciones hidráulicas intervienen en la definición de las siguientes características de un puente:

- a) Localización del sitio de implantación.
- b) Longitud total de la obra.
- c) Longitud de las luces.
- d) Altura de la rasante.
- e) Ubicación, profundidad y tipo de cimentación.
- f) Obras de protección y/o auxiliares.
- g) Obras en el cauce.

Estudios necesarios:

- a) Levantamiento de la planta general de la zona.
- b) Levantamiento de la planta detallada, perfil y sección del cruce.
- c) Nivel, velocidad máxima y caudal del agua durante las crecientes máximas.
- d) Nivel y caudal del agua, en estiaje.
- e) Perfil probable de socavación general durante las crecientes máximas.

Se deben establecer los siguientes niveles de agua:



- a) Nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), que corresponde con el período de retorno de diseño.
- b) Nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO), que corresponde con el período de retorno de mayor frecuencia.
- c) Nivel de aguas mínimas (NAMIN), que corresponde con el período de estiaje.

Estos niveles deben desarrollarse o al menos verificarse por métodos hidrológicos de carácter probabilístico que consideren los regímenes aleatorios de un río.

Localización del sitio de implementación

- El puente debe considerarse como parte integral del camino.
- El puente puede quedar orientado, respecto a la corriente, en tres posibles posiciones: normal, esvijado y en curva horizontal.
- Debe evitarse introducir curvas forzadas en el trazado del camino con el objeto de implantar al puente en una posición normal a la corriente.
- Los apoyos del puente (estribos y pilas) deben orientarse en la dirección de la corriente para presentar la menor obstrucción posible al paso del agua y reducir el riesgo de la socavación.
- Debe evitarse localizar el puente en la cercanía de una curva del río; puesto que, en el lado exterior de la curva podrían presentarse problemas de erosión y, en el lado interior de depositación.
- Es conveniente que el sitio de implantación se localice en un tramo recto del río, con cauce bien definido y de preferencia en un estrechamiento para tener la menor longitud de puente.

Selección de la longitud total

- La longitud óptima del puente, desde el punto de vista hidráulico, será la que cubra toda la amplitud de la lámina de agua correspondiente al nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME).

Selección de las longitud de la luces (distancia entre apoyos)

La longitud óptima de las luces de un puente depende de los siguientes factores:

- a) Ubicación conveniente de los apoyos, de conformidad con las condiciones topográficas, hidráulicas, geotécnicas y constructivas.



- b) Dimensiones suficientes para permitir el paso de los cuerpos flotantes mayores que arrastre el río, durante las crecientes.
- c) En caso de ríos navegables, la longitud óptima de la luz principal del puente debe cubrir, por lo menos, el ancho del canal de navegación; tomando en cuenta, además, el gálibo exigido.

Determinación de la rasante mínima

La rasante mínima del puente se obtiene con la suma de los siguientes valores:
a) gálibo del puente y b) espesor de la superestructura del puente.

En todos los casos se puede tomar la rasante impuesta por el proyecto del camino, cuando es mayor que la mínima; de lo contrario se adopta la rasante mínima y se modifica la rasante de los accesos.

Determinación del galibo del puente

El gálibo mínimo es el espacio medido, en sentido vertical, entre el nivel de aguas máximas extraordinarias y la cara inferior de la superestructura del puente, se obtiene por la suma de los siguientes valores:

- 1) Sobreelevación debida al estrechamiento del cauce por la estructura del puente, se admite 40 cm como máximo.
- 2) Espacio libre vertical, con las siguientes consideraciones: a) garantizar el paso de los cuerpos flotantes que arrastre la corriente; estimándose, según las condiciones hidráulicas del río, 1.00 m. como mínimo; b) tomar en cuenta el grado de incertidumbre que puede haber en la estimación del nivel de aguas máximas extraordinarias.

Periodo de retorno

Se considerará que los caudales de diseño y sus correspondientes niveles de agua, deben establecerse para un determinado período de retorno, según el tipo de carretera.

- a) Caminos vecinales: 50 - 100 años.
- b) Carreteras colectoras (secundarias) con tráfico constante: 100-250 años.
- c) Carreteras de la red vial principal con tráfico intenso: 200 - 1000 años
- d) Vados, según su importancia: 25 - 100 años.

Socavaciones

Para fines de Ingeniería de Vías Terrestres, la socavación en cauces naturales cruzados por puentes puede clasificarse en dos tipos principales:

1.- Socavación General.- Es 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 cierta profundidad de socavación. Durante el período de recesión de la creciente del río o arroyo, el material es depositado nuevamente.

2.- Socavación Local.- Es la que ocurre cuando existe un obstáculo en la trayectoria del flujo, el cual induce la formación de vórtices que provocan la disminución de la elevación del fondo alrededor del obstáculo. Para los fines de esta nota, este obstáculo está representado por los apoyos de los puentes.

Método de Lischtvan-Levediev

Para el cálculo de la socavación general puede utilizarse el método de **Lischtvan- Lebediev**, que considera como parámetros el gasto de la corriente, el tirante, el área hidráulica, las características de los materiales del fondo y la separación y dimensiones de los apoyos, entre otros.

Este método, que incluye la socavación por reducción del ancho del río por efecto de las pilas, se fundamenta en la condición de equilibrio entre la velocidad real media del flujo (V_r) y la velocidad media del flujo (V_e) que se requiere para iniciar el movimiento de las partículas del cauce. Para su aplicación se debe considerar:

- El tipo de río con cauce definido o no
- El tipo de material del fondo, cohesivo o friccionante
- La estratigrafía del subsuelo, bajo, la sección en estudio, homogénea o heterogénea.

