



Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica





ESTA VERSIÓN FUE REALIZADA CON EL APOYO DE LA
DIRECCIÓN DE ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO
Y GESTIÓN ESTRATÉGICA DEL RIESGO (DACGER)
DEL MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTE,
VIVIENDA Y DESARROLLO URBANO (MOPTVDU).

PRIMERA EDICIÓN

EL SALVADOR, C.A., 2016

PRESENTACION

En el año de 1997, el Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica, COMITRAN, aprueba el documento “El Sector Transporte para la competitividad e integración de Centroamérica” el cual, entre sus recomendaciones incluía la necesidad de generar y armonizar novedosas normativas técnicas que permitieran a la región mejorar y asegurar al tránsito de personas y mercancías en el istmo centroamericano.

En ese contexto, el Consejo ha priorizado dentro de sus áreas estratégicas de trabajo; el tema de adaptación de la infraestructura pública al Cambio Climático, con el fin de incrementar la resiliencia de dichas obras ante la constante amenaza de los fenómenos extremos naturales que periódicamente se presentan en la región. Por ello, dicho Consejo formula, desarrolla e impulsa una diversidad de medidas estructurales (infraestructura) y no estructurales, estas últimas enmarcadas en una serie de normativas que reduzcan la vulnerabilidad de las obras viales, que aseguren una óptima conectividad y desarrollo de los países de la región.

En base a lo anterior, en la Trigésimo Tercera reunión ordinaria del COMITRAN, celebrada en agosto de 2014 en Managua, Nicaragua, los Ministros acuerdan desarrollar, en el marco centroamericano, una nueva normativa que incorpore lineamientos hidrológicos e hidráulicos para la planeación, el diseño, construcción y mantenimiento de la infraestructura vial regional, a fin de reducir la vulnerabilidad vial ante fenómenos hidrometeorológicos; e instruyen a la Secretaría de Integración Económica Centroamericana, para que inicie estos trabajos.

Es así que la SIECA, y la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo (DACGER) del MOP de El Salvador, acompañaron la gestión de desarrollo de esta normativa, y con el valioso apoyo de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA) se logró el apoyo técnico y financiero requerido para el desarrollo del presente Manual.

Es importante mencionar que la JICA ha venido apoyando a la región, en temas relacionados con la gestión de riesgo y la adaptación al cambio climático, con lo cual se tiene un aliado estratégico para el desarrollo de estos temas, vinculándolos a la infraestructura vial de Centroamérica.

Cabe recalcar, que el presente Manual fue preparado conjuntamente por un consultor centroamericano, acompañado de expertos técnicos de los Ministerios de Transporte de la región y de ésta Secretaría, con el fin de asegurar la adecuada apropiación y calidad de este instrumento regional.

Por lo anterior, es un gusto poder presentar el presente **“Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura vial en Centro América”**, a fin de que los países dispongan de un instrumento conceptual y metodológico con criterios uniformes, para la determinación y consideración de lineamientos hidrológicos e hidráulicos en el proceso de planificación, diseño, mantenimiento y construcción de obras de infraestructura vial, a fin contribuir al mejoramiento óptimo de la infraestructura e incrementar su resiliencia ante los fenómenos naturales hidrológicos extremos que se presentan en la región centroamericana.

Carmen Gisela Vergara
Secretaria General

MANUAL DE CONSIDERACIONES TÉCNICAS HIDROLÓGICAS E HIDRÁULICAS PARA LA INFRAESTRUCTURA VIAL EN CENTROAMÉRICA

Primera Edición, Año 2016

Con la cooperación técnica y financiera de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón, JICA, se ejecutó el presente documento, en acompañamiento de la DACGER y la SIECA.

Dirección Facultativa	Carmen Gisela Vergara Secretaría General, SIECA	
Coordinación por parte de SIECA	Roberto Carlos Salazar Figueroa Director Regional de Transporte, Infraestructura y Logística César Augusto Castillo Morales Jefe Departamento de Infraestructura y Transporte	
Contraparte MOP El Salvador	Gerson Martínez Ministro de Obras Públicas Emilio Martín Ventura Díaz Director DACGER-MOP Deyman Pastora Técnico DACGER-MOP Juan Carlos García Técnico DACGER-MOP William Roberto Guzmán Subdirector de Puentes DACGER-MOP	
Coordinación por parte de JICA	Yoshikazu Tachihara Jefe Representante, JICA Norio Yonezaki Nakaura Hayato Dera Cortés	
Responsable de la Consultoría	Ricardo Mata Zelaya Consultor	
Grupo Técnico Regional	Antonio Romero Castro Christian Fernández Camacho Emilio Ventura José Aníbal Henríquez Dionisio Villegas Cancinos Juan Carlos Galindo Víctor Barrios Gustavo Ramón Suazo Hugo Fernando Martínez Dénea Larissa Trejo Jerónimo Ignacio Sánchez Fidel Rodríguez Orozco Porfirio Rangel Moreno Jean Michael Guelfi	Costa Rica Costa Rica El Salvador El Salvador Guatemala Guatemala Guatemala Honduras Honduras Honduras Nicaragua Nicaragua Panamá Panamá
Edición y Diseño	Marcela Tobar Técnico DACGER-MOP Violeta Aguilar Técnico DACGER-MOP	

El Salvador, Febrero de 2016

TABLA DE CONTENIDO

ASPECTOS GENERALES.....	10
Antecedentes.....	10
Justificación	11
Objetivos	12
Alcances	13
Estructura del documento.....	13
 DIAGNÓSTICO	 16
2.1. Metodología.....	16
2.1.1. Fuentes primarias de consulta.....	16
2.1.2. Fuentes secundarias de consulta	17
2.1.3. Otros actores consultados.....	18
2.2. Resultados de las consultas.....	19
2.2.1. Etapa de Planificación.....	19
2.2.2. Documentos técnicos de referencia.....	20
2.2.3. Consideraciones hidrológicas.....	21
2.2.4. Consideraciones hidráulicas.....	22
2.2.5. Necesidades expresadas por los actores consultados.....	23
2.2.6. Potencialidades identificadas en la región	24
2.2.6.1. Costa Rica	24
2.2.6.2. El Salvador	25
2.2.6.3. Guatemala.....	25
2.2.6.4. Honduras	26
2.2.6.5. Nicaragua.....	26
2.2.6.6. Panamá.....	27
 PLANIFICACIÓN.....	 29
3.1. Consideraciones generales en la etapa de planificación y ubicación de los proyectos viales.....	29

3.2. Consideraciones del sitio de ubicación del proyecto o análisis de sitio.....	31
3.2.1. Geomorfología fluvial	31
3.2.1.1. Cauce trenzado o con anastomosis.....	32
3.2.2. Alineación de la carretera.....	34
3.2.3. Otros factores a considerar.....	35
3.3. Datos de partida.....	36
3.3.1. Información topográfica	36
3.3.2. Características del cauce del río	37
3.3.3. Datos hidrológicos.....	37
3.4. Gestión de riesgo en la planificación de infraestructura vial	38
3.5. Análisis de riesgo.....	40
3.5.1. Identificación de las amenazas en la fase de planificación.....	40
3.5.2. Identificación de las vulnerabilidades de las estructuras ante las amenazas detectadas.....	41
3.5.3. Tipos de análisis de riesgo.....	42
3.5.4. Gestión integral de riesgo y su vinculación al análisis hidrológico e hidráulico en la infraestructura vial.....	43
3.6. Características mínimas a considerar en el levantamiento de información.....	45
3.7. Referencias.....	47

HIDROLOGÍA..... 49

4.1 Escala de trabajo	49
4.2 Características físicas de la cuenca, del drenaje y del cauce principal.....	50
4.2.1 Área de la cuenca o superficie de drenaje.....	50
4.2.2 Perímetro	51
4.2.3 Altura máxima, mínima, desnivel y curva hipsométrica	51
4.2.4 Pendiente de la cuenca	52
4.2.5 Índice de compacidad o coeficiente de compacidad de Gravelius	54
4.2.6 Factor de forma	54
4.2.7 Uso del suelo	55
4.2.8 Suelo y Geología	56
4.2.9 Área de almacenamiento – volumen.....	56

4.2.10	Orientación de la cuenca.....	56
4.2.11	Configuración del canal y geometría de llanuras aluviales.	56
4.2.12	Densidad de drenaje.....	57
4.3	Análisis de información hidrometeorológica.....	57
4.4	Análisis de datos de precipitación.....	58
4.4.1	La lluvia media	58
4.4.2	Relleno de datos faltantes en series de datos pluviométricos.....	61
4.4.3	Ajuste de los registros ante la falta de homogeneidad de los datos.....	62
4.4.4	Elaboración de curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF).....	63
4.4.5	Período de Retorno.....	65
4.4.6	Análisis de riesgo.....	66
4.4.7	Funciones de distribuciones de probabilidad.....	68
4.4.8	Estimación de parámetros de las distribuciones.....	73
4.4.8.1.	Métodos Analíticos de estimación de parámetros de las distribuciones..	73
4.4.8.2.	Métodos Gráficos	76
4.4.9	Test de bondad de ajuste.....	76
4.4.9.1.	Test de Ji-cuadrado (χ^2).....	76
4.4.9.2.	Test de Kolmogorov-Smirnov (K-S)	77
4.4.10	Datos atípicos (outliers).....	77
4.4.11	Análisis de Correlaciones.....	78
4.5	Métodos de estimación del caudal máximo (Relación lluvia – escorrentía).....	79
4.5.1	Método racional.....	79
4.5.2	Métodos basados en hidrogramas unitarios (Aparicio, 1989).....	85
4.5.3	Tránsito de avenidas	92
4.5.4	Método del Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos (SCS), TR-55 para el cálculo de la precipitación efectiva.....	93
4.5.5	Métodos basados en medición de caudal directo.....	97
4.5.6	Transferencia de datos.....	98
4.6	Consideraciones sobre las herramientas informáticas de análisis hidrológico	98
4.7	Estudios Hidrológicos.....	99
4.7.1	Ejemplo de requerimientos de estudios hidrológicos para obras de drenaje	
	100	
4.7.1.1.	Climatología.....	100

4.7.1.2.	Contenidos mínimos	101
4.7.1.3.	Hidrología	102
4.8	Referencias	104

HIDRÁULICA106

5.1.	Consideraciones iniciales	106
5.2.	Tipos comunes de drenajes en proyectos viales.....	106
5.2.1.	Drenaje longitudinal	106
5.2.2.	Drenaje Transversal	112
5.2.2.1.	Alcantarillas	113
5.2.2.2.	Puentes.....	135
5.2.3.	Drenaje subsuperficial	151
5.2.3.1.	Diseño de drenes.....	157
5.3.	Componentes generales de los estudios hidráulicos	159
5.4.	Referencias	160

OBRAS DE PROTECCIÓN EN CARRETERAS Y PUENTES.....162

6.1.	Introducción	162
6.2.	Medidas de control de erosión y sedimentación en carreteras (AASHTO, 2006)....	162
6.2.1.	Pendientes	162
6.2.2.	Cobertura Vegetal.....	163
6.2.3.	Canales.....	164
6.2.4.	Alcantarillas.....	167
6.2.5.	Subdrenajes.....	168
6.3.	Estructuras de protección en zonas costeras y a orilla de lagos. (AASHTO, 2006) ..	168
6.3.1.	Malecones.....	169
6.3.2.	Revestimientos Costeros.....	169
6.3.3.	Espigones o espolones.....	171
6.3.4.	Rompeolas.....	172
6.3.5.	Mamparos.....	173
6.4.	Obras de Protección para Puentes (García, Guzmán, & Pastora, 2015).....	173

6.4.1.	Protecciones en cauce del río.....	174
6.4.2.	Protecciones en márgenes del río.....	177
6.5.	Reparaciones en puentes existentes debido a socavación.....	181
6.5.1.	Reparación en fundación directa de estribos y pilas.....	181
6.5.2.	Reparación en fundación apoyada en pilotes de estribos y pilas.....	181
6.5.3.	Reparación en fundación de estribos con socavación severa.....	181
6.6.	Referencias.....	184

FUENTES DE CONSULTA Y CRITERIOS A TENER EN CUENTA EN LOS ESTUDIOS

	HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS POR PAÍS.....	186
7.1	Costa Rica.....	186
7.2	El Salvador.....	193
7.3	Guatemala.....	200
7.4	Honduras.....	203
7.5	Nicaragua.....	208
7.6.	Panamá.....	214

	GLOSARIO DE TÉRMINOS.....	220
--	----------------------------------	------------



APARTADO I

ASPECTOS GENERALES

ASPECTOS GENERALES

ANTECEDENTES

En el año 2009, con la firma de una carta de entendimiento entre el Centro de Coordinación para la Prevención de los Desastres Naturales en América Central (CEPRENAC) y la Secretaría de Integración Económica Centroamericana (SIECA), quedó determinada la voluntad de ambas entidades de apoyar la ejecución del proyecto “Normas para Carreteras”, a fin de mejorar la situación de transitabilidad y reducir la vulnerabilidad del transporte terrestre en la región.

De esta alianza se concretaron tres documentos, mismos que forman parte de la colección técnica que desde el año 2000 viene realizando la SIECA. Dichos documentos son:

- Actualización del Manual Centroamericano de Mantenimiento de Carreteras, con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, año 2010
- Manual Centroamericano de Gestión de Riesgo en Puentes, año 2010
- Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales, con enfoque de Gestión de Riesgo y Seguridad Vial, año 2011

Por otra parte, con el objetivo de darle continuidad al tema en la región centroamericana, se ha dado seguimiento a los acuerdos tomados durante las distintas reuniones del Consejo de Ministros de Transporte de Centroamérica (COMITRAN), en cuyas reuniones, se instruyeron acciones tales como:

La consolidación de un comité que le dé seguimiento a lo que los países centroamericanos están desarrollando en materia de carreteras, con especial énfasis, lo realizado por la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo (DACGER), perteneciente al Ministerio de Obras Públicas Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano de El Salvador (MOPTVDU).

También, visualizar sinergias y trabajos conjuntos que potencien la temática de las carreteras a nivel regional.

Por último, invitar a este proceso a países como Japón, con valiosa experticia, para el acompañamiento técnico – financiero.

En este sentido, de conformidad con el ACUERDO No. 02-2015 de la XXXIV COMITRAN, celebrada en la ciudad de Guatemala, en el mes de junio del año 2015, se establece que:

“En el marco del desarrollo del Manual Centroamericano de Hidráulica, Hidrología y Diseño para Estructuras de Drenaje en Carreteras por parte de la SIECA, los miembros del COMITRAN en un término no mayor de 30 días, informaran oficialmente a la SIECA, la designación del experto nacional que formará parte del Comité Técnico Regional (GTR) para el desarrollo y validación técnica del referido manual”.

Asimismo, se acuerda que la DACGER de El Salvador funja como coordinadora técnica del GTR con el acompañamiento de la SIECA, y puedan realizar las gestiones pertinentes para concretizar el apoyo manifestado por Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA) de brindar apoyo para el desarrollo de dicho instrumento regional.

Acordado lo anterior, se marca el inicio para la elaboración del “Manual Centroamericano de Hidrología e Hidráulica para el Diseño de Estructuras de Drenaje en Carreteras”, que constituirá una herramienta que servirá como guía conceptual y de metodologías para la determinación de los parámetros hidrológicos e hidráulicos de diseño de las obras de drenaje de la infraestructura vial.

El proceso de elaboración de este manual se llevó a cabo en las instalaciones de la DACGER, en la ciudad de San Salvador, entre el 12 de octubre de 2015 y el 12 de febrero de 2016.

JUSTIFICACIÓN

La infraestructura de carreteras constituye una base esencial para el funcionamiento de las economías nacionales y regionales, a la vez que genera una gran cantidad de beneficios económicos y sociales. Ya que desde su planificación, determinan el sentido del crecimiento, fomentando el desarrollo demográfico y económico.

Muchos son los beneficios económicos que generan las carreteras, el primero y más evidente es el poner en contacto a consumidores y productores, dándole la oportunidad a los primeros al acceso a productos en mayor cantidad y calidad; y a los segundos, al crecimiento de los sectores productivos, además de aumentar el empleo.

Socialmente, la conectividad del territorio a través de la infraestructura carretera mueve a la industria de la construcción, el cual se desempeña como un gran promotor de la generación de empleos, particularmente en ocupaciones temporales. Los desarrollos urbanos tienden a localizarse en las zonas más accesibles.

Es por ello que cualquier afectación en la carretera que dificulte el tránsito, provoque su inhabilitación temporal o, peor aún, su desaparición completa, también afecta la dinámica económica y social de la región.

Centroamérica, una región que en los últimos años ha demostrado ser vulnerable ante las amenazas naturales, principalmente a las variaciones extremas del clima, ha visto afectada su dinámica social y económica debido a daños en sus carreteras, entre otros.

El ejemplo más emblemático de lo anterior quedó registrado por el paso por la región del Huracán Mitch en 1998, que representó uno de los mayores desastres naturales de la historia reciente en Centroamérica. Este fenómeno natural afectó directamente a los países de la región, al hacer colapsar parcial o totalmente carreteras y puentes, con lo cual se evidenció entre otras cosas, la falta de consideraciones hidráulicas e hidrológicas en los diseños viales a largo plazo, siendo una amenaza latente debido a que los efectos hidrometeorológicos son cada vez más intensos y frecuentes. Algunos resultados de la afectación de este fenómeno en los países, se mencionan a continuación:

Los daños a la infraestructura vial en Nicaragua se estimaron en 148 millones de dólares, correspondiente a 1104 km de carretera pavimentada, 22 puentes destruidos, 49 puentes con daños en su estructura y 26 puentes con daños en sus terraplenes de acceso. En Honduras el daño total, que incluyó los directos a la infraestructura vial, al parque

automovilístico e indirecto, fue aún mayor y estimado en 525 millones de dólares. En Costa Rica implicó la atención de 1300 km de caminos como consecuencia de derrumbes, deslizamientos y avalanchas. Se dañaron más de 126 puentes y más de 1000 alcantarillas, muchas de las cuales se encontraban sobre la carretera interamericana y cuyos daños ascendieron a 24 millones de dólares (Comisión Económica para América Latina y el Caribe - CEPAL, 1999).

Otros fenómenos meteorológicos, como la tormenta tropical Agatha en mayo de 2010, causó afectaciones en las carreteras guatemaltecas. Entre las adversidades que ocasionó dicho evento destacaron los derrumbes ocurridos en varios tramos, especialmente en sectores de las carreteras panamericanas CA-1 y CA-2, que constituyen el principal eje vial nacional y regional, el cual atiende gran parte del tránsito regional de Guatemala y flujos internacionales. El total de daños superó los 300 millones de dólares (Gobierno de Guatemala, 2010)

En El Salvador, los efectos derivados de los 1,513 mm de lluvia acumulada durante la Depresión Tropical 12E fueron, principalmente, daños en la red vial con daños a las estructuras de rodaje de caminos, pérdida de sección en caminos, más de 1,400 deslizamientos en la red de carreteras y caminos, un total de 41 puentes dañados y 8 puentes colapsados. El monto total de los daños se estimó en \$ 223.2 millones de dólares, que recaen totalmente en el sector público. (Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano, 2011).

Panamá, aunque históricamente ha sido afectada muy pocas veces por el paso de huracanes, si se ve influenciada indirectamente por la nubosidad y, por consiguiente, las fuertes lluvias que se generan en su territorio, lo que provoca daños en sus carreteras principales con costos considerables.

A partir de los antecedentes en la región y la incertidumbre de los posibles efectos provocados por el cambio en los patrones del clima, medidas de prevención deben ser adoptadas para salvaguardar la vida de las personas y minimizar los daños a la infraestructura vial y a las actividades económicas. Por lo anterior, un buen sistema de vías terrestres puede considerarse como una buena herramienta de trabajo en la región, siendo de gran importancia introducir en todos sus elementos, criterios de reducción de la vulnerabilidad ante la posible ocurrencia de nuevos eventos que provoquen afectaciones en éste.

OBJETIVOS

- Mejorar las capacidades de adaptación del territorio centroamericano ante cambios en el clima, sus efectos actuales y esperados, por medio de la elaboración y unificación de lineamientos hidrológicos e hidráulicos básicos que contribuyan a la realización de ajustes en los actuales diseños de la infraestructura vial.
- Conocer y analizar la situación actual de los ministerios de transporte de Costa Rica, El Salvador, Guatemala, Honduras, Nicaragua y Panamá acerca de las disposiciones hidrológicas e hidráulicas en el diseño de estructuras de drenaje en carreteras.