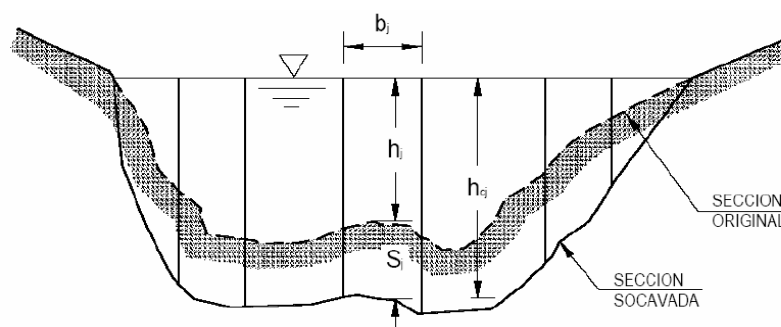


Figura 47. Sección del río para estudio de socavaciones



La socavación de la franja o sub-sección j denominada en la figura S_j, queda definida como:

$$S_j = hc_j - h_s$$

Velocidad media real (V_r)

La condición de equilibrio se logra cuando la velocidad real y la velocidad erosiva son iguales.

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e \mu}$$

$$V_r = \frac{\alpha \cdot h^{5/3}}{H_s}$$

Dónde: Q_d = Caudal de diseño (m³/seg)

H_m = Tirante medio de la sección (m)

B_e = Ancho efectivo de la superficie libre (m)

μ = Coeficiente de contracción.

α = coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas.

V_r = velocidad real

Velocidad erosiva

1. Para suelos granulares

La velocidad erosiva es la que levanta y mantiene el material en movimiento.

$$V_e = 0.68 \cdot \beta \cdot D_m^{0.20} \cdot H_s^z$$

Dónde: V_e = velocidad erosiva.

β = Coeficiente de flujo que depende del período de retorno de la avenida.

D_m = diámetro media de las partículas del material granular.

Z = exponente variable en función del diámetro medio de la partícula.



2. Para suelos cohesivos

La velocidad erosiva es la que es capaz de poner las partículas en suspensión.

$$V_e = 0.60 \cdot \beta \cdot \gamma_m^{1.18} \cdot H_s^x$$

Dónde: γ_s = peso específico de la muestra agua sedimento (ton/m^3)

X = exponente variable que depende del peso volumétrico del material cohesivo seco.

Determinación de la profundidad de escurrimiento de la franja socavada en suelos homogéneos.

La profundidad de socavación en cualquier punto de la sección transversal se obtiene cuando la velocidad media del cauce iguala a la velocidad erosiva ($V_r = V_e$). Conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escogen algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer la profundidad de socavación. Uniéndolos se obtiene el perfil de socavación. Considerando que la hipótesis del método es que el caudal en cada franja del cauce permanece constante durante el proceso erosivo, la profundidad de socavación será igual a 0 en las orillas, por lo que no se permite estimar ninguna erosión lateral de las márgenes.

1. Para suelos granulares

$$H_s = \left[\frac{\alpha \cdot H_o^{5/3}}{0.68 \cdot \beta \cdot D_m^{0.28}} \right]^{1/(1+z)}$$

H_o = Tirante en un punto cualquiera (m)

H_s = Profundidad de escurrimiento de la franja socavada. (m)

β = Coeficiente de flujo que depende del período de retorno de la avenida.

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

Z = exponente variable en función del diámetro medio de la partícula.

2. Para suelos cohesivos

$$H_s = \left[\frac{\alpha \cdot H_o^{5/3}}{0.60 \cdot \beta \cdot \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/(1+x)}$$



Dónde: γ_s = peso específico de la muestra agua sedimento (ton/m^3)

X = exponente variable que depende del peso volumétrico del material cohesivo seco.

Determinación de la profundidad de socavación

La hipótesis fundamental del método de Lischvan-Lebediev establece que la distribución transversal de caudales se una sección se mantiene invariable durante todo el proceso erosivo, es así que considerando un lecho granular (arenoso) para un período de retorno $T=100$ años y asumiendo que la densidad del agua no cambia con los sedimentos, su expresión de cálculo queda dada por la siguiente expresión:

$$h_{c_j} = \left[\frac{q_j}{4.70 \cdot D^{0.28}} \right]^{0.71}$$

Dónde: H_{c_j} : Profundidad luego de la erosión vertical en la subsección i (m),

q_j : Caudal por unidad de ancho asociado a la franja j ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$),

d : diámetro característico de las partículas que componen el fondo (m), asumida a d_{50}

ANEXO 6. OBRAS COMPLEMENTARIAS

Además de las obras de drenaje específicas: puentes, alcantarillas, cunetas y cunetas de coronación, en una carretera es necesario disponer de otras obras menos conocidas que contribuyen a encauzar y eliminar las aguas superficiales que caso contrario podrían causar daños.

Como tales obras complementarias de drenaje se entenderán a las siguientes: el bombeo, las rampas de descarga, las bermas, el sembrado de especies vegetales, y los canales interceptores. Estas obras complementarias de drenaje no son de uso universal o rutinario; son obras que deben hacerse solamente en el lugar en que se requieran, ya que en algunos casos resultaría perjudicial.

BOMBEO

Se denomina bombeo a la pendiente transversal que se proporciona a la corona de la carretera para permitir que el agua que cae directamente, sobre esta, escurra hacia sus espaldones. En las carreteras de dos carriles de circulación y en secciones en tangente es común que el bombeo de la capa de



rodadura sea del 2% de pendiente y en los espaldones sea del 4%; en las secciones en curva, el bombeo se superpone con la sobrelevación necesaria, de manera que la pendiente transversal se desarrollará sin discontinuidades, desde el espaldón más elevado al más bajo.

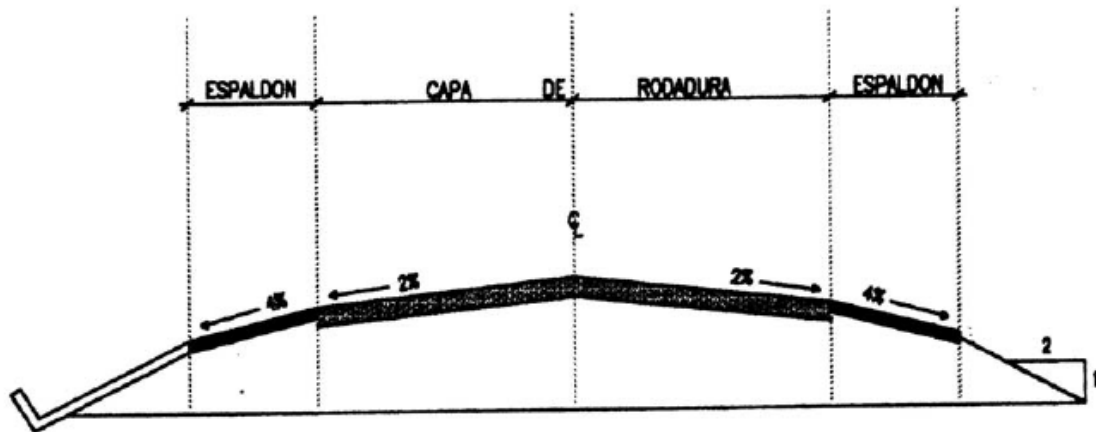


Figura 48. Bombeo en sección tangente

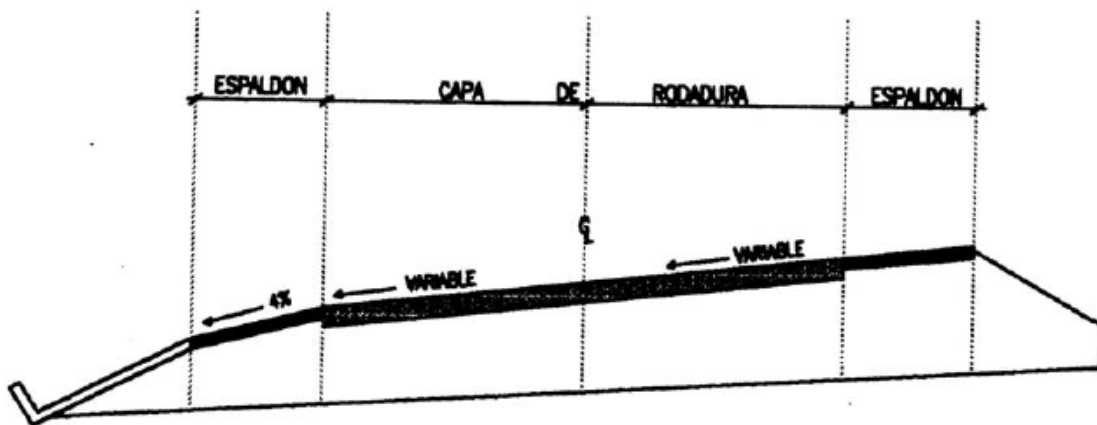


Figura 49. Bombeo en sección en curva

Hay casos especiales donde se deben realizar otras consideraciones respecto al bombeo, por ejemplo, en carreteras de más de dos carriles la ubicación del bombeo dependerá del tipo de parterre que tenga la carretera, cuando se construyen terraplenes sobre suelos blandos, se debe tener en cuenta que el bombeo tiende a reducirse debido a la diferencia de asentamientos que se producen; en el caso de caminos revestido sin capa de rodadura se recomienda un bombeo mínimo del 3%, para un rápido desalojo transversal.

RAMPAS DE DESCARGA

Son canales que se conectan con las cunetas y/o contracunetas y descienden transversalmente por los taludes de la vía. En general son estructuras de muy fuerte pendientes y en estas circunstancias radica la mayoría de los problemas que las afectan, (Figura 50).

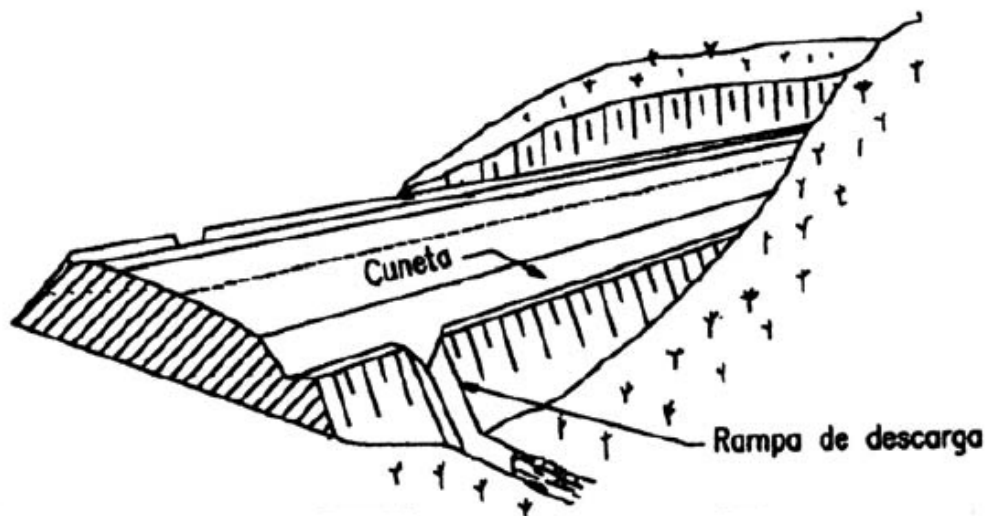


Figura 50. Protecciones de rampa de descarga

La rampa de descarga propiamente dicha es la rápida revestida que va desde el umbral de entrada en la parte alta del talud hasta el pie del mismo ó hasta donde se efectúe la descarga final del agua. Es usual que la bajada tenga una sección estándar y el dimensionamiento hidráulico se efectuará verificando, a partir del caudal de entrada, la altura en los bordes de la rampa.