- Elaborar una guía de elementos pertenecientes al entorno del proyecto que debe incluirse en la etapa de planificación de los proyectos de carreteras.
- Mencionar las principales consideraciones y metodologías a tener en cuenta para la realización de estudios hidrológicos e hidráulicos para el diseño de obras de drenaje en carreteras.
- Destacar la importancia de las obras de protección que acompañan a las estructuras de drenaje en carreteras.
- Incluir en el documento las particularidades en cuanto al diseño de obras de drenaje de cada uno de los seis países de la región.
- Elaborar una guía conceptual que sirva de herramienta técnica a los profesionales de la ingeniería en el diseño de estructuras de drenaje en carreteras.
- Complementar la colección de manuales técnicos desarrollados por la SIECA.

ALCANCES

- El manual constituirá una guía conceptual y de metodologías con lineamientos para la determinación de los parámetros hidrológicos e hidráulicos para las consideraciones técnicas en el diseño de las obras de drenaje en carreteras.
- El manual no ha sido elaborado con el fin de solucionar conflictos entre las partes involucradas en un proyecto, solamente representa una guía de elementos a considerar para el diseño. En caso de encontrarse alguna diferencia de criterio entre lo que se indique en este documento con respecto a una normativa o documento nacional de uso oficial, se deberá aplicar lo establecido por estos últimos.
- Parte de este documento está basado en las normativas y disposiciones hidrológicas e hidráulicas ejecutadas actualmente en cada país para el diseño de obras de drenaje en carreteras, en él se pretende cubrir las estructuras y metodologías mayormente utilizadas en la región.
- El manual considera elementos de gestión de riesgo a tener en cuenta en la etapa de planificación y diseño de carreteras y puentes de carácter regional.
- Las metodologías o criterios expuestos en este manual constituyen estándares técnicos para el diseñador de la obra. Otras metodologías y criterios pueden ser utilizados siempre y cuando se demuestre a través de memorias de cálculo la validez de los resultados.

ESTRUCTURA DEL DOCUMENTO

El Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica, se ha integrado de la forma siguiente:

En el apartado 2 se presenta un **diagnóstico** sobre la situación actual en los ministerios de transporte de Costa Rica, El Salvador, Guatemala, Honduras, Nicaragua y Panamá en cuanto a la forma de ejecutarse los proyectos de carreteras: unidades encargadas, documentos técnicos de referencia para la definición de criterios de diseño de las obras de drenaje, necesidades; se mencionan las fuentes de información, documentos de referencia, potencialidades y necesidades expresadas por diferentes actores consultados en cada uno de los países.

El apartado 3, Consideraciones en la fase de **planificación** de proyectos, se mencionan, de manera general, la importancia de tener en cuenta en la fase de planificación del proyecto aspectos como: la identificación de amenazas y vulnerabilidades del proyecto, la estimación de riesgo en base al análisis del emplazamiento y vulnerabilidad, medidas de reducción de riesgo y estimación de costos, evaluación de mejor alternativa de proyecto, análisis de puntos específicos de necesidad de cambio de estructuras debido a falta de capacidad de servicio actual (estructural o hidráulica), y de ser necesario, la incorporación en el presupuesto, de recursos para el análisis y la construcción de obras de prevención y adaptación para las estructuras a construir, cuando se observe la necesidad de replantear la obra de acuerdo con las condiciones actuales de la zona.

El apartado 4, **Consideraciones hidrológicas** en el diseño de obras de drenaje, describe metodologías estadísticas para el tratamiento de datos hidrológicos, relleno de información, consistencia de los datos, así como la metodología de mayor uso en la región para el cálculo del caudal máximo.

El apartado 5, **Consideraciones hidráulicas** en el diseño de obras de drenaje, se exponen los criterios y metodologías para el diseño de obras hidráulicas en carreteras, sabiendo de la importancia que tienen en el control del escurrimiento de aguas pluviales y fluviales.

El apartado 6, **Obras de protección**, menciona que la protección de un obra consiste en implementar medidas preventivas con el fin de reducir la vulnerabilidad y los daños durante la ocurrencia de eventos extremos y así evitar riesgos a la estabilidad. Es por eso que en este apartado se describirán las consideraciones a tener en cuenta en las obras de protección de las carreteras.

Por último, el apartado 7, se describen las **Fuentes de Consulta** y criterios a el diseño de las obras de drenaje en carreteras, que son utilizados en cada uno de los países de la región. Este apartado está basado principalmente en información recolectada en los ministerios de transportes, así como en documentos oficiales y referencias bibliográficas de carácter técnico, principalmente de la AASHTO y la FHWA.



APARTADO II

DIAGNÓSTICO

DIAGNÓSTICO

Este apartado es el resultado de las consultas realizadas a los Ministerios de Transporte de Costa Rica, El Salvador, Guatemala, Honduras, Nicaragua y Panamá, y resume la situación actual de la aplicación de disposiciones hidrológicas e hidráulicas en el diseño de obras de drenaje en carreteras.

Entre los objetivos de la realización de este diagnóstico se pueden mencionar los siguientes:

- Identificar los problemas en la aplicación de disposiciones hidrológicas e hidráulicas a través de la obtención información de fuentes primarias, en este caso, con los miembros del Grupo Técnico Regional (GTR) nombrados por los Ministerios de Transporte de cada país de la región.
- Complementar la información obtenida a través del GTR local por medio de fuentes secundarias. Lo que implica la recolección y revisión de la información técnica utilizada de referencia en cada una de las instituciones gestoras del transporte para la aplicación de las disposiciones hidrológicas e hidráulicas para el diseño de estructuras de drenaje en carreteras.
- Consultar a especialistas y otros actores involucrados en la temática, a fin de conocer y registrar las necesidades y aportes desde una visión fuera de la institución gubernamental.
- Ordenar y jerarquizar aquellas necesidades registradas de las distintas fuentes de información
- Priorizar los temas en los cuales debería enfocarse el Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la Infraestructura Vial en Centroamérica.
- Identificar otros potenciales actores que puedan involucrarse en un mediano o largo plazo en la continuidad y mejora del manual a través del desarrollo de metodologías acordes a la realidad de la región.

2.1. METODOLOGÍA

Como se mencionó anteriormente, el objetivo principal era conocer la situación actual sobre la aplicación de las disposiciones hidrológicas e hidráulicas en el diseño de obras de drenaje en Centroamérica, por lo cual se realizó una gira de trabajo por las distintas instituciones gestoras del transporte de Centroamérica (26 de octubre al 14 de noviembre de 2015). Las fuentes consultadas se han clasificado de la siguiente manera:

2.1.1. Fuentes primarias de consulta

La fuente primaria de consulta fueron los miembros del GTR. Inicialmente, con el apoyo de la DACGER y SIECA y el uso de la herramienta “on line” de acceso gratuito “Google Formularios” se elaboró un cuestionario con preguntas acerca de las disposiciones hidrológicas e hidráulicas para el diseño de estructuras de drenaje en carreteras empleadas en los ministerios de transporte de cada país. Dicho cuestionario fue enviado al GTR previo a la visita del Consultor.

Las preguntas realizadas pueden consultarse en el ANEXO de este documento.

La dinámica en cada país consistió en primer lugar, en corroborar las repuestas anotadas en el cuestionario junto con los miembros del GTR local y después, obtener información de otras fuentes relacionadas con la temática.

Los miembros del GTR consultados se detallan en la Tabla 2-1:

Tabla 2-1 Listado de fuentes primarias de consulta por país

PAIS	MIEMBRO GTR	UNIDAD / INSTITUCION
Costa Rica	Antonio Romero Castro Christian Fernández Camacho	Dirección de Puentes y Secretaría de Planificación Sectorial del Ministerio de Obras Públicas y Transporte (MOPT)
El Salvador	Emilio Martín Ventura Aníbal Henríquez Erick Menjívar Bernardo García Prieto	Dirección de Planificación de la Obra Pública (DPOP) del Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano de El Salvador (MOPTVDU)
Guatemala	Juan Carlos Galindo Dionisio Villegas Cansinos Víctor Vinicio Barrios	Dirección General de Caminos (DGC) del Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda
Honduras	Gustavo Ramón Suazo Hugo Fernando Martínez	Departamento de Obras Hidráulicas de la Dirección General de Obras Públicas de la Secretaría de Infraestructura y Servicios Públicos (INSEP)
Nicaragua	Jerónimo Ignacio Sánchez Joaquín Guevara Arce Fidel Rodríguez Orozco	Oficina de Estudios Técnicos del Departamento de Planificación del Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua (MTI)
Panamá	Porfirio Rangel Moreno Jean Michael Guelfi Jiménez	Sección de Drenajes de la Dirección Nacional de Estudios y Diseño del Ministerio de Obras Públicas (MOP)

2.1.2. Fuentes secundarias de consulta

Las fuentes secundarias de información la constituyeron, principalmente, los manuales técnicos locales, en formato digital, proporcionados por los miembros del GTR. En algunos casos, también fue proporcionado por los miembros, ejemplos de Términos de Referencia de proyectos recientes, con el objetivo de revisar algunas disposiciones actuales en el diseño de obras hidráulicas.

Las fuentes secundarias de consulta se muestran en la Tabla 2-2:

Tabla 2-2 Listado de fuentes secundarias de consulta por país

PAÍS	DOCUMENTO PRINCIPAL DE REFERENCIA
Costa Rica	<ul style="list-style-type: none"> Diseño Hidrológico e Hidráulico de Drenajes Menores en Carreteras (Tesis de graduación de Ramiro Gamboa, (1969) Manual de Construcción para Caminos, Carreteras y Puentes. Elaborado por el Departamento de Normas, Dirección General de Construcciones del Ministerio de Obras Públicas y Transporte (1983)
El Salvador	<ul style="list-style-type: none"> No cuenta con un manual de referencia local. Las disposiciones hidrológicas e hidráulicas se basan en manuales internacionales
Guatemala	<ul style="list-style-type: none"> No cuenta con un manual de referencia local. Las disposiciones hidrológicas e hidráulicas se basan en manuales internacionales
Honduras	<ul style="list-style-type: none"> Manual de Carreteras. TOMO 6: Drenajes y Puentes. Dirección General de Carreteras (1996) Manual de Diseño y Procedimientos de Construcción de Obras Hidráulicas
Nicaragua	<ul style="list-style-type: none"> Guía Hidráulica para el Diseño de Obras de Drenaje y Caminos Rurales. Ediciones 2004 y 2011.
Panamá	<ul style="list-style-type: none"> Manual de aprobación de Planos. Dirección Ejecutiva de Estudios y Diseños. Departamento de Revisión de Planos. Ministerio de Obras Públicas. (2003) Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá. Período 1971 -2006. Empresa de Transmisión Eléctrica S.A (2008).

2.1.3. Otros actores consultados

También se realizaron reuniones con otros actores involucrados en temas de hidrología e hidráulica en diseño de obras de drenaje. Se incluyó a la academia, consultores privados, instituciones relacionadas con la administración de datos hidrológicos e hidrométricos, entre otras.

En la tabla 2-3, se muestra el listado de los actores consultados:

Tabla 2-3 Listado de otros actores involucrados en la temática

PAÍS	ACTORES CONSULTADOS	INSTITUCIÓN
Costa Rica	Eyden Ajoy Arnaez	Dirección de ingeniería de diseños de vías del Ministerio de Obras Públicas y Transportes de Costa Rica.
	Esteban Cruz	Dirección de ingeniería de diseños de vías del Ministerio de Obras Públicas y Transportes de Costa Rica.
	Luis Villalobos	Consejo Nacional de Vialidad de Costa Rica (CONAVI)
	Rafael Murillo	Laboratorios de Hidráulica de la Universidad de Costa Rica (UCR)
	Jorge Granados	Departamento de Estudios Básicos del Instituto Costarricense de Electricidad de Costa Rica (ICE)
	Roy Barrantes Jiménez	Unidad de Gestión y Evaluación de la Red Vial – PITRA. Unidad de Puentes –PITRA Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LanammeUCR)

PAÍS	ACTORES CONSULTADOS	INSTITUCIÓN
Guatemala	Eddy Sánchez Estuardo Jerez Santos París Rivera Mónica Cueto Fulgencio Garavito	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH)
	Ligia Milithza Méndez Juan José Hanser Santos Mejía Aquino Juan Manuel Gutiérrez	Unidad Ejecutora de Conservación Vial de Guatemala (COVIAL)
	Ing. Joram Gil	Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos (ERIS) de Guatemala
Honduras	Miguel Ángel Matute	Departamento de Puentes de la Dirección General de Obras Públicas de las Secretaría de Infraestructura y Servicios Públicos (INSEP)
Nicaragua	Víctor Rogelio	Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua
	Néstor Javier Lanza Miguel Blanco Chávez	Universidad Nacional de Ingeniería de Nicaragua
	Juan Carlos Valle	HIDROTEC S.A Nicaragua
	Antonio Alvarado Cuadra Elmer Antonio Bervis	Consultores privados de Nicaragua
	Pedro Martínez Jáenz Fabio Guerrero Osorio	Unidad de Gestión Ambiental del MTI de Nicaragua
	Eduardo Acuña	Asesor técnico consorcio IDOM-NCG-METEOSIM-CONDISA para el proyecto de Asistencia Técnica (Corto y Largo Plazo) de Desarrollo de Capacidad Adaptativa para el Cambio Climático en el Sector Transporte del Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua.
Panamá	Pilar López Diego Arturo Jaen	Departamento de hidrometeorología de la Empresa de Transmisión Eléctrica S.A de Panamá. (ETESA)

2.2. RESULTADOS DE LAS CONSULTAS

2.2.1. Etapa de Planificación

Como primer apunte de los resultados de la visita a los distintos países, es importante mencionar que las principales actividades de la gestión vial de los Ministerios de Transporte, se encuentra centralizada en sus oficinas centrales. No es extraño que las unidades o direcciones planificadoras, tengan limitaciones de recursos técnicos y financieros, para cubrir las necesidades básicas de inspección y consulta de los proyectos que se llevarán a cabo a futuro.

La ejecución de un proyecto vial, en el caso de una nueva obra, generalmente responde a un plan gubernamental, a una solicitud expresa de los habitantes de una comunidad o al cumplimiento de compromisos previamente adquiridos por parte de gobiernos locales o nacionales. Muchas de las actividades en las distintas instituciones van dirigidas a la restauración de obras existentes o mantenimiento rutinario y periódico de las vías.

La tendencia en el accionar, desde las unidades planificadoras de los ministerios de transporte, es iniciar con una fase de planificación de la obra vial cuyo resultado se plasma en Términos de Referencia (TDR) del proyecto. Posteriormente, los TDR son sacados a licitación para ser ejecutados por firmas consultoras. Entonces, la función de las unidades, es el seguimiento del proyecto en sus distintas fases. Cabe mencionar que en algunos casos, los Ministerios de Transporte brindan asesoría técnica en la ejecución de proyectos viales llevados a cabo por gobiernos locales (municipalidades).

Durante la fase de planificación del proyecto vial, no es común el involucramiento de otra institución u organismo. Dependiendo de la ubicación y dimensión del proyecto, puede intervenir la institución ambiental de cada país para el otorgamiento de los permisos necesarios para la puesta en marcha del proyecto. En otros casos, debido a la presencia de acueductos en el sitio de emplazamiento de la obra, puede intervenir la institución encargada del abastecimiento de agua o la de salud, en caso de una posible contaminación de un cuerpo de agua.

Los efectos del proyecto en el medio ambiente o en el entorno de la obra son ejecutado por el formulador del proyecto y evaluados, en los casos que corresponde, por la institución ambiental de cada país. Durante la fase de planificación, la información de partida en cuanto al emplazamiento son las hojas topográficas a las escalas disponibles en los ministerios y secretarías. Poco se hace referencia a bases de datos con información histórica documentada o datos como la cuenca en la que se encuentra el sitio de emplazamiento, presencia de humedales, fuentes de agua, diques, antecedentes de inundaciones, mapas de riesgo, mapas geomorfológicos, mapas geológicos, mapas de uso de suelo actualizados o planes de gestión de cuencas, localización de estaciones meteorológicas, entre otros. Estos elementos que facilitarían los estudios hidrológicos e hidráulicos en la fase de diseño. Alguna de esta información, en los casos que amerita, es solicitada en los TDR a las firmas consultoras contratadas para el diseño del proyecto.

Si existen bases de datos viales en los ministerios de transporte, se centran en la estructuras viales como tal, principalmente en puentes, y muy poco se tiene registro de la información del entorno y tampoco se cuenta, dentro de las unidades de planificación, con lineamientos estandarizados para registrar y procesar la información de campo: fichas o formularios para poder crear una base de datos.

2.2.2. Documentos técnicos de referencia

En cada país existe más de un documento de referencia para el establecimiento de criterios hidráulicos-hidrológicos en el diseño de carreteras. Es común el uso de éstos criterios con base en bibliografía estadounidense, principalmente de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y Federal Highway Administration (FHWA) para la elaboración de los Términos de Referencia (TDR) y para el seguimiento de los proyectos.

Los documentos técnicos locales, en lo referente a la parte hidrológica e hidráulica, mantienen una estructura similar en su contenido y son una adaptación de manuales extranjeros. En algunos casos, de acuerdo a los técnicos consultados, dado la antigüedad de la fecha de su publicación, es necesario revisar la validez de la información utilizada de

base. Por ejemplo, las curvas de Intensidad – Duración - Frecuencia (IDF) usadas en el cálculo de caudales de diseño por algunos métodos.

Los documentos de referencia, están indicados en la Tabla 2-2.

2.2.3. Consideraciones hidrológicas

Por lo general, se le pide al consultor contratado para la ejecución de un proyecto, que la cuenca se defina en base a la cartografía topográfica de mayor escala disponible en el país. Son pocos los casos en los que se solicita el uso de fotografías aéreas, y no se establece un criterio de escala de trabajo en función de la superficie de drenaje.

En cuanto a los datos hidrológicos e hidrométricos, se pudo identificar que es un factor importante y constituye un elemento de los estudios hidrológicos que mayor inconveniente presenta al momento de realizar estos análisis. La obtención de los datos no suele ser fácil, ya sea por la dispersión de los datos en diferentes instituciones, por el acceso restringido, por el costo económico o por la inexistencia de la información.

Esto dificulta la aplicación de algunos de los métodos más recomendados de análisis hidrológico y estimación de caudales máximos, ya que mucho se critica el uso excesivo de métodos empíricos, pero poco se busca mejorar la cobertura y accesibilidad de la información estadística requerida por los métodos más precisos. Por lo que se mantiene el círculo vicioso y al final no se sabe si se está desperdiciando recursos con diseños excesivos o aumentando la vulnerabilidad que se procura reducir con diseños insuficientes. Posiblemente, las dos cosas están ocurriendo

Las instituciones en las cuales se pueden obtener datos hidrometeorológicos en cada país de la región son:

■ COSTA RICA:

- Instituto Costarricense de Electricidad (ICE),
- Instituto Meteorológico Nacional (IMN), y la
- Universidad de Costa Rica (UCR)

■ EL SALVADOR:

- Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN)

■ GUATEMALA:

- Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH),
- Instituto Nacional de Electrificación (INDE),
- Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación (MAGA),
- Empresa Municipal de Agua (EMPAGUA)

■ HONDURAS:

- Departamento de Servicios Hidrológicos y Climáticos, dependencia de la Dirección de Recursos Hídricos de la Secretaría de Recursos Naturales,
- La Unidad de Hidrología de la Empresa Nacional de Energía Eléctrica (ENEE),

- El Servicio Meteorológico Nacional, dependencia de la Dirección de Aeronáutica Civil
- Comisión Permanente de Contingencia (COPECO)

■ NICARAGUA:

- Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER)

■ PANAMA:

- Empresa de Transmisión Eléctrica S.A (ETESA)

En lo que se refiere al tratamiento de los datos, muy poca referencia se encuentra en los documentos técnicos de cada país sobre las recomendaciones acerca del tiempo de los registros a utilizar, metodologías de relleno de datos en caso de ser incompletos, o evaluar la confiabilidad de las estimaciones.

Las metodologías presentadas están dirigidas al cálculo del caudal máximo. En todos los países es de uso común los métodos basados en la relación lluvia-escorrentía, especialmente, el método racional para el cálculo de los caudales máximos.

Existen diferencias en la limitación del uso de la fórmula racional. Esta limitación se establece en función de la superficie de drenaje en el punto de ejecución de la obra. La variación es de 1 km² hasta los 4 km². En algún caso, permiten usarla en superficies de hasta 12 km² y mayores, siempre que se compare con otro método de cálculo.