Los principales problemas que se presenta son:

- Las altas velocidades con que el agua baja por la rampa, para lo cual soluciones que se proponen son el diseño de una caja disipadora de energía o una prolongación de la rampa en un abanico de amortización en longitud suficiente.
- Cuando la altura del terraplén ó del talud es grande y el caudal es de consideración, subsiste el problema de que a la salida de la rampa, en el pie del talud, pueden producirse erosiones muy peligrosas, que son regresivas y pueden conducir a la destrucción de la obra.
- Cuando se emplean las rampas como elementos eliminadores del agua captada por cunetas y contracunetas, se presenta una zona crítica en la



unión entre ambas estructuras, donde se corre que el agua se introduzcan bajo la rampa, erosionando y disminuyendo su sustentación con riesgo de falla. Para evitar este peligro es recomendable que esta zona de unión sea amplia y sin quiebres y que la rampa tenga un dentellón de entrada, para protegerlo del efecto de filtración; dicho dentellón puede tener una profundidad tan pequeña como 50 cm.

CORTES EN TERRAZA

Los cortes en terrazas o escalonamientos cumplen también funciones de drenaje superficial, de control de aguas turbulentas y de conducción y eliminación.

Las cortes en terrazas, con fines de drenaje, suelen tener una relación peralte huella en el orden de 1:1 a 1:1.5 y son de dimensiones pequeñas, como verdaderos escalones. Los escalonamientos en los cortes, se diseñarán para interrumpir la trayectoria de bajada de las aguas y deberán tener su relación de 0.75:1 ó 1:1

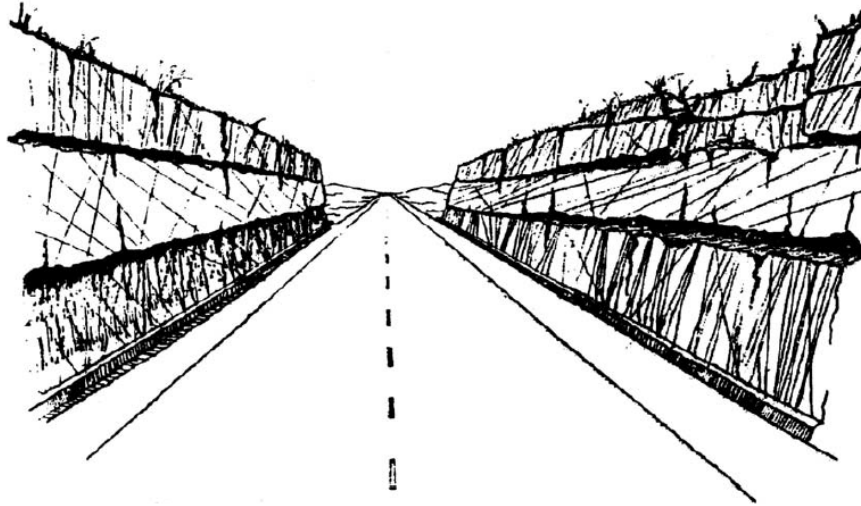


Figura 51. Corte en terraza

Los problemas de infiltración pudieran ser graves, especialmente en el caso de escalonamientos en cortes con materiales susceptibles y estos elementos podrían contribuir a favorecerlos, pues es frecuente que en la dirección de su desarrollo longitudinal presenten tramos con poca pendiente. En estos casos, los escalonamientos deberán protegerse.



La protección podrá variar desde dar al escalón una ligera pendiente hacia el interior del corte, poniendo en ese borde interior una cuneta con pendiente suficiente para eliminar rápidamente el agua recolectora, hasta una completa impermeabilización de las huellas, incluyendo la cuneta mencionada.

EMPLEO DE VEGETACIÓN

Es un método preventivo y correctivo de fallas por erosión. Los movimientos de tierra que acompaña a la construcción de cortes y terraplenes producen una destrucción muy indeseable de la cobertura vegetal, dejando a los suelos expuestos al ataque de agua superficial y vientos. La vegetación cumple dos funciones; en primer lugar, disminuye el contenido de agua en la parte superficial, y en segundo, da consistencia a esa parte por el entramado mecánico de las raíces.

La deforestación sistemática, el deshierbe o el desenraíce excesivos en la zona de derecho de vía o en la zona de influencia de una vía deben considerarse como malas prácticas constructivas. Cuando no exista vegetación, la siembra de especies vegetales deberá estar al cuidado de especialistas, que utilicen variedades apropiadas en la región, cuyo crecimiento pueda ocurrir con los mínimos cuidados iniciales.

CANALES INTERCEPTORES

Son canales que se construyen con fines de encauzamiento de las aguas superficiales que escurrirían hacia la corona de una vía terrestre, causando en ella erosiones o depósitos inconvenientes.

Un canal interceptor funciona en forma análoga a la de una cuneta de coronación y se aplicarán los comentarios previamente hechos con respecto a estas obras; sin embargo, la diferencia es que se consideran canales interceptores a los que se construyen a distancias relativamente grandes de la carretera y no están específicamente ligados a un corte en particular, sino que defienden un tramo más o menos largo de la vía, independientemente de la naturaleza de su sección.

Las dimensiones del canal deberán seleccionarse como conclusión de un estudio hidráulico. La distancia a que suelen colocarse los canales interceptores respecto a la carretera permite que muchas veces puedan diseñarse sin revestimiento. Aunque esto no es una regla fija se deberá prestar atención con el problema de las infiltraciones y de ser el caso se revestirán los canales preferentemente con mampostería u hormigón, dependiendo de la importancia de la obra.

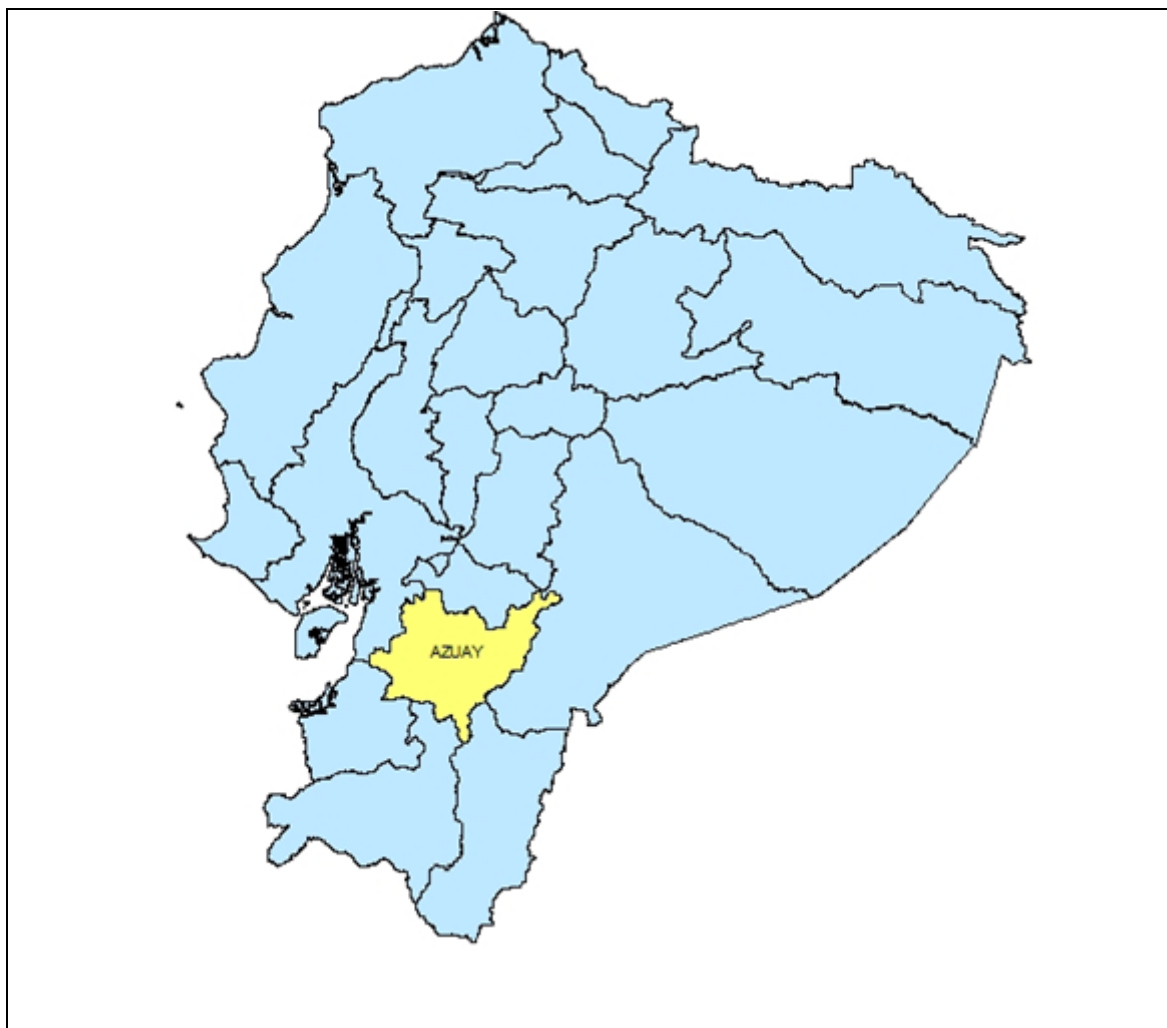


ANEXO 7. INFORMACIÓN BÁSICA

ANEXO 7.1 MAPA DE UBICACIÓN PROVINCIAL

PROYECTO

DISEÑO INTEGRAL DEL SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL Y TRASVERSAL PARA LA CARRETERA ÑUÑURCO- SANTA ROSA: TRAMO PUENTE COLLAY -STA ROSA DE 3.7KM