Para áreas de drenaje superiores al límite establecido por la fórmula racional, en algunos casos la metodología de análisis a utilizar queda a criterio del profesional. En otros casos se le recomienda a los consultores las disponibles en el sitio web de la FHWA. Casos excepcionales son Nicaragua, Panamá, y Honduras que presentan una guía bastante completa de la metodología a utilizar.

En los casos en que sea el profesional el que decide la metodología a utilizar, se exige una memoria de cálculo en donde justifique claramente los resultados obtenidos.

Es de hacer notar que, independientemente del método utilizado para el cálculo de caudales, cualquier coeficiente usado en el análisis, como por ejemplo, el coeficiente de escorrentía, generalmente es tomado de bibliografía o de referencias extranjeras, aunque existen casos aislados, como el de la Universidad de Costa Rica, donde se analiza la posible variación del coeficiente en función del período de retorno para el cual se estima el caudal de diseño. Por razones que están fuera del alcance de este diagnóstico, se ha observado que es escasa la investigación para determinar coeficientes locales.

2.2.4. Consideraciones hidráulicas

En cuanto a las consideraciones hidráulicas, existe bastante similitud en los criterios adoptados y en el tipo de obras implementadas en los proyectos. Esto puede deberse a que se utiliza mucha referencia estadounidense en los requerimientos (AASHTO, FHWA). Las variaciones se presentan en el criterio para definir un drenaje mayor o un drenaje menor, valores mínimos de tuberías y otros valores de referencia de los componentes de las estructuras.

2.2.5. Necesidades expresadas por los actores consultados

De acuerdo a lo expresado por los diferentes actores y a la documentación consultada durante la visita a cada uno de los Ministerios de Transporte de la región, surgen necesidades a tomar en cuenta para la realización de esta versión del manual y para futuras ediciones. Entre las necesidades más relevantes se pueden enlistar:

- El acceso desde los ministerios de transporte a datos hidrológicos, hidrométricos, mapas de uso de suelo o datos de las cuencas, que faciliten el uso de metodologías hidrológicas más desarrolladas para el cálculo del valor de caudal máximo y que permita comparar los resultados con los obtenidos a través de metodologías tradicionales.
- Desarrollo de metodologías hidrológicas e hidráulicas, así como coeficientes de escorrentía y coeficientes de rugosidad, que mejor se adapten a las condiciones naturales de la región centroamericana.
- Promover a través de SIECA la creación de una base de datos regional de carreteras, en el que se pueda incluir un historial regional, así como también de datos para facilitar estudios hidrológicos e hidráulicos.
- Fomentar la actualización periódica del manual de hidrología e hidráulica para el diseño de obras de drenaje en carreteras por medio del desarrollo de las potencialidades identificadas en cada país y el involucramiento de nuevos actores para que a través de nuevas investigaciones, nacionales o regionales, se contribuya a la unificación de criterios en el diseño de las obras.
- Incluir componentes de gestión de riesgo en la planificación de proyectos de carreteras.
- Profundizar en el estudio de los drenajes subsuperficiales de carreteras y criterios de diseño, así como metodologías para la evaluación de la socavación en las estructuras.
- Evitar con la publicación de los documentos regionales, entrar en conflicto con normativas o documentos locales de uso oficial.
- Introducir al uso de métodos estadísticos para el tratamiento de datos hidrológicos e hidrométricos, así como métodos para corroborar la validez de los resultados obtenidos.
- Siempre intentar elaborar los documentos de referencia con una visión práctica, dirigida a técnicos, en donde se incluyan nomogramas o gráficos de fácil uso.
- Tener en cuenta algunas consideraciones sobre el perfil del profesional a cargo de la realización de los estudios hidrológicos e hidráulicos.
- Incluir nociones sobre el uso de herramientas informáticas para la realización de los análisis hidrológicos e hidráulicos al momento de diseñar las estructuras de drenaje.

2.2.6. Potencialidades identificadas en la región

A pesar de la cantidad de necesidades identificadas en la región, para la mejora en la implementación de las disposiciones hidrológicas e hidráulicas en el diseño de obras de drenaje, existen capacidades instaladas que constituyen un potencial que, con una planificación regional adecuada, se pueden desarrollar y contribuir al mejoramiento de futuras ediciones del manual. A continuación se describen algunas de las potencialidades de cada país:

2.2.6.1. Costa Rica

- En Costa Rica se produce literatura local relacionada a la hidrología e hidráulica. Además de otros tópicos relacionados a carreteras. En la Escuela de Ingeniería Civil de la UCR se puede encontrar información sobre estudios hidrológicos, estimación de caudales máximos para diseño de obras hidráulicas. Todos son temas de cursos del plan de estudios de la licenciatura en ingeniería civil y de la maestría en ingeniería hidráulica. Además, son temática frecuente en trabajos finales de graduación de licenciatura y maestría. Recientemente el ICE publicó una comparación de métodos probabilísticos y empíricos para estimación de caudales máximos de obras de drenaje de cuencas pequeñas, como tesis de maestría en hidrología de la Ing. Priscilla Riggioni (2015) de la UCR.
- Cuentan con el Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales (LanammeUCR), una entidad académica de investigación adscrita a la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica. es un laboratorio especializado en la investigación aplicada, la docencia y la transferencia tecnológica en el campo de la protección de la infraestructura civil, vial y líneas vitales.
- LanammeUCR, cuenta con un Programa de Infraestructura del Transportes (PITRA) cuyo objetivo es contribuir a desarrollar y conservar la infraestructura de transportes del país con eficiencia, calidad, y seguridad; con el propósito de mejorar la calidad de vida y la competitividad de los ciudadanos.
- Dentro del Programa de Infraestructura de Transportes se ha elaborado el siguiente documento: Metodología de evaluación de la vulnerabilidad de alcantarillas por capacidad hidráulica, con ayuda de Sistemas de Información Geográfica (Vargas & Garro).
- También, las actividades de LanammeUCR abarcan las diferentes áreas de la ingeniería de transportes las cuales son abordadas de forma integral y complementaria por medio de siete unidades: Auditoría Técnica, Elaboración de Especificaciones Técnicas y Transferencia de Tecnología, Gestión y Evaluación de la Red Vial Nacional, Gestión Municipal, Materiales y Pavimentos, Puentes y Seguridad Vial y Transporte.

2.2.6.2. El Salvador

- Se ha creado la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo (DACGER) como parte del Ministerio de Obras Públicas de El Salvador, unidad especializada y totalmente centrada en la adaptación de la infraestructura pública al cambio climático, y en la gestión preventiva del riesgo. La finalidad de la unidad es elaborar estudios técnico-científicos que permitan adaptar la infraestructura social y productiva del país al cambio climático; así como diseñar y proponer obras de mitigación y medidas preventivas para reducir la vulnerabilidad y el impacto de los fenómenos extremos. (Ej.: Lineamientos Básicos de Adaptación al Cambio Climático en el Diseño de Puentes en El Salvador)
- Se cuenta con el apoyo técnico de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA) con el proyecto GENSAI, el cual consiste en el Desarrollo de Capacidades de la DACGER para el reforzamiento de la estructura pública. (Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano)

2.2.6.3. Guatemala

- En Guatemala se encuentra la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos (ERIS) que opera dentro de la facultad de ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala. Dentro de sus fines está proporcionar una educación avanzada, completando la enseñanza teórica y práctica, con actividades de investigación aplicada, de acuerdo con los avances de la ciencia y la tecnología, teniendo en cuenta las necesidades y recursos del medio centroamericano.
- Enfoca la solución de problemas concretos, originados de las necesidades del medio, haciendo énfasis en el empleo de recursos propios y tomando en cuenta las interrelaciones de los proyectos de ingeniería sanitaria y de recursos hidráulicos con los campos del desarrollo socioeconómico y del ambiente. Por lo que constituye un organismo de investigación, el cual puede hacer aportes importantes para la mejora de especificadores o normativas a futuro.

También la Dirección General de Caminos del Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda –CIV–, cuenta con la oficina denominada Asesoría Técnica de Ingeniería de Ríos –ATIR–, responsable de la planificación, administración y supervisión de los proyectos encaminados al tratamiento adecuado de los cauces de ríos que han o están ocasionando daños a la infraestructura vial a cargo del CIV. Para el efecto, viene impulsando desde el año 2006 la realización de todos los estudios necesarios (topografía, hidrología, geomorfología, geotecnia, hidráulica, etc.) para formular el “Plan de tratamiento del cauce del río”, previo a la ejecución de obras de mitigación, control y/o protección (medidas estructurales), mismas que además de proteger la infraestructura vial, también están dirigidas a restaurar el equilibrio dinámico natural de estos cuerpos de agua, de acuerdo con los planes que promueven el desarrollo y el manejo sostenible de los recursos naturales del país.

Se interpreta que aunque expofesamente las funciones, objetivos y alcances de esta oficina no indican que la concepción de los proyectos tienen una adaptación de

la infraestructura vial al cambio climático y a la gestión preventiva del riesgo, en sus conceptos actuales, los resultados en la práctica si lo demuestran.

2.2.6.4. Honduras

- Cuentan con “Manual de Diseño y Procedimientos de Construcción de Obras Hidráulicas” elaborado por el Ing. Yoshihiro Takemoto. Este documento se realizó a partir de la recopilación de importantes aspectos de la ingeniería hidráulica junto con observaciones de campo realizadas en Honduras.
- El Ing. Takemoto elaboró un segundo documento de consulta con el título “Medidas Prácticas para Prevenir Inundaciones y Daños en las Márgenes de los Ríos, Bordos Y Puentes”, el cual recolectó datos técnicos de gran importancia para la elaboración de medidas de control e importantes observaciones que resultan de las diversas giras de trabajo que le tocó realizar en el país y que sirven de guía para la mejor elaboración de los trabajos emprendidos y por emprender en el Departamento de Obras Hidráulicas.

Cabe resaltar que ambos documentos fueron hechos específicamente para Honduras después del paso del Huracán Mitch en 1998, y son frecuentemente utilizados como referencia en el Departamento de Obras Hidráulicas de la Dirección General de Obras Públicas de la Secretaría de Infraestructura y Servicios Públicos (INSEP), por lo que constituyen una buena línea base para darle continuidad en el país.

2.2.6.5. Nicaragua

- A la fecha de realización de este documento, el Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua (MTI) se encuentra realizando el proyecto de “Asistencia Técnica (Corto y Largo Plazo) Desarrollo de Capacidad Adaptativa para el Cambio Climático en el Sector Transporte” a través de un convenio de donación nórdico y ejecutado por el consorcio IDOM-NCG-METEOSIM-CONDISA.

El proyecto incluye 5 componentes que son:

- el fortalecimiento institucional,
- elaboración de escenarios climáticos futuros,
- revisión de estándares, manuales de diseño, políticas e instrumentos legales,
- estudios de pre inversión y
- proyectos pilotos.

La descripción de las componentes se puede observar en la Fig.2-1:

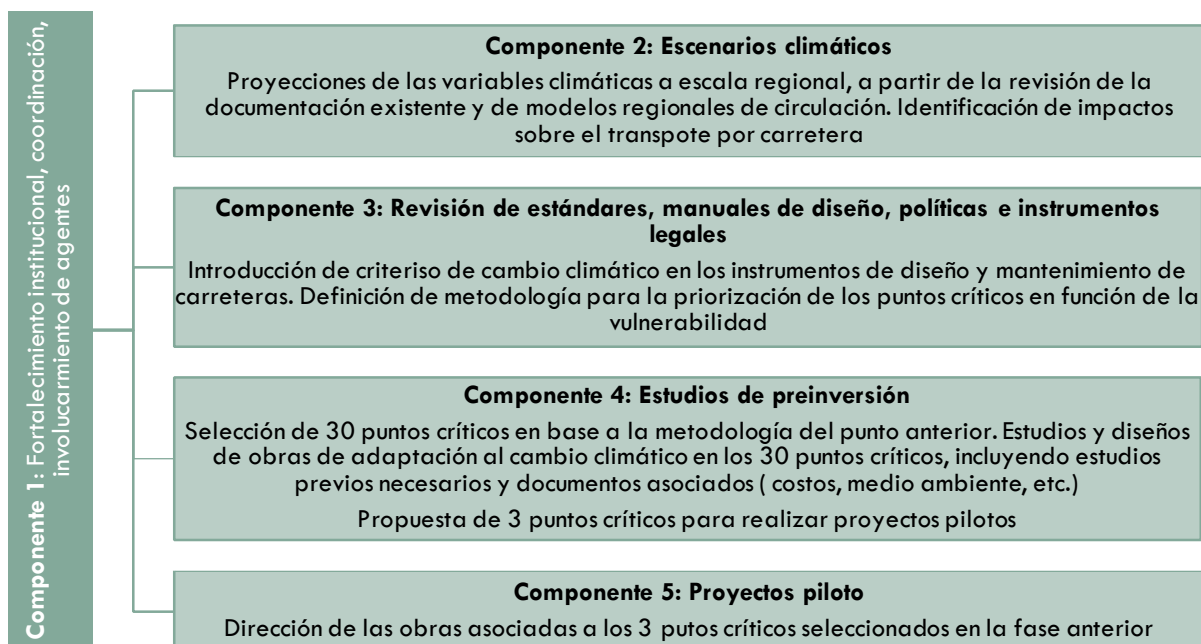


Fig. 2-1 Componentes de la “Asistencia Técnica (Corto y Largo Plazo) Desarrollo de Capacidad Adaptativa para el Cambio Climático en el Sector Transporte” [Fuente: Ing. Eduardo Acuña Birabén, Asesor Técnico del Consorcio. Noviembre de 2015]

No hace falta agregar el potencial de los resultados de esta asistencia para Nicaragua puede ser evaluada y retomada por el resto de países de la región en un futuro cercano.

2.2.6.6. Panamá

- La Empresa de Transmisión Eléctrica S.A de Panamá (ETESA), a cargo por ley de la red de instrumentación hidrológica e hidrométrica, en el año 2015 apoyó la realización del trabajo de graduación de los estudiantes Alcely Lao y Antonio Pérez, ambos de la Universidad Tecnológica de Panamá, titulado “Generación de Relaciones de Intensidad - Duración - Frecuencia para Cuencas en la República de Panamá”, en el cual se realizó la actualización de las curvas IDF. Con este trabajo se creó una herramienta reformada que aporta un mejor desarrollo de proyectos hidrológicos de Panamá.
- Existe una iniciativa por parte de ETESA en poner a disposición a los diferentes usuarios, los datos hidrológicos e hidrométricos de sus diferentes estaciones a través de su sitio web. Aunque no está definida la fecha de implementación de esta medida, puede representar un gran avance tanto para planificadores de proyectos viales como para ejecutores de los mismos.
- ETESA, a través de su departamento de hidrometeorología, está realizando las primeras modelizaciones para estimar escenarios climáticos a futuro. A octubre de 2015, están en proceso de validar 40 años, desde 1969 hasta 2009, para luego poder proyectarse a futuro. El resultado de este trabajo podría abonar al desarrollo de un mejor análisis hidrológico en el futuro.



FELIZ VIAJE
LE DESEA
LA REPUBLICA DE EL SALVADOR

BIENVENIDOS
A
LA REPUBLICA DE GUATEMALA

APARTADO III

PLANIFICACIÓN

PLANIFICACIÓN

3.1. CONSIDERACIONES GENERALES EN LA ETAPA DE PLANIFICACIÓN Y UBICACIÓN DE LOS PROYECTOS VIALES

Varias actividades deben llevarse a cabo en la etapa de planificación de los proyectos viales. Entre las primeras y más importantes está la coordinación entre las diferentes unidades técnicas de la institución y la de planificación, así como con otras instituciones u organismos involucrados en el proyecto. Esta actividad implica:

- La identificación de los permisos necesarios para la ejecución de los trabajos y establecimiento de contacto con las instituciones que los otorgan. Las buenas relaciones entre instituciones facilita el despeje de dudas antes de realizar cualquier trámite.
- El intercambio de información, identifica la existencia de otros planes a ejecutarse en la cuenca en la que se desarrollará la obra, lo cual evitaría traslape de proyectos en puntos similares.

Otras actividades incluyen la identificación de posibles problemas en la etapa de diseño, posiblemente ocasionados por la presencia de áreas de inundación, presencia de humedales, redes de abastecimiento de agua, redes de drenaje u otras estructuras y áreas ambientales sensibles.

Además, es recomendable proveer información a los habitantes de la zona acerca de las obras que se pretenden realizar y los beneficios esperados, así se evita la generación de rumores que puedan originar malos entendidos y hasta oposición a la implementación del proyecto. Tener en cuenta, además, que los habitantes de las poblaciones cercanas a la zona del proyecto son una buena fuente de información sobre los eventos naturales sucedidos en la zona.

La Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASTHO) sugiere que en la etapa de planificación se debe tener en cuenta la elaboración de inventarios, la preparación de modelos matemáticos, la previsión del crecimiento económico y demográfico en la zona del proyecto, el desarrollo y evaluación de alternativas de transporte, la asesoría para la elección de la mejor alternativa y la vigilancia y reevaluación del proceso de planificación, como una función continua.

En lo que respecta a la parte hidráulica, en esta etapa será necesario realizar el inventario de cuencas, humedales, redes de abastecimiento, redes de drenaje existentes, diques o presas, puentes y eventos históricos relacionados al flujo de agua. Este inventario, junto con otros factores, ayudará en la elaboración de estudios hidráulicos durante la etapa de diseño.

También de acuerdo a AASTHO, entre la etapa de planificación y la de diseño existe una etapa intermedia que suele mezclarse entre las dos, en la cual se define la ubicación de la carretera con el objetivo de satisfacer tanto los objetivos generales del sistema de transporte como las necesidades locales de los alrededores de la zona.

De manera general, ya que dependerá de las condiciones de cada proyecto, los pasos recomendados a seguir en la realización de estudios para determinar la localización de las carreteras son:

- Determinar de manera preliminar los requisitos de la carretera: el tipo de carretera, entre otras características.
- Seleccionar corredores o rutas a seguir e identificar las principales alternativas.
- Examinar los informes de planificación y elaborar encuestas preliminares para recopilar información sobre la densidad de la población y la tasa de crecimiento, el desarrollo del uso de la tierra, patrones de circulación y tendencias, condiciones económicas, sociales y ambientales que deben ser consideradas en la selección de la ubicación de las alternativas viales.
- Preparar el plan y perfil preliminar para cada alternativa de ruta tal que, puedan estimarse los costos y determinar la viabilidad de la construcción de cada alternativa.
- De las alternativas evaluadas, verificar cuáles son factibles de ejecución para realizar mayor estudio y desarrollo del perfil.
- Realizar los estudios más completos sobre las alternativas seleccionadas en el paso anterior.
- Preparar el informe final acerca de la mejor alternativa de ubicación de la vía, que incluya ventajas y desventajas sobre las otras opciones, como una ayuda para la toma de decisiones.
- Seleccionada la alternativa más viable, ésta pasa a la etapa de diseño.

La participación del especialista hidráulico durante esta etapa intermedia, debe garantizar la debida inclusión de los muchos elementos que afectan o son afectados por la estructura de drenaje.

En los proyectos que involucren obras de drenaje, hay que considerar aspectos legales contemplados en la legislación de cada país. Es necesario conocer la responsabilidad que implica los daños provocados por inundaciones; otro aspecto que se debe considerar es el impacto ambiental por la construcción del drenaje y de la obra en sí.

Por lo anterior, en la etapa de planificación y ubicación del proyecto, es importante tener en cuenta que el curso de las corrientes de agua se desarrolla en tres zonas o partes principales (tramos del río), de acuerdo con su capacidad erosiva y de transporte de sedimentos: la de fuerte pendiente (o de montaña) –o curso superior-, la de media pendiente (o pie de monte o falda de montaña) –o curso medio- y la de poca pendiente (o planicie de inundación) –o curso bajo o inferior-. Por consiguiente, una carretera puede estar emplazada en cualquiera de las tres zonas o partes principales y las características del flujo que cruza la carretera deben ser consideradas para determinar las posibles modificaciones sobre el patrón de drenaje. Si de estas consideraciones resulta que se requiere hacer grandes cambios a la estructura, deben desarrollarse estudios más amplios y detallados, sin importar que el proyecto se encuentre en una etapa temprana.

Por otra parte, algunos problemas pueden surgir en la etapa de diseño debido a posibles efectos que fueron subestimados en la etapa de planificación. Esto se debe a que muchas veces en las etapas iniciales no se cuenta con información de campo o información de detalle. Por consiguiente, cualquier recomendación resultante de las etapas iniciales no

debe aceptarse como solución final, así como tampoco ningún compromiso vinculante debe ser adquirido.