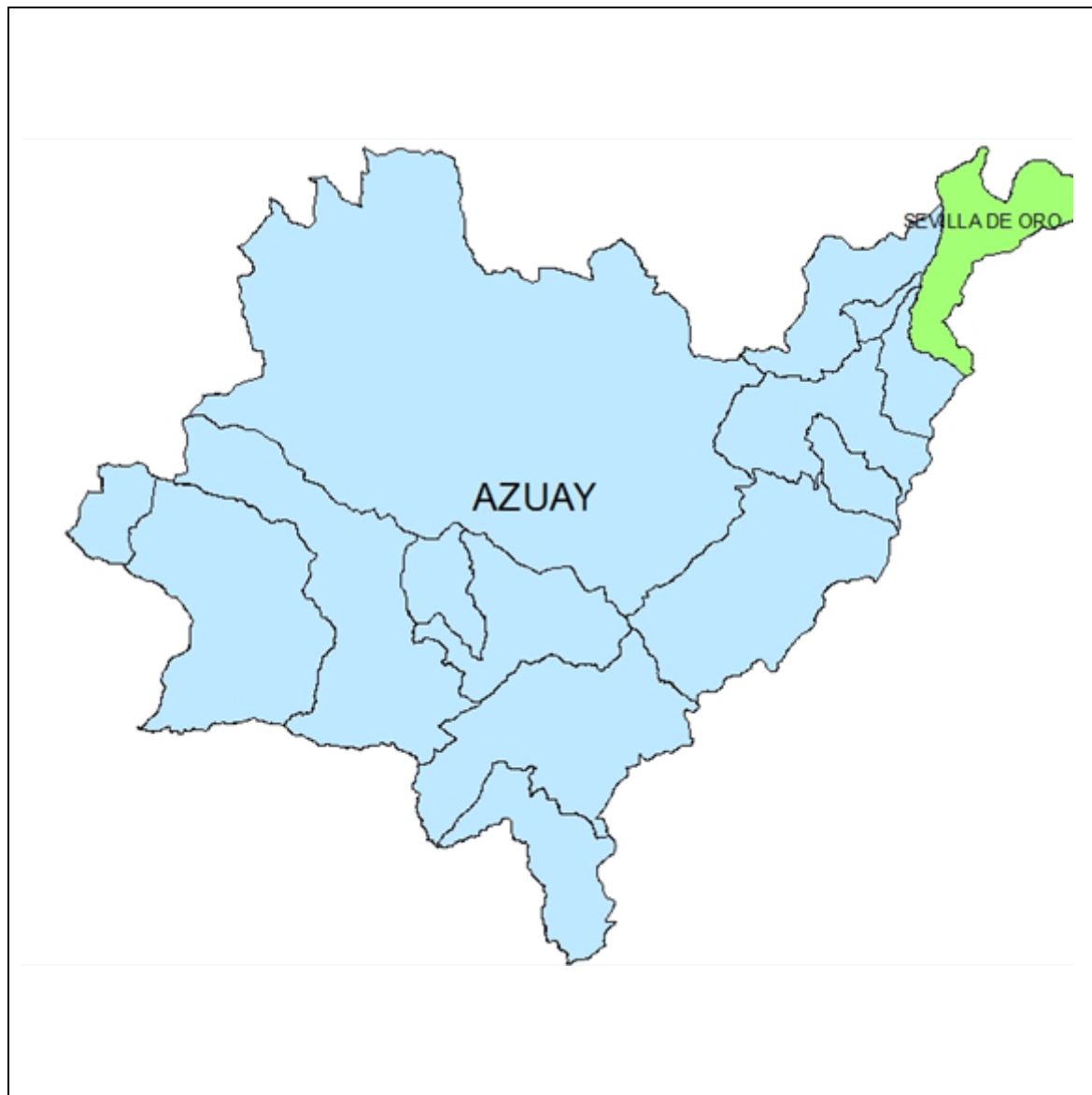




ANEXO 7.2 MAPA DE UBICACIÓN CANTONAL

PROYECTO

**DISEÑO INTEGRAL DEL SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL Y
TRASVERSAL PARA LA CARRETERA ÑUÑURCO- SANTA ROSA: TRAMO
PUENTE COLLAY -STA ROSA DE 3.7KM**