Si, deberán tenerse en cuenta, posibles problemas que puedan tenerse durante la construcción de las obras; así como el uso de estructuras temporales. Ejemplo de algunos problemas en la etapa de construcción son:

- La ocurrencia de erosión y sedimentación. Las medidas adecuadas para su control deben ser consideradas previamente.
- Las variaciones del clima durante el año, lo que implica la necesidad de construir ciertos elementos de la estructura previa a una época de lluvias, que puedan evitar inundaciones en la zona.

Por último, los efectos de la construcción de la carretera en el medio ambiente deben tenerse en cuenta en la etapa de planificación. Esto incluye, efectos en la calidad del agua, en la fauna acuática, en el paisaje, entre otros. Esta información generalmente se encuentra incluida en el Estudio de Impacto Ambiental que acompaña a cada proyecto.

3.2. CONSIDERACIONES DEL SITIO DE UBICACIÓN DEL PROYECTO O ANÁLISIS DE SITIO

3.2.1. Geomorfología fluvial

Durante el diseño de las obras de drenaje en una carretera es necesario estudiar el cauce del río, cómo se forma, cómo se comporta ante los cambios naturales o acciones antrópicas, y cómo se comportan sin influencias externas. En este sentido, es la geomorfología fluvial, rama especializada de la geomorfología, la que se encarga del estudio de los accidentes geográficos, formas y relieves ocasionados por la acción de los ríos sobre la superficie terrestre. Por su campo de estudio, esta rama suele vincularse con la hidrografía.

El régimen hidrológico de los ríos viene determinado por las características de la cuenca y de las precipitaciones (Martín Vide, 2002). En climas tropicales, como el de la región centroamericana, es notable una marcada estacionalidad del régimen hidrológico, habiendo periodos de aguas altas y otros de aguas bajas, si existe una descarga de aguas subterráneas suficiente, o pueden secarse. A partir de lo anterior, surge una clasificación básica de los ríos, denominando perennes a aquellos que mantienen un caudal permanente y efímero, a aquellos que llevan agua en episodios de fuertes precipitaciones.

También, se conocen como ríos aluviales, a aquellos que discurren sobre materiales sedimentarios, generalmente granular, suelto y depositado por el mismo río. Este tipo de materiales pueden tener una gran extensión horizontal, adyacente a los ríos, que forman llanuras de inundación sujetas a periodos ocasionales. Estas llanuras tienen una naturaleza cambiante por lo que deben ser examinadas con atención para determinar la manera en que pueden afectar o no el cruce de una carretera, ya que es frecuente en la región que muchas de las actividades se desarrollen en este tipo de terrenos.

Por otro lado, los ríos en lecho rocoso suelen estar encajados entre valles y por lo general son de naturaleza más estable, aunque siempre deben ser examinados.

De acuerdo a AASHTO, una clasificación normalmente utilizada por ingenieros y planificadores de carreteras, es de acuerdo a la geometría en planta que adopta el cauce.

3.2.1.1. Cauce trenzado o con anastomosis

Un cauce trenzado es muy ancho y consta de múltiples e interconectados cauces menores que forman islas. Los sistemas trenzados reflejan la relación dinámica entre el transporte de sedimentos, la naturaleza de los materiales en la llanura de inundación, y las variaciones estacionales en la descarga de la corriente de agua. Causan graves problemas debido a su naturaleza inestable, los rápidos cambios de alineación, la degradación y la agradación, y grandes cantidades de sedimentos transportados y depositados. Este tipo de sistemas deben evitarse siempre que sea posible; lo recomendable es examinar otras alternativas de ubicación cuando sea posible.

Si un cruce sobre un cauce trenzado no puede evitarse, hay ciertas medidas de diseño que deben ser consideradas. Estas incluyen: tender un puente sobre todo el ancho, estabilizar el terreno alrededor de las pilas del puente e implementar medidas para evitar la socavación.

Es importante minimizar cualquier efecto generado por la capacidad de transporte de sedimentos de la corriente. Esto podría causar potenciales cambios en el cauce del río de aguas arriba o aguas abajo de la carretera. Fig. 3-1.

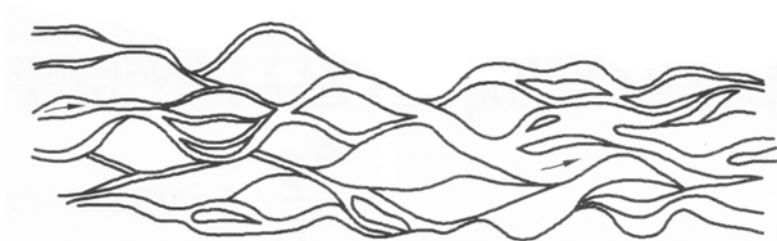


Fig. 3-1 Patrón de cauce trenzado en río (Martín Vide, 2002)

3.2.1.2. Cauces rectos

Un segundo grupo son las corrientes de agua en cauces rectos, que en la realidad, los arroyos o corrientes de agua no son realmente rectos; incluso si las riberas son paralelas entre sí, el flujo, en su trayectoria en la parte más profunda, por lo general oscila de un lado del cauce al otro.

Tramos rectos naturales de cauces aluviales son a menudo sólo una condición temporal o un estado transitorio hasta el momento en que un meandro se forma en la zona. Las fotografías aéreas, los mapas o una investigación de campo pueden revelar antiguos cauces y proporcionar un indicador de las direcciones futuras de movimiento. Incluso, los cauces artificiales, a menudo diseñados y contruidos de manera recta, pueden ser inestables. A menos que contengan estructuras para reducir la velocidad del agua, éstos tendrán gradientes más pronunciados que causan velocidades de flujo más altas que a menudo aumentan la degradación aguas arriba y la agradación, aguas abajo. Fig. 3-2.

Dos situaciones pueden presentarse:

- En primer lugar, si la carretera cruza un segmento recto, se debe prestar atención a la estabilidad de éste.
- Si un cauce tiene que ser modificado para convertirlo en un tramo recto con el fin de acomodar mejor la carretera, los efectos de esta modificación deben evaluarse tanto aguas arriba como aguas abajo.



Fig. 3-2 Patrón de cauce recto en río. (Adaptado de AASHTO, 2006)

3.2.1.3. Cauces sinuosos o con meandros

Por último, los cauces sinuosos o con meandros, cuya descripción más común es que forma una trayectoria en forma de S con sinuosidad muy pronunciada. Surgen sobre todo en llanuras aluviales con pendientes muy suaves. Y su origen se debe a que en la sección del cauce donde la velocidad del agua es mayor, la erosión aumenta debido a la fuerza centrífuga, el agua excava la orilla y crea una forma cóncava. Mientras que en el lado opuesto, donde la velocidad del flujo es menor, crece la deposición de sedimentos y la pared se vuelve convexa.

Los proyectos de carreteras ubicados cerca de una corriente de meandros, generalmente requieren protección de las orillas para controlar la erosión lateral. Sin embargo, esto implica en algunos casos la canalización del cauce en forma rectilínea dando como resultado los problemas descritos en los canales de agua rectos. Incluso si estos pueden ser tratados, todavía existe la posibilidad de que un meandro pueda moverse desde la zona protegida hacia una dirección inesperada y eludir el blindaje del canal del río.

En la planificación o la localización de un proyecto de carretera o un puente dentro de una corriente de meandros, estos posibles cambios del canal del río deben ser considerados y los efectos sobre las obras deben ser evaluados. Cualquier otro trabajo junto con la estabilización del canal del río, debe ser realizado hasta una distancia más allá de la cual el meandro no pueda continuar. Esto debe hacerse tanto aguas arriba como aguas abajo del proyecto.

Finalmente se hace necesario establecer la importancia del estudio del patrón de drenaje que domina el cauce del río y el impacto de la carretera sobre el mismo. Por lo anterior, el diseño no debe alterar dicho patrón, cuando la carretera lo atraviesa. Fig. 3-3.

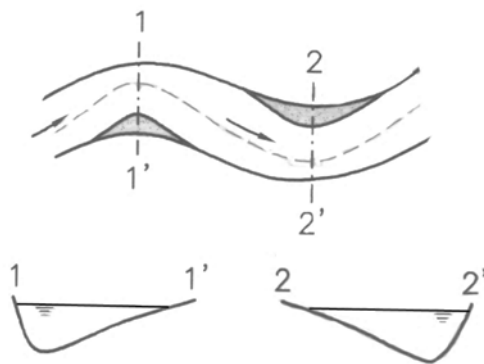


Fig. 3-3 Patrón de cauce sinuoso en río (Martín Vide, 2002)

3.2.2. Alineación de la carretera

El alineamiento horizontal de una carretera determina dónde se producirán los cruces con cursos de agua. Dos aspectos de la alineación propuesta deben ser considerados:

- En primer lugar, cómo los arroyos o sistemas de drenaje de aguas pluviales puede afectar a la calzada y,
- Segundo, cómo la carretera puede afectar a las características de flujo de tales corrientes o sistemas.

Pequeños cambios en la alineación de la carretera a veces pueden alterar las características del flujo. Los cambios que se puedan hacer en la alineación horizontal, dependerán de si el proyecto es una mejora de una carretera existente o la construcción de una nueva. Sin embargo, será necesario revisar el alineamiento para identificar sitios donde los taludes deben ser protegidos contra la erosión, las protecciones de las obras de drenaje y la situación de los meandros, en caso de su presencia, o cualquier otro factor que pongan en peligro las estructuras.

En el caso de un nuevo proyecto de carretera, éste permite incluir consideraciones hidráulicas desde el inicio para determinar el alineamiento de ésta. Cambios pueden ser recomendados para ubicar la carretera lejos de un arroyo o situar un puente en un canal de río más estable. Estas recomendaciones deben hacerse temprano en el desarrollo de un proyecto para evitar retrasos durante la etapa de diseño, o previo a la adquisición del derecho de vía; luego del cual la alineación horizontal será difícil de cambiar.

También el alineamiento vertical debe ser considerado para verificar la influencia sobre las obras de drenaje. Generalmente éste es más factible a alterar y puede ser modificado en etapas posteriores del proyecto.

La alineación vertical o perfil de la carretera, junto con la apertura hidráulica, determina cuándo y dónde la carretera será desbordada por una corriente de agua. Al modificar la alineación, ya sea elevándolo o bajándolo, la frecuencia de desbordamiento puede ser aumentada o disminuida. No sólo el perfil afecta a la frecuencia de desbordamiento, sino que también determina el nivel de inundación aguas arriba de la zona vulnerable identificada de la carretera.

Puede suceder que algunas carreteras actúen como interceptores del flujo por lo que puede requerirse que la escorrentía superficial aguas arriba se acomode en desagües

pluviales o canales de desviación. Áreas planas pueden interceptar los flujos superficiales aunque requieren tratamientos especiales de drenaje. Estos problemas serán de especial preocupación con grandes autopistas urbanas y merecen una evaluación cuidadosa para ubicar las obras.

En los ríos en los que existe la navegación, los buques de navegación pueden llegar a ser el factor que controla la alineación vertical. Por lo que especial cuidado deberá tenerse con la presencia de curvas verticales en los cruces de estos cursos.

3.2.3. Otros factores a considerar

Es importante revisar la ubicación de la carretera cuando cruza un arroyo o curso de agua, por diversas razones, entre ellas:

- No es lo mismo ubicar la carretera en el cruce cerca de la confluencia de dos corrientes en comparación a cuando el flujo es único.
- Remansos altos, en la medida de lo posible, no deben ser tolerados en ninguna zona.
- Las zonas con influencia de mareas presentan una lista completamente diferente de consideraciones hidráulicas.
- La ubicación del cruce determinará el tipo de estructura de drenaje a construir. Y si la estructura es un puente o una alcantarilla puede haber una diferencia en el análisis hidráulico.

Algunas consideraciones a tener en cuenta para la ubicación de las obras de drenaje en carreteras, son:

a) Características físicas del sitio

Una carretera que cruza cerca de la confluencia de varios ríos o arroyos presentará un conjunto diferente de consideraciones que cuando cruce una zona con impacto de la marea. En primer lugar, un cruce de carretera cerca de una zona de confluencia de ríos debe ser evitado ya que el diseño hidrológico debe considerar varias combinaciones de eventos hidrológicos y sus efectos en la cuenca. Además, picos de caudal pueden ocurrir simultáneamente en la confluencia de los ríos y hacer la corriente menos estable, especialmente en cuencas pequeñas. Lo que implicaría que el alineamiento de la estructura de drenaje deba ser cuidadosamente analizado.

En el caso de la presencia de mareas, consideraciones especiales deben hacerse en el diseño; teniendo en cuenta los cambios en el nivel del agua debido a éstas; así como debido a movimientos tectónicos de la corteza terrestre, tsunamis, tormentas, apilamiento o retiro de agua por viento que sopla hacia o desde la costa, calentamiento del agua por fenómenos como El Niño y por calentamiento global.

También, las zonas de marisma o ecosistemas húmedos son área ambientalmente sensibles debido a la diversidad biológica existente. En caso de desarrollarse un proyecto de carretera en estas áreas, tener en cuenta que el flujo no debe alterado o, peor aún, restringido. Estos posibles problemas deben ser identificados en la etapa de planeación.

b) Uso de suelo

El uso que se le da al suelo próximo a los cursos de agua debe ser considerado en la etapa de planificación.

En zonas rurales, la construcción de una obra de drenaje en un cruce de la carretera puede afectar a una propiedad privada, tanto aguas arriba como aguas abajo. Aguas arriba, debe considerarse los efectos de remanso y el aumento del nivel del agua durante una inundación ya que podría afectar el uso presente y futuro de la tierra. Incluso ocasiona pérdidas en cultivos presentes.

Aguas abajo, se tiene que tener en cuenta el posible incremento de la velocidad del flujo que pasa por la estructura de drenaje. El aumento de la velocidad acrecienta la posibilidad de ocurrencia de socavación local y aguas abajo una agradación del lecho del río. Los efectos aguas abajo de la estructura son más difíciles de cuantificar.

En áreas urbanas, las consecuencias de incrementar las velocidades del flujo o el aumento del nivel durante una inundación son más importantes de considerar, ya que los daños en las estructuras instaladas pueden ser mayores, afectando el funcionamiento de la ciudad en incluso atentar contra la vida de las personas. Será importante en estas zonas, contar con una normativa que regule los límites sobre los cambios que pueden ser hechos en las características del flujo o en la cuenca.

c) Tipo de estructura

La ubicación de un cruce de río o corriente de agua también limita el tipo de estructura que puede ser utilizada. Dependiendo del sitio, algunas alternativas en cuanto a forma y tipos de estructuras pueden ser recomendadas. Aunque habrá que recordar que en este tipo de decisión también entran otros factores, como ambientales, constructivos y de mantenimiento, y principalmente, económicos.

3.3. DATOS DE PARTIDA

En la etapa de planificación, la recolección de datos debe ser lo más completa posible y así evitar el desperdicio de recursos debido a la repetición de inspecciones a la zona. Se debe tener en cuenta la información sobre la ubicación del terreno y magnitud de la obra a construir; por lo que será importante el trabajo previo en oficina y la coordinación con todos los actores involucrados para llevar a cabo esta actividad de la mejor manera.

En lo que respecta a la parte hidráulica e hidrológica, el tipo de información a requerir será la siguiente:

3.3.1. Información topográfica

Es importante recolectar información topográfica en aquellos sitios donde se requiere análisis hidráulico. Este tipo de información es útil para analizar las condiciones del flujo en condiciones naturales y los posibles cambios que se puedan generar por la implementación de las obras de drenaje. También, para identificar estructuras de importancia en la zona

circundantes, zonas residenciales, escuelas, centros comerciales, otras carreteras o puentes que puedan ser afectados por la nueva estructura.

Por lo general, información topográfica reciente es difícil de obtener en las fases iniciales del proyecto; será necesario utilizar hojas cartográficas, fotografías aéreas, modelos de elevación digital o documentos de otras carreteras construidas en la zona. Con la información recopilada, se tendrá una idea de la información que será necesario actualizar durante la fase de diseño.

3.3.2. Características del cauce del río

Para realizar un análisis hidráulico detallado, es necesario contar con información sobre el perfil de flujo, la alineación horizontal del canal y las secciones transversales de éste. Es común que no se disponga de este tipo de información en las fases de planificación del proyecto. Por lo que los análisis preliminares pueden hacerse con base en mapas topográficos, fotografías aéreas u otros documentos o reportes existentes realizados en el cauce del río.

Además, un método que puede ser muy útil es la toma de fotografías (locales y aéreas) para documentar las condiciones existentes. Este método ayuda a identificar los componentes del canal, el material predominante, el tipo de vegetación y la presencia de material de arrastre. Las fotografías deben ser tomadas tanto aguas arriba como aguas abajo, del emplazamiento de la estructura de drenaje.

Durante esta fase del proyecto se determinarán los estudios de campo requeridos para la fase de diseño. Además, se definirán los límites de estudio aguas arriba y aguas abajo del sitio donde se realizará el proyecto, el número de secciones transversales requeridas y la distancia entre ellas. El número de secciones transversales requeridas puede variar a partir de las condiciones particulares del canal de río y los requerimientos del proyecto.

3.3.3. Datos hidrológicos

Además de las características físicas de la zona y del cauce del río, en la etapa de planificación, también es necesario recolectar datos de magnitud y frecuencia de los procesos que contribuyen a la inundación de la zona de estudio. Los datos pueden incluir características climatológicas, características de la cuenca, escorrentía superficial, datos hidrométricos, marcas de agua y comportamiento de estructuras existentes durante eventos pasados. Es importante que el especialista en hidrología realice entrevistas a los pobladores del lugar, a efecto de conocer datos históricos del comportamiento del río.

a) Características de la cuenca

Se necesitan las características fisiográficas de la cuenca, subcuenca o microcuenca en estudio, para pronosticar los flujos de inundación. Muchas de estas características se pueden determinar a partir de los estudios de oficina, aunque algunas pueden requerir una inspección de campo. El tamaño y la configuración de las cuencas hidrográficas, la geometría de la red de ríos, los volúmenes de almacenamiento de estanques, lagos, embalses y llanuras de inundación, y la geología en general y de los suelos de la cuenca se pueden encontrar a partir de mapas. El uso de la tierra y la cubierta vegetal pueden

aparecer en los mapas y fotos aéreas; aunque habrá que tener cuidado con el cambio de uso del suelo, por lo que lo más recomendable será inspeccionar la zona y realizar encuestas.

Con estas características, los tiempos de escorrentía, los valores de infiltración, los valores de almacenamiento, y los coeficientes de escorrentía pueden ser estimados para su uso en el cálculo de magnitudes de inundaciones.

b) Precipitación

Otro tipo de información hidrológica necesaria, son los registros de precipitación de las estaciones pluviométricas en el entorno del sitio de estudio. Aunque no se descarta el uso de los registros de lluvia de estaciones ubicadas fuera de la cuenca. Deberán emplearse la mayor cantidad de datos disponibles y se deberá determinar la confiabilidad de los resultados obtenidos.

También se pueden utilizar mapas de intensidad de la lluvia y resúmenes climáticos para diferentes regiones del país, en caso se encuentren disponibles.

c) Datos de inundaciones previas

En los sitios donde se encuentren disponibles, la colección de datos relacionada a inundaciones debe ser obtenida. Estos datos incluyen a los registros de instrumentos de medición en el río e incluso notas periodísticas de eventos pasados. Durante la inspección de campo, será importante realizar entrevistas a los habitantes de la zona, visitar organismos u oficinas locales que posean fotos de eventos pasados, identificar las marcas de agua en estructuras o en el terreno para asociarlas con la ocurrencia de los eventos hidrológicos. Importante mencionar que la presencia de pequeños debris en el terreno, también pueden constituir una marca de agua, la cual debe ser registrada.

Por último, tener en cuenta que, el tamaño, la ubicación y el estado de los puentes y alcantarillas existentes sobre el arroyo en estudio puede ser un valioso indicador al seleccionar el tamaño de una nueva estructura.

3.4. GESTIÓN DE RIESGO EN LA PLANIFICACIÓN DE INFRAESTRUCTURA VIAL

Consideraciones hidrológicas e hidráulicas y la incorporación de una perspectiva de reducción del riesgo de desastres naturales deben ser consideradas en las fase de planificación de los proyectos de carreteras, teniendo siempre presente que la infraestructura vial deben planificarse de manera tal que grandes cambios no deben ser requeridos una vez construidas las obras.

Centroamérica, siendo una región en desarrollo y a la vez vulnerable ante los fenómenos naturales cada vez más recurrentes, tiene poco margen de equivocación para invertir sus recursos destinados a la infraestructura pública. De ahí que la etapa de planificación de proyectos es de vital importancia y es donde deben evaluarse los posibles efectos de la construcción de las infraestructuras en las condiciones actuales del entorno.

El objetivo de este subapartado es proporcionar una guía introductoria de lineamientos generales a tener en cuenta en la incorporación de una visión de reducción del riesgo de desastres ante la ocurrencia de amenazas naturales. Serán los ministerios de transporte u gobiernos locales interesados de la ejecución de las obras viales, los responsables de exigir la incorporación de dicha visión en el ciclo de vida del proyecto.

Actualmente, en la región se está utilizando e incorporando este componente en los proyectos viales; derivado de la implementación de políticas gubernamentales en los diferentes países. Sin embargo, aún carece de fortaleza, probablemente debido a una falta de financiamiento suficiente para la gestión de riesgos en los diferentes países, la falta o desconocimiento de la información necesaria y disponible para su evaluación, la deficiente comunicación entre las instituciones técnico-científicas que evalúan y producen información sobre amenazas naturales y vulnerabilidades con los ministerios de transporte, lo cual obliga a generar información nueva o procesada de otras fuentes para cumplir con este análisis.

Una vez visualizada la solución vial con su respectivo alcance a los problemas identificados en una región, junto con la posterior elaboración del perfil de proyecto, la pre-factibilidad constituirá la etapa, en el ciclo de vida del proyecto, en la cual se desarrollan los diseños preliminares que conlleva a las diferentes alternativas técnicas que pueden resolver las necesidades identificadas, así como los requerimientos técnicos de cada alternativa. Posteriormente, vendrá la etapa de factibilidad donde, dada la alternativa técnica seleccionada con sus respectivos requerimientos, se estimarán los resultados técnicos, financieros, económicos y sociales de la inversión y determinará el fin de la formulación del proyecto (Yépez, 2011).

Es en estas primeras etapas, en donde se define la necesidad de realizar un análisis de riesgo y sus alcances, lo que implica, en el caso de realizarse el proyecto, definir la ubicación y el área de influencia de la estructura, identificar las amenazas a las que está expuesta y priorizar aquellas que serán analizadas de acuerdo a criterios técnicos.

En principio, no es necesario realizar estudios a detalle de la zona de emplazamiento de la obra durante estas etapas. El alcance de estos estudios estará condicionado por:

- La importancia de la obra y el impacto en el entorno en caso de que ésta se vea afectada.
- El costo económico de realizar dichos estudios.
- La disponibilidad de la información de partida y personal técnico capacitado.
- El tipo de amenaza natural que puede afectar a la zona de emplazamiento del proyecto.

El término “natural” excluye aquellas amenazas causadas por el hombre, pero es necesario tener en cuenta que nuestras propias actividades e intromisión en los procesos naturales nos hacen cada vez más vulnerables, es por ello que al momento de la planeación de una obra vial, es necesario tener en cuenta la responsabilidad en caso de afectar un curso de agua natural o provocar inundaciones u otras posibles afectaciones en los que se puede incurrir, como remansos producidos por flujo restringido debido a la construcción de bóvedas o puentes, cambios en la velocidad del curso de agua que puedan afectar a otras zonas

aguas abajo, aumento o disminución de caudales, degradación de la calidad del agua o alteración del flujo subsuperficial.

La elaboración de un estudio de riesgo involucra diferentes actores, como empresas consultoras, instituciones académicas o técnico-científicas, comités de emergencia u otros ministerios en coordinación permanente con la institución que encomienda el análisis, la cual validará los resultados y tomará decisiones con base a éstos.

3.5. ANÁLISIS DE RIESGO

El análisis de riesgo inicia con la definición de los objetivos de éste y, además, de los indicadores de desempeño de la estructura; esto lo realiza la institución planificadora del proyecto. La información de partida para definir estos factores, resulta de la revisión de las normativas o códigos de diseño o consideraciones sobre el comportamiento de la estructura ante las amenazas. El cumplimiento de cualquier normativa o código implícitamente representa un nivel de desempeño base.

En el caso de carecer de normativas para definir los objetivos o indicadores de desempeño, las aportaciones de grupos de profesionales y expertos junto con la adopción de normativas o documentos de otros países resultan en una buena opción a considerar para realizar esta definición.

3.5.1. Identificación de las amenazas en la fase de planificación

Una vez definidos los objetivos del análisis y los indicadores de desempeño, se debe de analizar si la estructura será afectada por una o más amenazas naturales durante su vida útil. Para ello, será necesaria la recopilación de información existente que esté relacionada con los siguientes tópicos:

- Historial de eventos naturales en el área donde se pretende realizar la obra o en el área de influencia.
- Informes técnicos, notas periodísticas u otro material relacionado con desastres, daños registrados en la zona o en la infraestructura existente y rehabilitaciones o reparaciones realizadas. También, los estudios de impacto socio-económico posterior a los desastres constituyen una buena referencia.
- Evaluaciones de vulnerabilidades y amenazas realizadas previamente en el entorno del proyecto, realizados por instituciones técnico-científicas, organismos internacionales u organismos no gubernamentales.
- Mapas de riesgo o evaluaciones de riesgo realizadas previamente en la zona. Se incluyen en este punto los mapas topográficos, las fotografías aéreas y/o las imágenes satelitales multitemporales, así como mapas de peligrosidad.
- Otros documentos que permitan tener una visión global de las características de la zona, como informes de lecciones aprendidas y reportes elaborados por organismos o comités de atención de emergencias, por mencionar algunos.
- Entrevistas con los habitantes próximos a la zona del proyecto u asociaciones comunales.

Es importante, que en esta etapa se trabaje solamente con información disponible, que por lo general, se encuentra dispersa en diferentes instituciones. En el apartado 7 de este

documento se hace referencia a algunas instituciones públicas que pueden guiar en la búsqueda de este tipo de información en la región.

Una vez recopilada la información, será necesario caracterizar la amenaza. Una forma de realizar este proceso es a través de la identificación de los parámetros representativos. Algunos de ellos se ilustran en la Tabla 3-1:

Tabla 3-1 Parámetros representativos para la caracterización de amenazas (UNASUR, 2014)

AMENAZA	PARÁMETROS DE CARACTERIZACIÓN
Sismicidad	<ul style="list-style-type: none"> • Magnitud Richter (Ms) • Momento Sísmico (Mw) • Aceleración del suelo (g) • Intensidad, definida por la escala de Mercalli Modificada (MM)
Movimiento de masa	<ul style="list-style-type: none"> • Pendiente de los taludes • Volumen del material • Velocidad de reptación
Tsunami	<ul style="list-style-type: none"> • Altura máxima de inundación • Tiempo de arribo a la costa • Dirección de propagación de la onda • Área afectada • Período de retorno • Grado del tsunami
Viento	<ul style="list-style-type: none"> • Velocidad sostenida del viento • En el caso de huracanes, magnitud, de acuerdo a la escala de Saffir-Simpson.
Inundaciones	<ul style="list-style-type: none"> • Caudal • Profundidad /altura de agua • Velocidad del agua • Duración de la inundación • Superficie inundada • Precipitación acumulada • Periodo de retorno
Vulcanismo	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo de volcán • Frecuencia de ocurrencia de la erupción • Zonas expuestas a flujo de lava, lahares, piroclastos, cenizas • Duración del proceso eruptivo

Es importante tener presente que la inexistencia de información no implica la ausencia de una amenaza, y por consiguiente, del riesgo.

También, puede suceder que la escala o resolución de la información no es la adecuada para el proyecto que se pretende realizar, sin embargo, lo importante es tener una visión general sobre las características de la zona en cual se pretende realizar el proyecto.

3.5.2. Identificación de las vulnerabilidades de las estructuras ante las amenazas detectadas

Una infraestructura está compuesta por diferentes componentes. En el caso de las carreteras, al ser obras que se extienden a lo largo del territorio, mayor atención en su análisis será necesaria ya que sus componentes pueden estar sujetos a amenazas diferentes.

Además, puede que existan limitantes técnicas y/o financieras para realizar el análisis de riesgo en toda la infraestructura. Por lo que, una priorización de los componentes a analizar debe realizarse de acuerdo a su importancia relativa y al grado de exposición con respecto a la amenaza. Los componentes críticos o vitales para el funcionamiento de la estructura formarán parte del estudio de riesgo.

Preliminarmente, deberá examinarse las posibles afectaciones provocadas por cada amenaza de manera independiente sobre la estructura o el componente seleccionado y cuestionarse si ésta es capaz de resistirla. También, establecer el nivel y el tipo de amenaza para la cual la obra no presentará ningún daño o algún daño técnico y económicamente reparable, sin llegar al colapso, y qué medidas de protección se deben implementar.

En el caso de obras existentes, la información útil para esta caracterización pueden ser las memorias de cálculo, los criterios de diseño y construcción, planos generales de localización y de detalles constructivos de la obra, memorias o reportes del funcionamiento de la obra e informes de mantenimiento y daños. Además de inspección o reconocimientos de campo para conocer el estado de la infraestructura y su funcionamiento, validar información de planos o especificaciones técnicas o complementar información faltante.

En el caso de obras nuevas, una alternativa es recopilar información sobre experiencias en el funcionamiento de componentes similares en otras estructuras frente a ciertas amenazas. Al final, aquellos componentes considerados como de gran importancia que se ubican en zonas de peligro formarán parte del estudio de riesgo.

3.5.3. Tipos de análisis de riesgo

Luego de caracterizar las amenazas y los componentes de la obra, es preciso definir los alcances y el tipo de análisis de riesgo a realizar. En aquellos elementos que se definan como de gran importancia debido al impacto en el entorno si fueran afectados, habrá que considerar la elaboración de estudios de detalle para definir el riesgo al que están sometidos. La referencia consultada sobre metodología de gestión de riesgos de desastres en infraestructura, propone tres niveles de análisis de riesgo que se pueden implementar, mismos que se encuentran descritos en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2 Alcances de los análisis de riesgo (UNASUR, 2014)

NIVEL	TIPO DE ANÁLISIS DE RIESGO	DESCRIPCIÓN
1	Cualitativo	Diseñado para entregar una estimación simplificada de la amenaza, vulnerabilidad y desempeño de la estructura analizada. Este nivel de análisis puede ser realizado en un periodo corto de tiempo por personal técnico con conocimiento en el tipo de componente bajo análisis.
2	Determinístico	Se caracteriza por ser un análisis cuantitativo, en base a información histórica y estadística para caracterizar la amenaza, vulnerabilidad y desempeño del componente, e incluye la validación y obtención de información a nivel terreno. Este nivel de análisis puede ser desarrollado por personal técnico con conocimiento en el tipo de infraestructura en estudio con la asistencia técnica y participación de especialistas en la caracterización de amenazas y modelamiento de sistemas.

NIVEL	TIPO DE ANÁLISIS DE RIESGO	DESCRIPCIÓN
3	Probabilístico	Provee resultados detallados de manera cuantitativa, los cuales se basan en información precisa y herramientas de modelamiento y análisis probabilístico adecuadas al estado del arte del conocimiento. Se espera en este nivel el uso de metodologías avanzadas de análisis, por lo cual es necesaria la participación de expertos y especialistas. Asimismo, este nivel de análisis requiere importante trabajo en el terreno, ensayos de laboratorio, instrumentación y generación de información.

Como se mencionó anteriormente, el alcance y el tipo de análisis estarán sujetos a la importancia de la obra, al tiempo, a la información disponible y a los recursos técnicos y financieros.

Posteriormente, un análisis del desempeño de la estructura debe llevarse a cabo con el objetivo de identificar las medidas de reducción de riesgo, ya sea adoptando medidas de prevención o de mitigación. Siempre teniendo presente que los resultados deben ajustarse a los objetivos e indicadores de funcionamiento definidos en la fase inicial.

El análisis de desempeño incluye la revisión del funcionamiento de la estructura durante situaciones normales, emergencias, y, de ser posible, incluyendo los antecedentes de desastres pasados, para identificar los componentes esenciales y aspectos críticos que se puedan generar. Esto permitirá estimar un “riesgo aceptable” acorde a los indicadores de desempeño definidos al inicio del proceso. Este tipo de análisis requerirá de criterio experto, y la posibilidad de la definición de posibles escenarios o análisis probabilísticos.

Del resultado anterior, se identificarán las posibles medidas de reducción del riesgo, ya sea de prevención o de mitigación, que permitan asegurar el nivel de desempeño de la estructura establecido previamente. También, para las posibles medidas de mitigación, debe realizarse un análisis de costo-beneficio.

La toma de decisión final estará en función de la opción de reducción de riesgo identificada, el nivel de desempeño de la estructura estimado, su costo y el análisis del costo- beneficio de la opción.

3.5.4. Gestión integral de riesgo y su vinculación al análisis hidrológico e hidráulico en la infraestructura vial

La gestión del riesgo de desastres se define como los procesos para diseñar, implementar y evaluar las estrategias, políticas y medidas para mejorar el entendimiento del riesgo de desastres, fomentar la reducción y transferencia del riesgo, y promover la mejora continua en la preparación, respuesta y prácticas de recuperación ante desastres, con el propósito explícito de incrementar la seguridad humana, el bienestar, calidad de vida y desarrollo sostenible (Banco Interamericano de Desarrollo, 2012)

Las personas, bienes y servicios son susceptibles de ser afectados por el agua en cualquiera de sus formas. Los eventos hidrológicos son relevantes para el riesgo de desastres si:

- Afectan los medios de vida negativamente, impactando en la actividad económica y social de las poblaciones.
- Tienen consecuencias para la seguridad de las personas.

De aquí la importancia del análisis hidrológico e hidráulico adecuado para el diseño de las obras en la infraestructura. En obras hidráulicas y estructuras de drenaje, el período de retorno de las crecidas está relacionado con el nivel de riesgo. Entre mayor es el período de retorno, menor es el riesgo.

Aunque la cuantificación exacta de los factores que integran el concepto de riesgo puede llegar a ser difícil, una vez realizado el análisis de riesgo e identificado las acciones para su reducción, decisiones deben ser tomadas para su gestión con base en un marco legal o en análisis costo-beneficio. La cantidad y tipo de estrategia a seguir puede variar de acuerdo a condiciones específicas de los proyectos y a los recursos disponibles. Algunas de las habituales se muestran en la Tabla. 3-3:

Tabla 3-3 Estrategia para la gestión del riesgo de desastres (UNASUR, 2014)

ESTRATEGIA	MEDIOS	ACTIVIDADES
Reducción del riesgo	Obras y acciones de prevención y/o mitigación, reforzamiento, reubicación	<ul style="list-style-type: none"> • Diseño y ejecución de obras • Protocolos de operación y mantenimiento
Preparativos para las emergencias	Planes de emergencia, contingencia, simulaciones, simulacros, entre otros	<ul style="list-style-type: none"> • Elaborar planes de capacitación de personal • Simulacros y simulaciones
Transferir el riesgo	Seguros	<ul style="list-style-type: none"> • Estimar las pérdidas máxima probable • Adquirir seguro/ póliza

La reducción del riesgo puede implementarse de manera prospectiva en la planificación de nuevas estructuras, pero también de manera correctiva en estructuras existentes. Es quizá, la principal estrategia para reducir sustancialmente la vulnerabilidad de las estructuras a la sucesión de desastres.

Por otro lado, los preparativos para la respuesta, son estrategias que se implementan teniendo en cuenta que difícilmente podrá llegarse al punto de riesgo cero en la planificación de la estructura, siempre habrá una probabilidad de que ésta sea afectada por alguna amenaza. La clave de esta estrategia es identificar los puntos débiles y críticos de la estructura, resultado del análisis de riesgo, con el objetivo de preparar recursos y acciones a ser utilizados durante una eventualidad específica.

Por último, hay que tener en cuenta que desde el punto de vista financiero, el riesgo de desastres naturales implica un potencial de pérdidas económicas y la implementación de medidas para contar con recursos económicos para cubrir parcial o totalmente dichas pérdidas. La transferencia del riesgo constituye una de las estrategias en la cual se involucra a la industria de los seguros, la titularización u otros esquemas financieros que se pueden integrar a la gestión del riesgo con el objetivo de transferir el mismo y que no es capaz de ser asumida por los afectados.

Una última estrategia, quizá más difícil de implementarse debido a que se necesita una solvencia económica, es absorber el riesgo. En este caso, las instituciones planificadoras se

convierten en sus propias aseguradoras, realizando un ahorro periódico para cubrir cualquier tipo de emergencia. El ahorro debe ser explícitamente para atender la reparación y/o reconstrucción de la obra dañada, por lo que no puede destinarse los fondos para ningún otro uso.

3.6. CARACTERÍSTICAS MÍNIMAS A CONSIDERAR EN EL LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN

Como referencia a la obtención de información, se muestra en la Fig. 3-4 como ejemplo la desarrollada por la DACGER para la evaluación de vulnerabilidad en Puentes. Cada país podrá desarrollar su propia hoja de trabajo, de acuerdo con sus requerimientos nacionales.



<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">  <p>Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano EL SALVADOR</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>DIRECCIÓN DE ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO Y GESTIÓN ESTRATÉGICA DEL RIESGO</p> <p>SUBDIRECCIÓN DE PUENTES Y OBRAS DE PASO (SPOP)</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>DACGER GENSAI</p> <p><small>Fortaleciendo Capacidades para la Mitigación de Riesgos</small></p> </div> </div> <p style="text-align: center;">Hoja de Evaluación de Vulnerabilidad en Puentes</p>								
DATOS GENERALES <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> ID DE PUENTE: <input type="text"/> FECHA: <input type="text"/> NOMBRE: <input type="text"/> RUTA: <input type="text"/> DEPARTAMENTO: <input type="text"/> </div> <div style="width: 45%;"> EVALUADOR: <input type="text"/> PERSONAL DE APOYO: <input type="text"/> TRAMO DE: <input type="text"/> TRAMO HASTA: <input type="text"/> </div> <div style="width: 10%;"> GPS LATITUD: <input type="text"/> GPS LONGITUD: <input type="text"/> </div> </div>								
Factores para la probabilidad anual de un desastre (años)	Categorías de los factores de probabilidad anual de un desastre					Puntuación del Período de Retorno: PPR [año]		
Condiciones de entorno del río (vista en planta)								
Geomorfología general	1. Plano aluvial		2. Abanico aluvial		3. Llano de valle		4. Área montañosa	
Puntuación del Período de Retorno [año]	5		5		10		0	
Cambios históricos del curso del río	1. Fuera de la longitud del puente		2. Adentro de la longitud del puente		3. No aplicable			
Puntuación del Período de Retorno [año]	5		0		10			PPR1 0
Porciones estrechas en curso del río	1. Natural		2. Por estructuras artificiales		3. No aplicable			
Puntuación del Período de Retorno [año]	5		0		10			PPR2 0
Longitud de puente más corta que el ancho del río	1. Aplicable			2. No aplicable				
Puntuación del Período de Retorno [año]	0			10			PPR3 0	
Posición de las fundaciones del puente en el río	1. Sección en curva (meandro)	2. Sección en tramo recto	3. Hacia aguas arriba, canal ubicado dentro de 10 m de distancia hacia sección en curva sin revestimiento	4. Hacia aguas arriba, canal ubicado dentro de 10 m de distancia hacia sección en tramo recto sin revestimiento	5. Hacia aguas arriba, en el canal con revestimiento			
Puntuación del Período de Retorno [año]	6	10	20	25	35			PPR4 0
Ángulo de cruce (AC) de las fundaciones del puente respecto a la dirección del flujo	1. $AC \geq 20^\circ$		2. $20^\circ > AC \geq 10^\circ$		3. $10^\circ > AC$			
Puntuación del Período de Retorno [año]	0		5		10			PPR5 0
Protección de la margen derecha del río por obras de revestimiento	1. Revestimiento con deformación severa	2. Revestimiento con deformación menor	3. Revestimiento sin deformación general	4. Sin revestimiento con erosión severa	5. Sin revestimiento con erosión menor			
Puntuación del Período de Retorno [año]	10	15	25	0	5			PPR6 0
Protección de la margen izquierda del río por obras de revestimiento	1. Revestimiento con deformación severa	2. Revestimiento con deformación menor	3. Revestimiento sin deformación general	4. Sin revestimiento con erosión severa	5. Sin revestimiento con erosión menor			
Puntuación del Período de Retorno [año]	10	15	25	0	5			PPR7 0
Protección de la margen derecha del río por obras de revestimiento	1. Revestimiento con deformación severa	2. Revestimiento con deformación menor	3. Revestimiento sin deformación general	4. Sin revestimiento con erosión severa	5. Sin revestimiento con erosión menor			
Puntuación del Período de Retorno [año]	10	15	25	0	5			PPR8 0