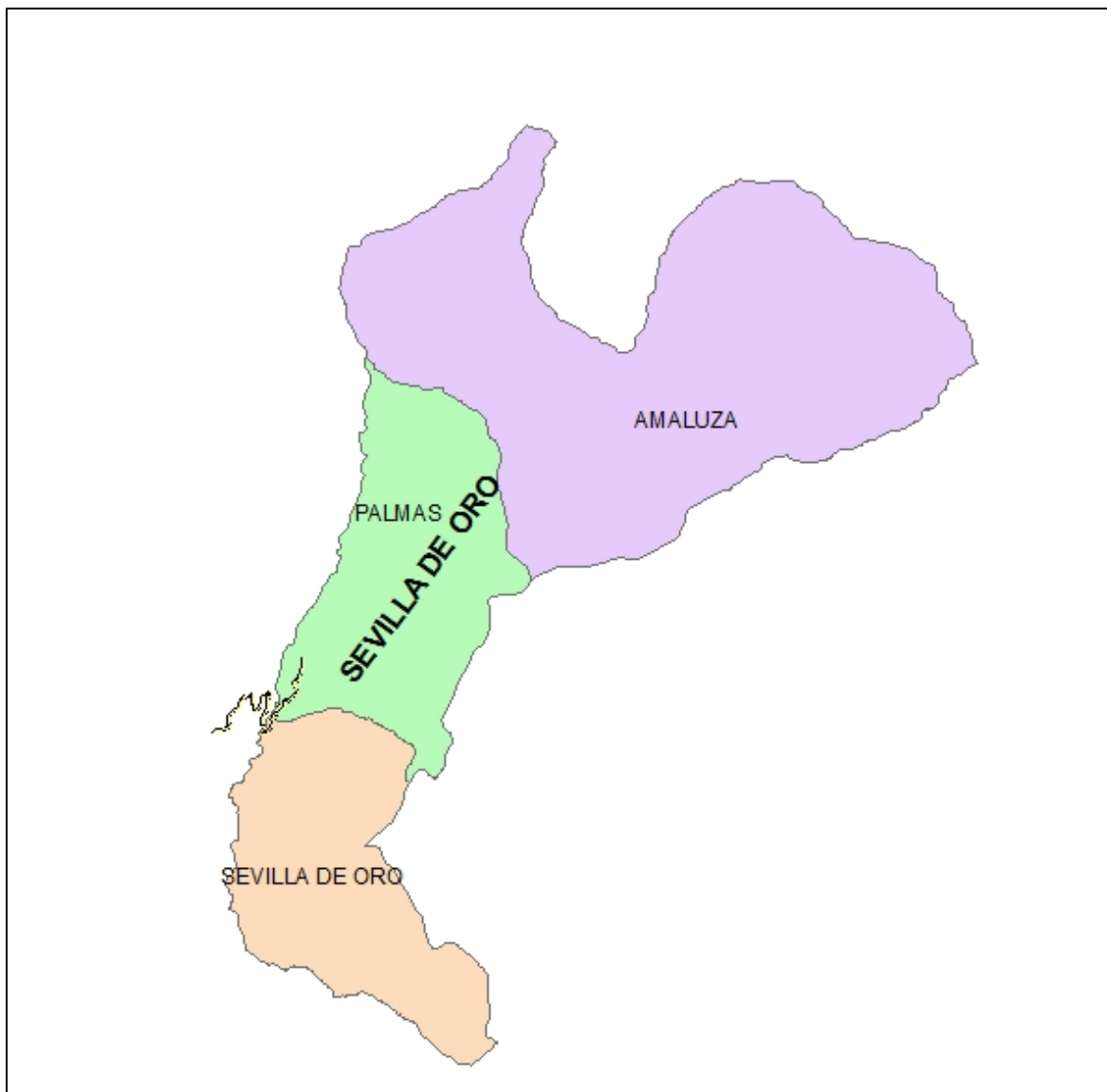




ANEXO 7.3 MAPA DE UBICACIÓN PARROQUIAL

PROYECTO

DISEÑO INTEGRAL DEL SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL Y TRASVERSAL PARA LA CARRETERA ÑUÑURCO- SANTA ROSA: TRAMO PUENTE COLLAY -STA ROSA DE 3.7KM





ANEXO 7.4 ECUACIÓN REPRESENTATIVAS DE LAS ZONAS

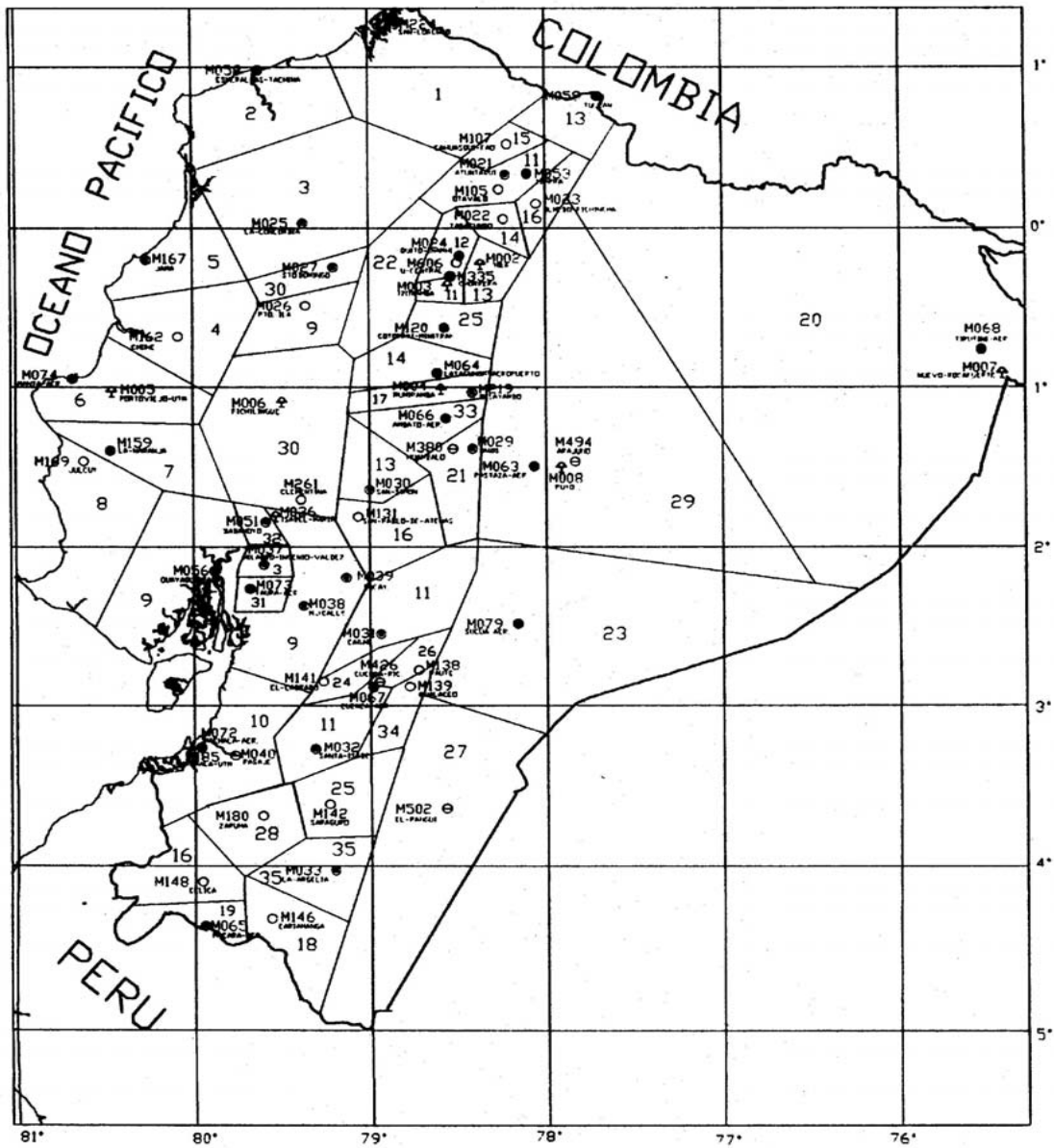
ZONA	DURACIÓN	ECUACION
1	5 min < 130 min	$I_{TR} = 47.926 t^{\wedge} - 0.3387 Id_{TR}$
	130 min < 1440 min	$I_{TR} = 787.57 t^{\wedge} - 0.9154 Id_{TR}$
2	5 min < 30 min	$I_{TR} = 19.305 t^{\wedge} - 0.1332 Id_{TR}$
	30 min < 1440 min	$I_{TR} = 115.4 t^{\wedge} - 0.6546 Id_{TR}$
3	5 min < 90 min	$I_{TR} = 53.369 t^{\wedge} - 0.3278 Id_{TR}$
	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	$I_{TR} = 510.71 t^{\wedge} - 0.849 Id_{TR}$