Fig. 3-4 Hoja de Evaluación de Vulnerabilidad en Puentes



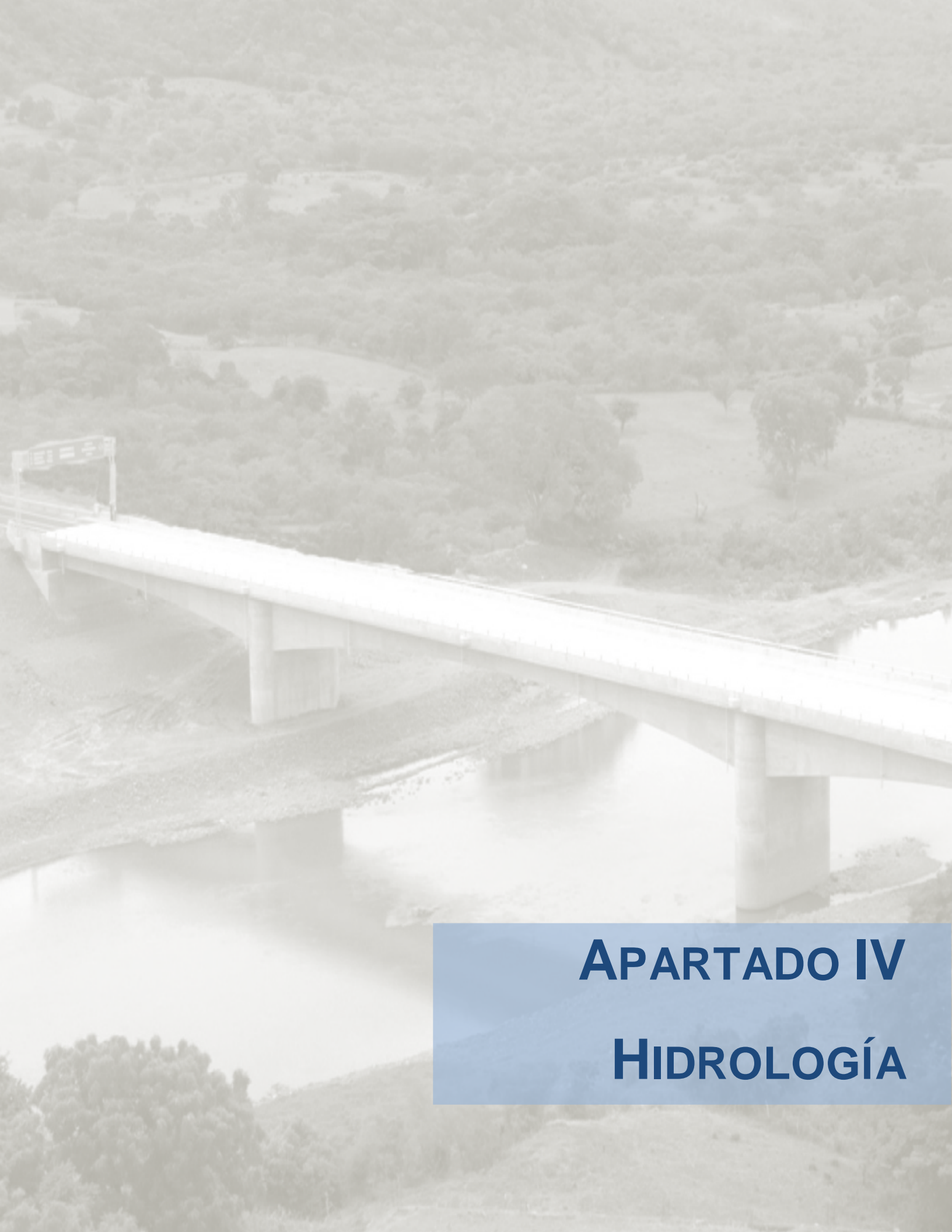
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="text-align: left;">  </div> <div style="text-align: center;"> DIRECCIÓN DE ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO Y GESTIÓN ESTRATÉGICA DEL RIESGO SUBDIRECCIÓN DE PUENTES Y OBRAS DE PASO (SPOP) </div> <div style="text-align: right;">  </div> </div>										
Hoja de Evaluación de Vulnerabilidad en Puentes										
DATOS GENERALES										
ID DE PUENTE:		EVALUADOR:								
FECHA:		PERSONAL DE APOYO:								
NOMBRE:										
DEPARTAMENTO:		TRAMO DE:				GPS LATITUD:				
		TRAMO HASTA:				GPS LONGITUD:				
Factores para la probabilidad anual de un desastre (años)		Categorías de los factores de probabilidad anual de un desastre						Puntuación del Período de Retorno: PPR [año]		
Condiciones de entorno del río (vista en sección transversal)										
Tipo de fundación en contacto con estrato base	1. Pozo de Cementación	3. Grupo de pilotes	3. Zapata aislada	4. Desconocida						
Puntuación del Período de Retorno [año]	10	10	0	0						
Fundación cimentada de ntro de estrato rocoso	1. Aplicable			2. Desconocido, o no aplicable						
Puntuación del Período de Retorno [año]	20			0						
Relación de Profundidad (RP: Profundidad de desplante / ancho o diámetro de la fundación)	1. Desconocido o $RP < 0.1$	2. $0.1 \leq RP < 0.5$	3. $0.5 \leq RP < 1.0$	4. $1.0 \leq RP < 1.5$	5. $1.5 \leq RP$					
Puntuación del Período de Retorno [año]	0	5	10	15	20					
Protección contra erosión/socavación en el cauce del río	1. No existente y la altura de caída es mas de 1 metro	2. No existente y la altura de caída es menor de 1 metro	3. Obras de protección, parcialmente en el ancho del río	4. Obras de protección en todo el ancho del río y únicamente hacia aguas arriba	5. Obras de protección en todo el ancho del río y únicamente hacia aguas abajo	6. Obras de protección en todo el ancho tanto del río, tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo				
Puntuación del Período de Retorno [año]	0	1	2	2	5	15				
Materiales predominantes del cauce en el río	1. Limo/Arcilla		2. Arena	3. Grava	4. Roca/ Carros Rodados					
Puntuación del Período de Retorno [año]	5		10	5	10					
Existencia de troncos caídos, basura y/u otro tipo de escombros	1. Reconocido		2. Escasamente reconocido		3. No reconocido					
Puntuación del Período de Retorno [año]	0		5		10					
Condiciones de entorno del río (vista en perfil longitudinal)										
Degradación del cauce del río	1. En todo el ancho		2. Parcial		3. No aplicable					
Puntuación del Período de Retorno [año]	0		1		10					
Agradación del cauce del río	1. En todo el ancho		2. Parcial		3. No aplicable					
Puntuación del Período de Retorno [año]	0		1		10					
Diferencia de Gradiente de Pendiente del cauce del río (DGP) en el puente, dentro de una longitud de 100 m, hacia aguas arriba y aguas abajo.	1. Si aguas abajo es más pronunciada que aguas arriba			2. Si aguas arriba es más pronunciada que aguas abajo						
Puntuación del Período de Retorno [año]	1. DGP < 10%			2. $10\% \leq DGP$		3. DGP < 10%		4. $10\% \leq DGP$		
	20			10		10		15		
Altura de caídas con o sin obras de protección	1. $H < 1$ m		2. $1 \text{ m} < H \leq 2 \text{ m}$		3. $2 \text{ m} < H$		4. $5 \text{ m} < H$			
Puntuación del Período de Retorno [año]	10		5		2		0			
Daños en obras de protección en caídas	1. Mas del 50% del ancho o no existen		2. Menos del 50% del ancho		3. No aplicable					
Puntuación del Período de Retorno [año]	1		3		5					
Daños Estructurales en el Puente										
Daños (tales como grietas abiertas, socavación) en subestructura (para puentes colapsados, antes de situación de desastre)	1. Daños Severos	2. Daños Moderados	3. Sin daños o con daños menores			4. Desconocido				
Puntuación del Período de Retorno [año]	0	5	10			0				
Daños (tales como grietas abiertas) en superestructura (para puentes colapsados, antes de situación de desastre)	1. Daños Severos	2. Daños Moderados	3. Sin daños o con daños menores			4. Desconocido				
Puntuación del Período de Retorno [año]	0	5	10			0				
Probabilidad Anual de un Evento de Desastre Puente = Σ (PPR1: PPR21), sumando las puntuaciones anuales de probabilidad										
0										

Fig. 3-5 Hoja de Evaluación de Vulnerabilidad en Puentes (Continuación)

3.7. REFERENCIAS

- AASHTO. (2006). Highway Drainage Guidelines. In A. A. Officials. Washington, D.C, United States of America.
- Banco Interamericano de Desarrollo. (2012). *Ideas sobre adaptación al cambio climático para un futuro sostenible*. Retrieved Enero de 2016 from Gestión de riesgos de desastres y adaptación al cambio climático: <http://kp.iadb.org/Adaptacion/es/Paginas/CentrodeConocimiento/Gesti%C3%B3n-de-riesgos-de-desastres-y-adaptaci%C3%B3n-al-cambio-clim%C3%A1tico.aspx>
- iagua. (2016). Retrieved Enero de 2016 from El riesgo hidráulico: <http://www.iagua.es/blogs/yuri-rubio-mora/riesgo-hidraulico>
- Martín Vide, J. (2002). *Ingeniería de Ríos* (Primera edición ed.). Barcelona, España: Ediciones UPC.
- UNASUR. (Noviembre de 2014). Gestión de Riesgos de Desastres en la Infraestructura de integración de COSIPLAN / IIRSA. *Manual de usuario-Orientaciones para emprender análisis de riesgo*.
- Yépez, F. (2011). *Guía para la incorporación de la variable riesgo en la gestión integral de nuevos proyectos de infraestructura*. Secretaría técnica de gestión de riesgos. Quito: Publiasesores Cía. Ltda.



APARTADO IV

HIDROLOGÍA

HIDROLOGÍA

La hidrología es la ciencia que estudia las características y la distribución del agua en la atmósfera, en la superficie de la tierra y en el terreno, el ciclo hidrológico puede considerarse uno de sus principales conceptos básicos; en éste, las precipitaciones son la causa del flujo en los ríos.

Es por eso que uno de los componentes básicos del ciclo del agua que se estudia en hidrología es la precipitación que ocurre sobre un determinado espacio geográfico. Para estudiarlo, es necesario definir la unidad básica de control: la cuenca hidrográfica.

La cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida. (Aparicio, 2005). La localización de la cuenca determina parcialmente las características climáticas que dan origen a los fenómenos meteorológicos que constituyen el núcleo de la hidrología. Sin embargo, las características físicas de la cuenca no sólo controlan la respuesta hidrológica a los fenómenos meteorológicos sino que algunas características, como la orografía y el aspecto, pueden también ser factores que determinan el clima de la cuenca (Organización Meteorológica Mundial, 1994).

El análisis hidrológico de la cuenca constituye un importante paso previo al diseño de las estructuras de drenaje en carreteras, ya que éstas se diseñan para drenar determinados caudales que evitan posibles afectaciones a las infraestructuras o al entorno.

En el proceso de estimación de estos caudales, los especialistas en hidrología se interesan principalmente en tres propiedades de la lluvia:

- La tasa a la que cae sobre el terreno, conocida como intensidad.
- El tiempo transcurrido para una intensidad dada, conocido como duración.
- El probable número de años que transcurrirán antes de que una combinación de intensidad y duración dada se repita, conocido como frecuencia.

Este apartado es una recopilación sobre los aspectos hidrológicos básicos a tener en cuenta para la estimación del caudal máximo utilizado en el diseño de una obra de drenaje en carreteras. También, de las herramientas de probabilidad y estadística aplicables en estudios de datos hidrológicos. Las metodologías expuestas son extraídas de diferentes fuentes bibliográficas; para profundizar en cada uno de los temas aquí expuestos, puede recurrirse a las referencias indicadas en este apartado u otra referente a análisis hidrológicos.

4.1 ESCALA DE TRABAJO

Para la realización del análisis hidrológico es necesario iniciar con la determinación de las características fisiográficas de la cuenca. Este proceso requiere de información diversa, principalmente topográfica, la cual se encuentra disponible en diferentes escalas en la región.

De acuerdo a las condiciones del entorno y al tipo de estructura a diseñar, es recomendable establecer una escala mínima de trabajo para la determinación de las características

fisiográficas. Autores como Fattorelli y Fernández sugieren un rango de escalas en función del área de la cuenca de estudio, las cuales pueden observarse en la Tabla 4-1. Cabe recordar que en el caso de diseño de drenajes menores deberá evaluarse la necesidad de realizar un levantamiento topográfico del área de drenaje.

Tabla 4-1 Escalas de trabajo recomendadas para diferentes superficies de cuencas (Fatorelli & Fernández, 2011).

ÁREA DE LA CUENCA	ESCALA DE TRABAJO RECOMENDADA
Menor de 100 km ²	1:25000 a 1:50000
De 100 km ² a 1000 km ²	1: 50000 a 1: 100000
De 1000 km ² a 10000 km ²	1: 100000 a 1: 250000
Mayor de 10000 km ²	1 : 250000 a 1: 500000
Áreas mayores	1: 500000 a 1: 1000000

4.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA, DEL DRENAJE Y DEL CAUCE PRINCIPAL

Aunque pueden ser muchas las características de la cuenca, de la red de drenaje y del cauce a describir, este documento se referirá principalmente a aquellas que afectan a la escorrentía superficial y, por consiguiente, a la estimación del caudal máximo para el diseño de las obras de drenaje en carreteras.

En lo que se refiere a la cuenca, es importante tener en cuenta su tamaño, forma, pendiente de drenaje, permeabilidad del suelo, capacidad de formaciones de aguas subterráneas, presencia de lagos y pantanos y uso del suelo. Por otra parte, las características del cauce principal están referidas a las propiedades hidráulicas de éste, las cuales determinan el movimiento del flujo y la capacidad de almacenamiento del canal.

A continuación se describen las principales características físicas que deben considerarse para definir una cuenca y que influyen en la respuesta hidrológica de ésta:

4.2.1 Área de la cuenca o superficie de drenaje.

Entendida como el área delimitada por los accidentes geográficos por la cual escurre el volumen de agua superficial, es una propiedad que contribuye, en conjunto con otras propiedades, a la forma de respuesta de la cuenca a la precipitación. Esta propiedad forma parte de los parámetros básicos en un estudio hidrológico.

El área de drenaje se obtiene principalmente de planos, mapas, hojas topográficas o fotografías aéreas. Las mediciones directas en campo se vuelven preferibles especialmente para cuencas pequeñas, ya que generalmente no se cuenta con mapas topográficos o información suficiente a gran escala. Adicionalmente, un estudio de campo podrá determinar aquellas alteraciones que a lo largo de los años las actividades antropogénicas han provocado en el relieve de la cuenca y que no se encuentren registradas en la información topográfica oficial.

Otras herramientas como los Modelos Digitales del Terreno (MDT), también conocidos como Modelo de Elevación Digital (MED), junto con los Sistemas de Información Geográfica (SIG) son útiles y precisas, sin embargo, no en toda la región es posible contar con ellas. Aunque a través de vías electrónicas se pueden consultar geoservicios gratuitos, como por ejemplo el geoportal del Consorcio para la Información Geoespacial (CGIAR-CSI) que provee

modelos de elevación digital de todo el mundo. Puede consultarse la información en la siguiente dirección: <http://srtm.csi.cgiar.org/>.

4.2.2 Perímetro

Se define como la longitud de la cuenca delimitada por la divisoria; se obtiene de la misma manera que el área. En casos en los que la línea divisoria sea demasiado sinuosa, se puede optar por trazar una línea de mejor ajuste que represente a la divisoria.

4.2.3 Altura máxima, mínima, desnivel y curva hipsométrica

La elevación máxima y la altitud media son indicadores que determinan la medida en que deben elevarse las masas de aire para pasar sobre la cuenca.

La altura máxima es un valor que se lee directamente de la planimetría de la cuenca, ubicando la cota de mayor altura en la cuenca estudiada. La altura mínima se determina en correspondencia con la cota del cauce principal en la sección de control. Mientras que el desnivel es la diferencia entre la altura máxima y la altura mínima.

La curva hipsométrica refleja con mejor precisión el comportamiento global de la altitud de la cuenca. Representa el porcentaje o fracción del área de la cuenca que se encuentra por encima de una cota determinada o intervalos de elevación. Para su construcción, se coloca en el eje de las abscisas el porcentaje del área total que se encuentra por encima de la elevación indicada en el eje de las ordenadas. Estos porcentajes de área acumulada graficados se pueden obtener por cálculos planimétricos de superficies sucesivas entre las curvas de nivel.

La curva hipsométrica puede ser útil para identificar características físicas y de comportamiento de la cuenca. Por ejemplo, pendientes fuertes en las partes altas que luego disminuyen, en las cotas inferiores, pueden ser un indicativo de zonas susceptibles a inundarse.

También, de dicha curva se puede extraer una relación importante:

$$R_h = \frac{S_s}{S_1} \quad (4-1)$$

Dónde:

S_s , es el área sobre la curva hipsométrica.

S_1 , es el área bajo la curva hipsométrica.

De acuerdo a Strahler esta relación es un indicador del equilibrio dinámico de la cuenca. Así, cuando el valor de R_h es aproximado a 1 se tiene una cuenca con equilibrio morfológico. Para valores diferentes, la interpretación que puede realizarse se muestra en la Fig. 4-1.

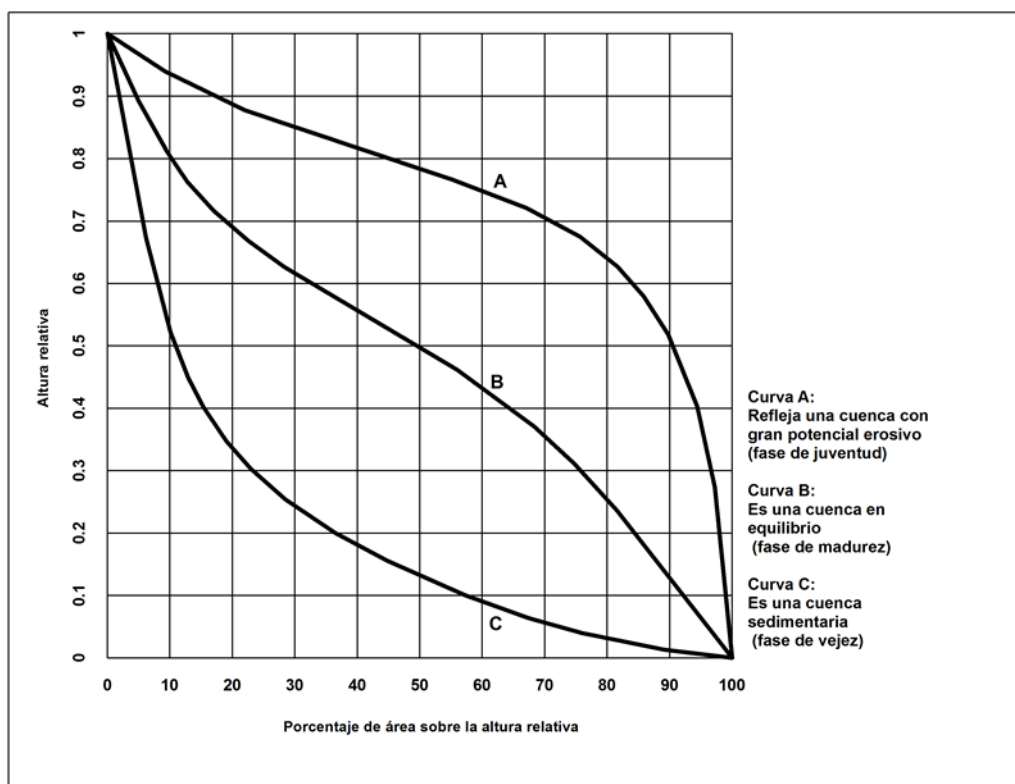


Fig. 4-1 Curvas hipsométricas características de una Cuenca, según Strahler.

4.2.4 Pendiente de la cuenca

Es un factor de importancia en la estimación del tiempo de escorrentía superficial y el tiempo de concentración de la cuenca. Su importancia se ve reflejada en la relación precipitación- escorrentía, de la cual, el aumento de la pendiente provoca una disminución del tiempo de concentración (el cual se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida) y picos de descarga más altos. Asimismo, se reducen los volúmenes de infiltración, aumentando el volumen superficial de agua. Sucede de manera inversa con la disminución de las pendientes.

Si se cuenta con un sistema de información geográfica y un modelo de elevación digital del terreno, el cálculo de la pendiente es casi inmediato. En caso de no contar con dichas herramientas, uno de los criterios que pueden utilizarse es el de Horton, en el cual la pendiente puede calcularse por medio de mapas de curvas de nivel, a través de un procedimiento gráfico-analítico en sentido vertical y horizontal, de la siguiente forma:

Primero, colocando sobre la planimetría y Altimetría de la cuenca una cuadrícula regular (la precisión de los resultados dependerá de las dimensiones de la cuadrícula), Fig. 4-2, se cuentan los puntos de intersección de las líneas verticales con cualquier curva de nivel (puntos rojos); a continuación, se mide la longitud de los tramos verticales de la rejilla (líneas verdes) dentro de los límites de la cuenca, y se aplica la siguiente fórmula:

$$P_{vert} = \frac{n \cdot e}{\sum L_{vert}} \quad (4-2)$$

Dónde:

P_{vert} , es la medida de la pendiente en sentido vertical.

n , es el número de intersecciones.

e , la distancia entre curvas de nivel, en metros.

$\sum L_{vert}$, suma de las longitudes de las verticales de la cuadrícula, en metros.

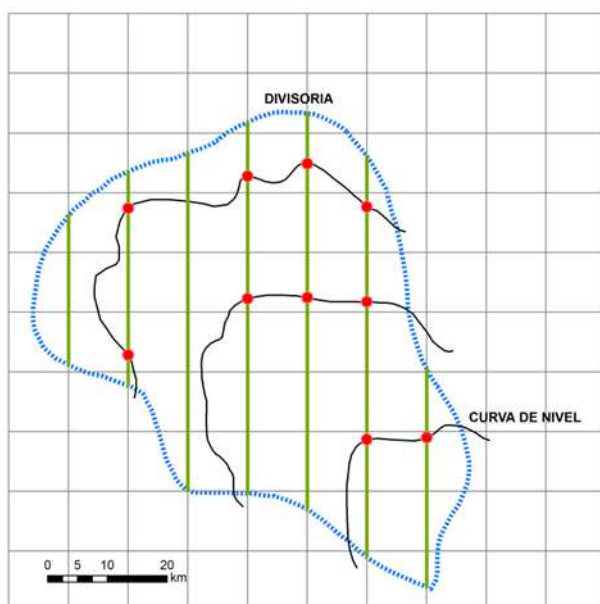


Fig. 4-2 Metodología para la determinación de la pendiente media de la cuenca en el sentido vertical (Román, 2013).

Luego, se realiza el mismo procedimiento en la dirección perpendicular para obtener la pendiente en el sentido horizontal (P_{hori}).

La pendiente media (P_m) de la cuenca será el promedio aritmético de los resultados obtenidos en la dirección vertical y la dirección horizontal.

$$P_m = \frac{P_{vert} + P_{hori}}{2} \quad (4-3)$$

Otro método aproximado para el cálculo de la pendiente, y sugerido por la OMM, es a través de la estimación de una pendiente media, obtenida con la fórmula:

$$P_m = z \cdot \frac{\sum L}{A} \quad (4-4)$$

Dónde:

z , es el intervalo de las curvas de nivel.

$\sum L$, es la longitud total de todas las curvas de nivel dentro de la cuenca.

A , es el área de la cuenca.

La mayor dificultad al emplear esta fórmula se presenta en la estimación de la longitud total de las curvas de nivel ($\sum L$); ya que la medición directa de estas en el mapa topográfico puede arrastrar imprecisiones importantes, sobre todo en curvas que sean muy quebradas, las cuales es necesario suavizar.

4.2.5 Índice de compacidad o coeficiente de compacidad de Gravelius

Índice que representa la forma en planta de la cuenca estudiada. Relaciona su perímetro con el perímetro de un círculo de área equivalente al área de la cuenca. Dado que el círculo es la figura geométrica de menor perímetro, el índice de compacidad será siempre mayor a 1, y en tanto sea más cercano a la unidad, indicará una cuenca de forma más redondeada.

La expresión para obtener el Índice de Compacidad es la siguiente:

$$I_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot A}} = \frac{0.28 P}{\sqrt{A}} \quad (4-5)$$

Dónde:

P, es el perímetro de la cuenca

A, área de la cuenca.

Para una cuenca con un coeficiente de compacidad en aumento, el tiempo de concentración será mayor. De ahí, es de esperarse que la magnitud de la escorrentía generada por una precipitación en ella sea menor que en aquella que posee un menor coeficiente de compacidad. La forma de la cuenca es un indicador de la manera como se distribuyen espacialmente las tormentas y del patrón de escorrentía de la cuenca. Una forma alargada implica que el agua discurre por varios cauces hasta llegar a un cauce principal, lo cual resulta en una respuesta más lenta.

De acuerdo al valor del índice de compacidad, pueden realizarse clasificaciones sobre la elongación de las cuencas. Un ejemplo de esto es definir las como circulares, si presentan un valor, entre 1.0 y 1.25; ovaladas, entre 1.25 y 1.50; oblongas, entre 1.50 y 1.75; rectangular oblonga, entre 1.75 y 2.0; rectangular alargada, más de 2. Cabe resaltar que esta clasificación no es única, otras referencias bibliográficas pueden utilizar diferentes valores para catalogar las cuencas.

4.2.6 Factor de forma

Es una característica que incide mayormente en la tasa de velocidad a la que el flujo llega al cauce principal y luego al sitio de interés.

Cuencas con formas más alargadas y estrechas, comparadas en igualdad de condiciones con otras más anchas, poseen picos de descarga más bajos. De la misma forma, cuencas cuyo centroide se encuentra más alejado de su punto de descarga, presentan picos más bajos, es decir, a medida que esta distancia se acorta, los picos de descarga se vuelven mayores. Por lo anterior, la importancia de definir este factor muestra que el pico más elevado traslada un volumen determinado en menor tiempo, lo cual obliga a tener en cuenta este fenómeno en el diseño de la estructura de drenaje. Por consiguiente, esta

situación debe advertir al diseñador sobre futuras condiciones de las obras a construir. Uno de los efectos que se pueden dar por este fenómeno es la sobre elevación del flujo a causa del remanso, dependiendo además de las condiciones de entrada de la obra.

En cuanto a la dirección de la precipitación, cuando ésta avanza de forma transversal al eje de las cuencas alargadas, las tasas de escorrentía son menores que cuando la precipitación avanza de forma longitudinal al eje.

El factor de forma (K_f) es la relación entre el ancho promedio de la cuenca (B) y la longitud del curso principal del río (L_c). Mientras que el ancho promedio, es la relación del área de la cuenca (A) y la longitud de su cauce principal. Por lo que:

$$K_f = \frac{A}{L_c^2} \quad (4-6)$$

Dónde:

A , es el área de la cuenca.

L_c , es la longitud del cauce principal de la cuenca.

Una cuenca con un factor de forma bajo está menos sujeta a crecidas que una de la misma área y mayor factor de forma.

4.2.7 Uso del suelo

Estudiar el uso del suelo es necesario para poder definir las condiciones presentes de la cuenca y realizar estimaciones de las condiciones a futuro. Las condiciones del uso del suelo, afectan la hidrología de la zona, lo que representa cambios en los caudales máximos, volúmenes de escorrentía, calidad del agua, entre otros; de esto se observa que los cambios en el uso del suelo, inciden en el modo de respuesta de la cuenca ante las precipitaciones.

Los cambios más frecuentes en el uso de suelo se deben a la urbanización, lo que implica reducción de la infiltración por impermeabilización de las zonas; ante esto, se observan disminuciones en los tiempos de concentración y por consiguiente caudales de descargas mayores, aguas abajo.

Factores como la urbanización y las prácticas agrícolas, tienen mayor impacto en cuencas pequeñas. Sin embargo, para obtener un panorama del impacto causado, es necesario calcular el caudal máximo post urbanización y compararlo con el caudal en el estado natural de la cuenca.

Actualmente, a través de la teledetección se pueden realizar determinaciones de usos del suelo mediante técnicas de clasificación de imágenes satelitales. Por ejemplo, las de los sensores Landsat muy utilizadas para este tipo de estudios, se encuentran disponibles de manera gratuita en el sitio del Servicio Geológico de Estados Unidos: <http://earthexplorer.usgs.gov/>.

4.2.8 Suelo y Geología

El tipo de suelo tiene efecto directo en la capacidad de infiltración y escorrentía superficial; este es variable de acuerdo a la condición en la que se encuentre el suelo al momento de la precipitación, pero también de la magnitud e intensidad de las precipitaciones.

De la misma forma, las formaciones de suelo subyacente a la capa superficial y la presencia de depósitos de agua subterránea, afectan en la respuesta de la cuenca a las precipitaciones.

4.2.9 Área de almacenamiento – volumen

El almacenamiento en una cuenca está referido a: almacenamiento por intercepción, que es la porción de la precipitación que es interceptado por la vegetación y nunca toca el suelo para convertirse en escorrentía superficial; almacenamiento en pequeñas depresiones en la superficie del terreno; almacenamiento en el tránsito superficial o la canalización y almacenamiento en lagos, estanques o pantanos¹.

El almacenamiento por intercepción o depresiones en la superficie, puede ser despreciable en análisis para obras de ingeniería como carreteras, más no en obras de drenajes urbanos, en las cuales, el cálculo se vuelve más fino.

El efecto del agua almacenada en el caudal máximo puede ser despreciable para cuencas con almacenamientos menores al 1% del área de la cuenca. (AASHTO, 2006).

4.2.10 Orientación de la cuenca.

La orientación de la cuenca es un factor de estudio secundario, pero no por eso despreciable; su influencia radica en las pérdidas originadas por evaporación y transpiración ocasionadas por el calor recibido del sol.

De la misma forma, la orientación de la cuenca con respecto a la dirección en la que se mueve la tormenta, tiene afectaciones en las descargas máximas de la cuenca, tal como se mencionó en el apartado 4.2.6. Una tormenta viajando longitudinalmente en la dirección del flujo de la cuenca producirá descargas máximas mayores y periodos menores de escorrentía. Aunque si las precipitaciones viajan desde el punto de descarga de la cuenca, subiendo aguas arriba, el efecto será menor.

4.2.11 Configuración del canal y geometría de llanuras aluviales.

Son características que afectan de manera directa la escorrentía superficial y subsuperficial, tanto en su volumen como en la velocidad de transporte.

Los factores a tener en cuenta para el estudio de la configuración de canales y llanuras aluviales son: la sinuosidad del canal, la sección transversal del canal, su sistema de afluentes, el almacenamiento del canal, la densidad de la vegetación de los canales y

¹ En Honduras se conoce en general a los cuerpos de agua superficiales como acuíferos.

llanuras aluviales. Todos estos factores, de manera integrada, afectan al caudal de descarga de la cuenca.

4.2.12 Densidad de drenaje.

Es un importante indicador de la forma del terreno y del grado de erosión que puede tener la cuenca en función de los factores geológicos, de vegetación y de tipo de suelo. La densidad de drenaje (D_d) se puede expresar como el cociente de la suma total de las longitudes de todos los cauces de la cuenca por unidad de superficie.

$$D_d = \frac{\sum Lc_i}{A} \quad (4-7)$$

Dónde:

$\sum Lc_i$, es la suma total de las longitudes de todos los cauces de la cuenca, en km.

A, es el área total de la cuenca, en km².

En algunos casos, la densidad de drenaje no proporciona la verdadera medida de la eficiencia de drenaje. Sin embargo, de forma general, refleja el potencial de la magnitud de inundación.

A manera genérica, cuanto mayor sea el valor de la densidad de drenaje, mayor será el pico y el volumen total de la escorrentía. Generalmente, los valores van desde 0.5 km/km² para cuencas con pobre drenaje, hasta 3.5 km/km² para cuencas bien drenadas. (Fatorelli & Fernández, 2011)

4.3 ANÁLISIS DE INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA

En el desarrollo de un estudio hidrológico la precipitación es la causa del agua en la superficie terrestre, por lo que deberán hacerse mediciones para determinar las propiedades físicas, químicas y mecánicas del agua de la cuenca o cuencas a tratar para su uso y control.

Las mediciones se hacen a través de series de datos que serán necesarios procesar para obtener parámetros útiles para el diseño de obras de ingeniería. Dicho procesamiento se realiza bajo las leyes de la estadística y los métodos de probabilidad que sean aplicables a los datos con los que se cuenta. La estadística se dedicará a la visualización, descripción y resumen de datos y la generación de modelos de los datos obtenidos de una muestra, mientras que la probabilidad, estudiará la posibilidad de ocurrencia de valores iguales a los de la muestra.

En hidrología se pueden obtener datos discretos o continuos, dependiendo del fenómeno que se esté estudiando; las series de tiempo, que son aquellos datos estadísticos que se observan y registran en intervalos de tiempo regulares, se establecen por la ocurrencia de un evento natural.

Los tipos de datos que generalmente se obtienen en hidrología, se agrupan en:

- Datos históricos de eventos naturales registrados cronológicamente en forma discreta o continua. Son series de tiempo producto de observaciones que se pierden si no se registran en el momento de su ocurrencia. A este tipo pertenecen la gran mayoría de los datos hidrológicos e hidrometeorológicos.
- Datos obtenidos en campo de forma eventual o para un fin específico, como: profundidad y calidad de aguas subterráneas, infiltración o sedimentación en ríos.
- Datos medidos en laboratorio, generalmente referidos a la calidad físico-químico del agua.
- Registro simultáneo de un evento (lluvia-caudal) en dos localidades geográficas diferentes, durante un determinado período de tiempo (generalmente 4 ó 5 años) usados para transferir información o correlacionar datos con propósitos diversos, como lo son análisis de caudales.

En el ideal, se espera que los datos obtenidos, sean independientes, homogéneos y representativos de la cuenca de estudio. Sin embargo, el proceso de obtención no está exento de errores al momento de su ejecución.

Estos errores pueden ser errores aleatorios, los cuales se localizan en los propios datos y por lo general están distribuidos en torno al valor real de la magnitud medida; pueden ser estimados a través de la desviación estándar, que determina el grado de variabilidad de la magnitud.

El otro tipo de error son los sistemáticos, y están relacionados con la exactitud de las mediciones. Pueden estar generados por defectos en el instrumento de medición o el proceso de medición, entre otras causas; generan inconsistencias que describen un patrón, lo cual los vuelve identificables y corregibles mediante diferentes metodologías.

También, puede presentarse la posibilidad de contar con datos no homogéneos, debidos a fenómenos puntuales, los cuales cambian la tendencia normal de una serie de datos. La causa de la no homogeneidad puede ser alguna anomalía en la estación pluviométrica durante algún período, tal como un cambio de lugar de dicha estación, cambio de las condiciones del aparato registrador o modificaciones en el método de construcción. Ante estas situaciones, es imperativo reconocer la causa de la no homogeneidad para determinar las acciones a tomar.

4.4 ANÁLISIS DE DATOS DE PRECIPITACIÓN²

4.4.1 La lluvia media

Uno de los primeros pasos al analizar datos hidrometeorológicos es determinar la altura de lluvia que cae en un sitio determinado. Ya que esta altura difiere en su distribución espacial y los instrumentos de medición registran datos en puntos específicos del espacio, se hace necesario echar mano de métodos que faciliten la determinación de la lluvia media de una tormenta dada en una cuenca o en parte de ella.

² Fundamentos de Hidrología de Superficie, Aparicio, 1989

Las metodologías de uso generalizado para la determinación de la lluvia media son:

a) Método Aritmético

Consiste en obtener el primer momento alrededor del origen o el promedio aritmético de las alturas de precipitación registradas en cada sitio donde se ubica una estación. La fórmula de obtención de la lluvia media es:

$$h_p = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_{pi} \quad (4-8)$$

Dónde:

h_p , es la precipitación media.

h_{pi} , es la precipitación registrada en la estación i .

n , es el número total de estaciones dentro de la cuenca.

Este método es el más simple de aplicar, aunque no toma en cuenta la distribución de las estaciones ni la distribución espacial de la lluvia; además, le asigna el mismo peso a todos los valores de precipitación registrados. Por lo que, para valores extremos muy dispersos, el valor de la lluvia media no será muy representativo de la cuenca.

Se recomienda utilizar dicho método en zonas de topografía suave y condiciones atmosféricas muy uniformes, o bien, para obtener una primera referencia de la altura de la lluvia media en la cuenca.

La precisión de este método depende de la cantidad de estaciones disponibles, de la forma como están localizadas y de la distribución de la lluvia estudiada.

b) Polígonos de Thiessen

Este método es muy utilizado para la determinación de la lluvia media en una cuenca. Toma en cuenta la distribución de las estaciones dentro de ésta; por consiguiente, es necesario conocer previamente la ubicación de las mismas para poder delimitar la zona de influencia de cada una de ellas dentro del conjunto de estaciones. Este método no toma en cuenta las condiciones topográficas de la cuenca; por lo que se recomienda su uso para zonas con topografía no accidentada. Desde el punto de vista práctico, representa un ahorro en tiempo cuando se hace necesario analizar una gran cantidad de tormentas, pues los polígonos no cambian de forma. A no ser que se agregue o elimine alguno de ellos y además este método es más preciso al método aritmético porque considera el área de influencia de cada estación.

La metodología consiste en aplicar los siguientes pasos:

- Una vez obtenido un mapa con la ubicación y distribución de las estaciones pluviométricas dentro y fuera de la cuenca, unir mediante líneas rectas las estaciones más próximas entre sí; tratando de formar triángulos, en lo posible con ángulos menores a 90° cuyos vértices se encuentran en las estaciones pluviométricas.

- Trazar mediatrices a las líneas que unen las estaciones pluviométricas. Estas mediatrices se interceptarán en un punto dentro de los triángulos formados en el paso anterior.
- Prolongar las mediatrices hasta los límites de la cuenca.
- Cada estación pluviométrica quedará rodeada por un polígono, llamado “Polígono de Thiessen”. La superficie de dicho polígono representará el área de influencia de cada estación correspondiente.
- La lluvia media se calculará a través del promedio ponderado de las precipitaciones observadas en cada estación. El factor de ponderación será el área de influencia correspondiente a cada estación como se muestra en la siguiente expresión:

$$h_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i h_{pi} \quad (4-9)$$

Dónde:

A_i , es el área parcial del polígono de Thiessen correspondiente a cada estación i .

A_T , es el área total de la cuenca.

h_{pi} , precipitación registrada en la estación i .

c) Método de las isoyetas

Una isoyeta es una curvilínea que representa los puntos de igual precipitación en una zona geográfica, análoga a las curvas de nivel determinadas en topografía.

En regiones montañosas, se recomienda utilizar el método de las isoyetas para el cálculo de la lluvia media. Si la precipitación es de tipo orográfico, ésta tenderá a seguir una configuración parecida a las curvas de nivel.

El método puede llegar a ser muy preciso si se consideran estos efectos topográficos. Por el contrario, su precisión no es mayor que la del método de los Polígonos de Thiessen si se asume una variación lineal del valor de precipitación entre las estaciones.

También, entre mayor sea el número de estaciones utilizadas para el análisis, mejor será la precisión obtenida.

La expresión para calcular la lluvia media es la siguiente:

$$h_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i h_{pi} \quad (4-10)$$

Nótese que esta expresión es igual a la utilizada con el método de los polígonos de Thiessen, solamente que en este caso el factor de ponderación A_i es el área entre dos isoyetas consecutivas y la divisoria de la cuenca, y h_{pi} es la altura de lluvia promedio entre dos isoyetas.

Una vez determinada la lluvia media en la cuenca o en la zona de influencia del proyecto, será necesario buscar una forma de determinar la precisión de la estimación realizada.

Algunos autores estiman que el error estándar en el cálculo de la lluvia media en porcentaje se puede evaluar a través de la siguiente fórmula desarrollada por la Organización Meteorológica Mundial, OMM, y referenciada por Collado y Domínguez:

$$E = aA^b N^c \quad (4-11)$$

Dónde:

b y c , son constantes que pueden tomarse de manera aproximada como 0.2 y -0.5, respectivamente y depende de las características de la cuenca y las tormentas.

A , es el área de la cuenca.

N , es el número de estaciones para el análisis.

4.4.2 Relleno de datos faltantes en series de datos pluviométricos

Por diferentes motivos en la región centroamericana, los registros de precipitación no siempre están completos. Para estos casos, existen metodologías que tienen como objetivo estimar los datos faltantes si se cuentan con registros simultáneos de otras estaciones situadas cerca de la estación en cuestión.

En los gráficos de la Fig. 4-3 se muestra una alternativa para llevar a cabo la estimación de datos faltantes. La primera opción es correlacionar las precipitaciones medidas en una estación cercana con la estación en cuestión (Fig. 4-3a). La segunda es hacer la correlación con el promedio de las medidas en varias estaciones circundantes. (Fig.4-3b). La correlaciones se realizan a través de la aplicación de modelos de regresión que no son necesariamente lineales.