ZONA	DURACION	ECUACION
19	5 min < 115 min	$I_{TR} = 115.98 t^{\wedge} - 0.4844 Id_{TR}$
	115 min < 1440 min	$I_{TR} = 1223.8 t^{\wedge} - 0.9751 Id_{TR}$
20	5 min < 40 min	$I_{TR} = 53.316 t^{\wedge} - 0.3021 Id_{TR}$
	40 min < 1440 min	$I_{TR} = 308.38 t^{\wedge} - 0.7782 Id_{TR}$
21	5 min < 23 min	$I_{TR} = 28.784 t^{\wedge} - 0.4507 Id_{TR}$
	23 min < 1440 min	$I_{TR} = 30.993 t^{\wedge} - 0.472 Id_{TR}$
22	5 min < 67 min	$I_{TR} = 48.772 t^{\wedge} - 0.3533 Id_{TR}$
	67 min < 1440 min	$I_{TR} = 266.64 t^{\wedge} - 0.7687 Id_{TR}$
23	5 min < 23 min	$I_{TR} = 54.246 t^{\wedge} - 0.1596 Id_{TR}$
	23 min < 1440 min	$I_{TR} = 89.858 t^{\wedge} - 0.6234 Id_{TR}$
24	5 min < 41 min	$I_{TR} = 177.26 t^{\wedge} - 0.5938 Id_{TR}$
	41 min < 1440 min	$I_{TR} = 446.46 t^{\wedge} - 0.843 Id_{TR}$
25	5 min < 60 min	$I_{TR} = 97.389 t^{\wedge} - 0.6117 Id_{TR}$
	60 min < 1440 min	$I_{TR} = 125.73 t^{\wedge} - 0.6643 Id_{TR}$
26	5 min < 120 min	$I_{TR} = 163.15 t^{\wedge} - 0.5018 Id_{TR}$
	120 min < 1440 min	$I_{TR} = 2477.3 t^{\wedge} - 1.077 Id_{TR}$
27	5 min < 46 min	$I_{TR} = 76.133 t^{\wedge} - 0.3477 Id_{TR}$
	46 min < 1440 min	$I_{TR} = 539 t^{\wedge} - 0.8634 Id_{TR}$
28	5 min < 81 min	$I_{TR} = 82.756 t^{\wedge} - 0.4722 Id_{TR}$
	81 min < 1440 min	$I_{TR} = 357.27 t^{\wedge} - 0.8077 Id_{TR}$
29	5 min < 120 min	$I_{TR} = 75.204 t^{\wedge} - 0.4828 Id_{TR}$
	120 min < 1440 min	$I_{TR} = 371.89 t^{\wedge} - 0.8152 Id_{TR}$
30	5 min < 79 min	$I_{TR} = 42.089 t^{\wedge} - 0.2952 Id_{TR}$
	79 min < 1440 min	$I_{TR} = 432.57 t^{\wedge} - 0.8304 Id_{TR}$
31	5 min < 49 min	$I_{TR} = 42.22 t^{\wedge} - 0.1828 Id_{TR}$
	49 min < 1440 min	$I_{TR} = 643.99 t^{\wedge} - 0.8852 Id_{TR}$
32	5 min < 155 min	$I_{TR} = 87.677 t^{\wedge} - 0.4796 Id_{TR}$
	155 min < 1440 min	$I_{TR} = 850.65 t^{\wedge} - 0.9257 Id_{TR}$
33	5 min < 23 min	$I_{TR} = 170.39 t^{\wedge} - 0.5052 Id_{TR}$
	23 min < 1440 min	$I_{TR} = 515.76 t^{\wedge} - 0.8594 Id_{TR}$
34	5 min < 35 min	$I_{TR} = 147.98 t^{\wedge} - 0.4279 Id_{TR}$
	35 min < 1440 min	$I_{TR} = 882.9 t^{\wedge} - 0.9351 Id_{TR}$
35	5 min < 43 min	$I_{TR} = 92.854 t^{\wedge} - 0.4083 Id_{TR}$
	43 min < 1440 min	$I_{TR} = 480.47 t^{\wedge} - 0.8489 Id_{TR}$



ANEXO 7.5.- ZONIFICACIÓN DE INTENSIDADES



- SIMBOLOGIA**
- △ EST. AGROMET. PRINCIPAL
 - (with dot) EST. CLIMAT. PRINCIPAL
 - (empty) EST. CLIMAT. ORDINARIA
 - (solid) EST. PLUVIOGRAFICA
 - (with horizontal lines) EST. PLUVIOMETRICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA DIRECCION DE HIDROLOGIA DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA		
ZONIFICACION DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION		
MAPA N° 1		MAYO 1999
ELABORACION	REVISADO	APROBADO
DPTO HIDROMETRIA	ING LUIS RODRIGUEZ F JEFE DPTO. HIDROMETRIA	ING MILTON SILVA C DIRECTOR DE HIDROLOGIA



ANEXO 8. MODELOS DE ESCORRENTÍA PARA CÁLCULO DE CAUDAL DE DISEÑO.

ANEXO 8.1.- NÚMEROS DE CURVA DE ESCORRENTÍA PARA COMPLEJOS HIDROLÓGICOS SUELO - CUBIERTA (PARA LAS CONDICIONES DE UNA CUENCA II E IA = 0,25 S (SEGÚN SCS DE LOS EEUU,1964)

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