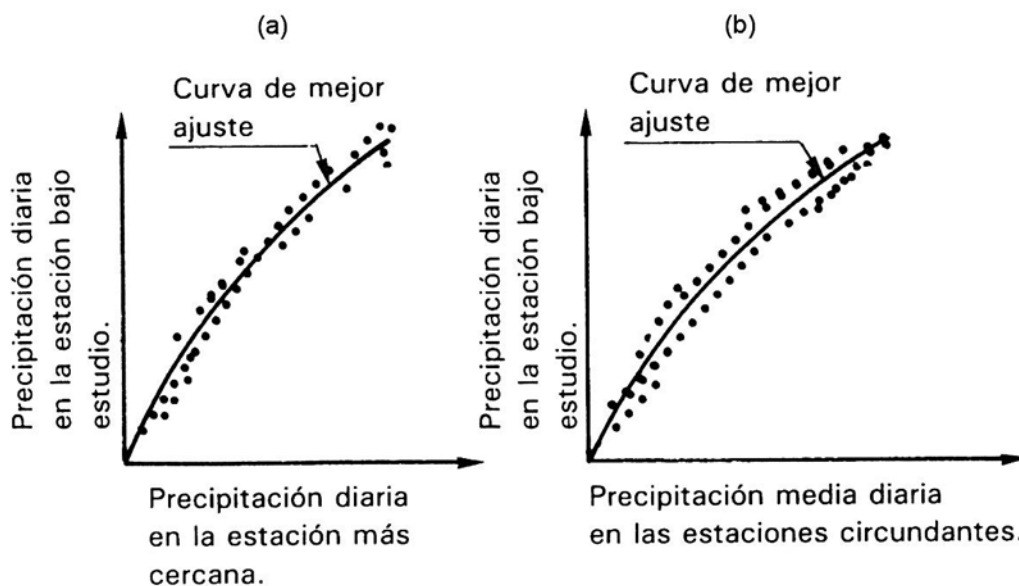


Fig. 4-3 Correlación de datos de precipitación de una estación con datos faltantes con una estación cercana (a) y con varias estaciones circundantes (b) (Aparicio, 1989).

Obtenidas las ecuaciones de regresión con sus respectivas gráficas, en las que en el eje de las abscisas se encuentra los datos de las estaciones de referencia y en el eje de las ordenadas los datos de la estación en cuestión, se verifica que la correlación de los datos

sea aceptable. Un coeficiente de correlación de 0.8 o superior se considera admisible, aunque no es un criterio definitivo ya que también dependerá del número de pares de datos con el que se ha trabajado y del error de estimación establecido.

De obtenerse una buena correlación, solo basta conocer los datos de las estaciones cercanas en los días en cuestión para estimar los datos faltantes en la estación de análisis.

Si la correlación no se considera admisible o aceptable, un método basado en la precipitación media anual puede ser aplicado para la estimación de los datos faltantes. Dos casos a tener en cuenta:

- Si la precipitación media anual en las estaciones de referencia difieren en menos del 10% con la estación en cuestión, los datos que faltan se estiman obteniendo la media aritmética de los datos de las estaciones de referencia.
- Si la diferencia entre los datos de las estaciones de referencia y los de la estación de estudio difieren en más del 10% se debe usar la siguiente fórmula:

$$h_{px} = \frac{1}{n} \left[\frac{p_x}{p_1} h_{p1} + \frac{p_x}{p_{12}} h_{p2} + \dots + \frac{p_x}{p_n} h_{pn} \right] \quad (4-12)$$

Dónde:

h_{px} , es la precipitación faltante en la estación en cuestión.

h_{pi} , es la precipitación registrada el día en cuestión en la estación de referencia i.

p_i , precipitación media anual en la estación de referencia i.

p_x , precipitación media anual en la estación en cuestión.

n , número de estaciones de referencia.

El número de estaciones de referencia a utilizar para la aplicación de esta fórmula deben ser, como mínimo, 3.

4.4.3 Ajuste de los registros ante la falta de homogeneidad de los datos

Cuando la tendencia de los registros sufre alteración debida a factores externos o cambios en las condiciones de medida, es necesario hacer ajustes para detectar y corregir cualquier alteración en los datos.

La elaboración de la curva masa doble es una técnica que se basa en que las variaciones de la precipitación acumulada media de varias estaciones no son sensibles a cambios en una de ellas, debido a que los errores que pueden surgir, se compensan.

Para realizar la curva de masa doble, se coloca en el eje de las abscisas la precipitación anual acumulada media de las estaciones de referencia, por lo cual conviene que el número de estaciones a utilizar no sea menor a diez para obtener mejores resultados; luego, en el eje de las ordenadas se coloca la lluvia anual acumulada de la estación de análisis.

El resultado esperado es una línea recta, siempre y cuando no hayan ocurrido cambios importantes; en caso contrario, la línea cambiará de pendiente en el año en que las condiciones de medición cambiaron.

Entonces, para conseguir que los datos sean consistentes en la estación en cuestión, los registros anteriores al año en que se detectaron los cambios se deben multiplicar por un factor de ajuste.

En la Fig. 4-4 se ilustra el ajuste hecho a una serie de datos anuales. Puede notarse que a partir del año 1976 existe un cambio en la pendiente de la recta (línea continua). El factor de corrección para los datos anteriores a 1976 se tendrá que hacer en base a la siguiente relación:

$$Fc = \frac{0.83}{0.63} = 1.32 \quad (4-13)$$

Por lo que, los valores tendrán que ser multiplicados por 1.32.

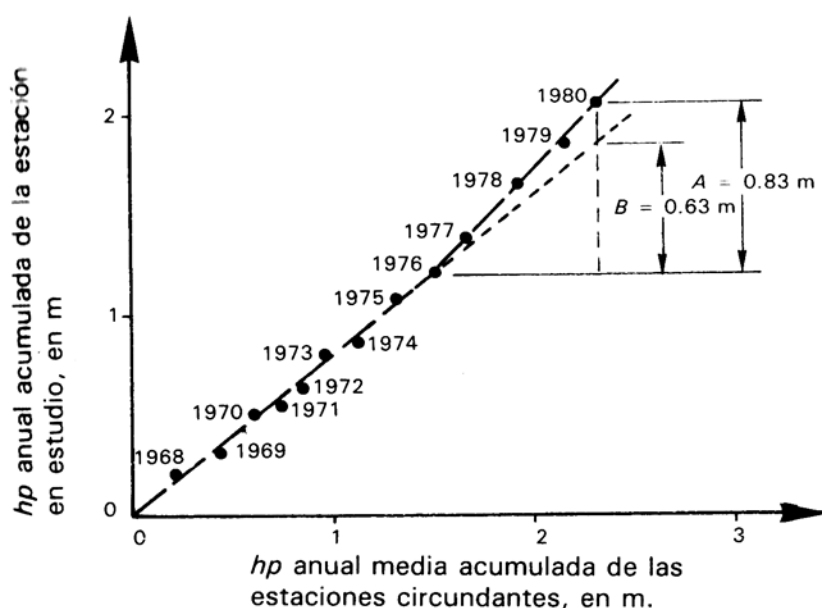


Fig. 4-4 Determinación del factor de corrección para una serie de datos anuales (Aparicio, 1989)

4.4.4 Elaboración de curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF)

El análisis estadístico de los datos hidrológicos obtenidos de una cuenca es útil para la determinación del riesgo que se corre al proponer los parámetros de diseño de una obra. De éstos, los datos de precipitación son útiles para alimentar un modelo de lluvia-escorrentía que da como resultado la obtención de la avenida de diseño en el futuro.

Las curvas IDF son una herramienta gráfica que representa la relación entre los tres parámetros de la lluvia de interés en el diseño de obras de drenaje: la tasa a la que cae sobre el terreno, conocida como intensidad, el tiempo transcurrido para una intensidad dada, conocido como duración y el probable número de años que transcurrirían antes de que una combinación de intensidad y duración dada se repita, conocido como frecuencia. Las metodologías para determinar la relación entre la Intensidad, la Duración y la Frecuencia de las precipitaciones, son básicamente dos:

La primera, relaciona la intensidad y la frecuencia para cada duración por separado mediante alguna función de distribución de probabilidad usada en hidrología. Se conoce con el nombre de intensidad-periodo de retorno.

La segunda, que es la que se desarrollará en este documento, relaciona las variables intensidad, duración y frecuencia de manera simultánea en una familia de curvas, a través de la siguiente expresión:

$$i = \frac{kT^m}{(d + c)^n} \quad (4-14)$$

Dónde:

k , m , n y c , son constantes que se calculan mediante un análisis de correlación lineal múltiple. Para utilizar la fórmula, es necesario contar con registros de alturas de precipitación máxima, en mm, para diferentes duraciones de lluvia. Las alturas máximas de precipitación normalmente corresponden a solo una o dos de las tormentas máximas del año.

Lo más conveniente es que se cuenten con registros de más de 25 años para obtener una buena confiabilidad en el análisis. En caso de contar con menos años de registros, será el especialista quien decida la representatividad de la muestra y/o el método a utilizar.

Los pasos a seguir para la determinación de las curvas IDF son los siguientes:

- Transformar las alturas de precipitación a intensidades, dividiendo dicha altura entre la respectiva duración y expresar la intensidad en mm/h.
- Transformados los datos a intensidades es necesario asignarles un periodo de retorno (ver apartado 4.4.5) y ordenar los datos para cada duración de mayor a menor.
- Aplicando a ambos lados de la ecuación de intensidad, mostrada al inicio de este apartado, el logaritmo neperiano, se tendrá la siguiente expresión:

$$\log i = \log k + m \log T - n \log(d + c) \quad (4-15)$$

Haciendo la analogía con la ecuación de la forma:

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \quad (4-16)$$

Que representa a una familia de líneas rectas de pendiente a_2 , ordenada al origen a_0 y espaciamiento a_1 . Se tendrá que: $y = \log i$; $a_0 = \log k$; $a_1 = m$; $x_1 = \log T$; $a_2 = -n$; $x_2 = \log(d + c)$.

Si los datos de i , d y T al graficarlos en papel logaritmo se agrupan en torno a líneas rectas, el valor de c puede tomarse como cero.

- Luego deberá de aplicarse un ajuste de correlación lineal múltiple a la serie de tres tipos de datos y se obtendrá un sistema de ecuaciones como el siguiente:

$$\sum y = N a_0 + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2 \quad (4-17)$$

$$\sum (x_1 y) = a_0 \sum x_1 + a_1 \sum (x_1^2) + a_2 \sum (x_1 x_2) \quad (4-18)$$

$$\sum (x_2 y) = a_0 \sum x_2 + a_1 \sum (x_1 x_2) + a_2 \sum (x_2)^2 \quad (4-19)$$

Donde N es el número de datos; a_0 , a_1 y a_2 son las incógnitas y x_1 , x_2 e y , son los logaritmos del periodo de retorno, el logaritmo de la duración y el logaritmo de la intensidad, respectivamente.

Resueltas las ecuaciones y calculados los coeficientes a_0 , a_1 y a_2 , es posible determinar los parámetros k , m y n y dibujar las curva.

4.4.5 Período de Retorno.

Dado una serie de registros hidrológicos, es importante investigar los caudales que producen las cuencas de manera que se pueda diseñar las obras de drenaje en carreteras. Para ello, es necesario hacer un análisis de frecuencia de dichos registros con el objetivo de determinar el período de retorno de un evento de determinada magnitud.

En el caso de los datos de lluvia, que son el resultado de un evento aleatorio, su análisis y predicción ha de realizarse a través de la aplicación de conceptos probabilísticos. Por lo que es necesario asignarles una frecuencia experimental a cada uno de los elementos de una serie basándose en el ordenamiento de acuerdo a su magnitud (en orden ascendente para frecuencias de valores bajos y descendentes para frecuencias de valores altos), asignando posiciones 1, 2, 3 hasta n .

La expresión mayormente utilizada para la asignación de la frecuencia, es la fórmula de Weibull (1939):

$$P(x) = \frac{m}{n+1} \quad (4-20)$$

Dónde:

m , es la posición que se le asigna a un evento según el ordenamiento ascendente de su magnitud.

n , es el tamaño de la muestra (n valores de lluvia o n valores de caudales).

La función inversa de $P(x)$ es conocida como el período de retorno o período de recurrencia (T_r) de un evento. El cual se define como es el tiempo promedio entre eventos que igualan o exceden una magnitud dada o, en otras palabras, el intervalo de tiempo dentro del cual un evento de determinada magnitud puede ser igualado o excedido. El período de retorno, no determina el tiempo exacto de ocurrencia de un evento.

Se expresa de la siguiente manera:

$$T_r = \frac{1}{P(x)} \quad (4-21)$$

Si la muestra de la variable se refiere a un año, un mes o una época específica, T_r estará referido a ese periodo. (Yevjevich, 1972)

Otra manera de calcular $P(x)$ viene dada por el método de California (1923):

$$P(x) = \frac{m}{n} \quad (4-22)$$

$$P(x) = \frac{m-1}{n} \quad (4-23)$$

Cuando se cuenta con series parciales y valores altos, la fórmula de Hazen (1914) puede ser aplicada, ya que da valores de posición intermedias entre los valores dados por el método de California.

$$P(x) = \frac{m-0.5}{N} = \frac{2m-1}{2N} \quad (4-24)$$

Otras fórmulas que pueden utilizarse son las Beard (1943), Blom (1958), Cunnane (1978) y Adamowski (1981).

4.4.6 Análisis de riesgo³

Hay ciertas situaciones en las que el proyectista desea conocer la probabilidad de ocurrencia de un evento dado durante un tiempo específico, por ejemplo la probabilidad asociada con crecientes de cierto T_r durante el período de construcción de la carretera.

La probabilidad P que una crecida con una probabilidad de ocurrencia promedio p sea excedida exactamente x veces durante un período de n años está dada por la siguiente expresión:

$$P = \binom{n}{x} (1-p)^{n-x} p^x \quad (4-25)$$

Dónde:

q , es la probabilidad complementaria:

$$q = 1 - p \quad (4-26)$$

y el número combinatorio está dado por:

$$\binom{n}{x} = \frac{n!}{x!(n-x)!} \quad (4-27)$$

Esta expresión de la probabilidad está basada en la distribución binomial o "de pruebas repetidas" debida a Bernouilli. El ejemplo clásico de este tipo de prueba es el del lanzamiento de la moneda: la expresión dada permite determinar cuál es la probabilidad de obtener x caras en n lanzamientos. La probabilidad promedio p en este caso es la de

³ Manual de Carreteras: Drenajes y Puentes, Secretaría de Obras Públicas, Transporte y Vivienda, SOPTRAVI, Honduras 1996

obtener una cara en un lanzamiento cualquiera (equivalente a la probabilidad promedio de una crecida o período de retorno); ese valor es 0.50 lo mismo que para las cruces (dicho de otra manera, en un número suficientemente grande de lanzamientos se obtendría el mismo número de caras que de cruces).

Haciendo $p = 1/T_r$ según la definición de período de retorno para el caso particular cuando $x = 0$, se tiene la probabilidad de no ocurrencia del fenómeno:

$$P_0 = \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n \quad (4-28)$$

En n años, siendo n la vida útil de la obra.

La probabilidad de ocurrencia del fenómeno por lo menos una vez será la complementaria de la anterior:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n \quad (4-29)$$

Probabilidad que suele definirse como riesgo de ocurrencia de la crecida de diseño en la vida útil de la obra.

La Tabla 4-2, fue elaborada a partir de la expresión anterior, puede utilizarse para determinar la probabilidad de ocurrencia de una crecida de recurrencia dada en un período específico.

Tabla 4-2 Probabilidad de que un evento de periodo de recurrencia determinado sea igualado o excedido, durante duraciones diversas (Secretaría de Estado en los Despachos de Obras Públicas, Transporte y Vivienda, 1996)

n T_r	1	5	10	25	50	100	200	500
	R							
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	0.50	0.97	0.99	*	*	*	*	*
5	0.20	0.67	0.89	0.996	*	*	*	*
10	0.10	0.41	0.65	0.93	0.995	*	*	*
50	0.02	0.10	0.18	0.40	0.64	0.87	0.98	*
100	0.01	0.05	0.10	0.22	0.40	0.63	0.87	0.993
200	0.005	0.02	0.05	0.12	0.22	0.39	0.63	0.92

* En estos casos R nunca puede ser igual a 1.00, pero para todos los propósitos puede ser tomado como la unidad.

Puede observarse en la tabla anterior, los valores de riesgo R en n años de un evento de frecuencia T_r ; por ejemplo, si una alcantarilla tiene una vida útil de 10 años y se la proyecta para evacuar una crecida de 50 años, existe un riesgo del 18% que en su vida útil sea sometida a una crecida igual o mayor que la de diseño.

4.4.7 Funciones de distribuciones de probabilidad⁴

En la mayoría de los casos el periodo de retorno para una estructura a diseñar sobrepasa al periodo de registros hidrológicos recolectados y el problema radica en cómo extender la tendencia (valores máximos – períodos de retorno) a un periodo deseado. Por lo que es necesario hacer extrapolaciones a partir de los valores máximos registrados de lluvias para estimar el caudal máximo de la cuenca del periodo de retorno requerido.

Para buscar una solución al problema, existen distribuciones de probabilidad teóricas que se ajustan a los datos medidos y que pueden emplearse. La selección de la función dependerá de consideraciones físicas de la cuenca estudiada, experiencias previas de tratamiento de las mismas variables en otras cuencas de estudio e inclusive por ensayo y error.

Luego del cálculo de los parámetros de la función seleccionada, será necesario determinar el límite de confianza y pruebas de bondad del ajuste realizado. Es de hacer notar, que existen métodos para calcular los límites de confianza, para una estación dada y un periodo de retorno dado.

Para mayor información sobre este tema se recomienda consultar el libro Diseño Hidrológico, Fatorelli & Fernández, 2011. En este documento solo se mencionarán algunas distribuciones de probabilidad que se utilizan comúnmente en hidrología con sus respectivas funciones de distribución, con el objetivo de proporcionar una referencia sobre su utilidad.

a) Distribución normal o Gaussiana

Surge del teorema del límite del valor central, el cual establece que una variable aleatoria x está normalmente distribuida con el promedio μ y la desviación estándar σ .

La función de distribución de probabilidad proporciona la probabilidad de que X sea menor o igual a x , así:

$$F(X < x) = \left(\frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}} \right) \cdot \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right) dx \quad (4-30)$$

La cual representa el área bajo la curva con un valor igual a la unidad, simétrica con respecto a la media con un dominio desde menos infinito a más infinito. Esto condiciona su uso en hidrología, ya que por lo general la distribución de los datos hidrológicos no es simétrica alrededor de la media.

Actualmente se desconoce la solución analítica de la función de distribución normal, por lo que para encontrar su solución se requiere el uso de métodos numéricos y el apoyo de tablas para cada valor de μ y σ , además de la definición de la variable estandarizada z , que se expresa como:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (4-31)$$

⁴ (Aparicio, 1989) (Fatorelli & Fernández, 2011)

Ésta posee una distribución normal con media igual a cero y una desviación estándar igual a 1.

A partir de lo anterior, la función de distribución de probabilidad se convertirá en:

$$F(x) = F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z \exp\left(-\frac{z^2}{2}\right) dz \quad (4-32)$$

Esta función ha sido calculada numéricamente y existen tablas para su solución. Es útil cuando existen casos donde las variables (sobre todo cuando hay importante número de datos) tienden a la distribución normal.

La práctica hidrológica indica que la distribución normal ajusta razonablemente bien registros extensos de lluvias anuales, así como descargas anuales en ríos. Por el contrario, para lluvias y caudales medios mensuales diarios o crecidas, no ajusta bien. El problema surge cuando se tienen valores negativos, sin embargo en la práctica dichos valores pueden considerarse como cero, suponiendo una distribución normal truncada.

b) Distribución Lognormal de dos parámetros

En esta función de distribución, los logaritmos naturales de la variable aleatoria se distribuyen normalmente. Por tanto, su rango de valores es positivo y en el caso de la hidrología es una ventaja respecto a la función de distribución normal.

La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \left(\frac{1}{x \sigma_y \sqrt{(2\pi)}} \right) \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right)^2 \right] \quad (4-33)$$

Dónde:

y , es el logaritmo natural de x .

σ_y , es la desviación estándar de y .

μ_y , es el promedio de y .

Entre las limitaciones de esta función está que los logaritmos de los datos tienen que presentar simetría alrededor de la media.

c) Distribución Log Normal 3 parámetros

Su función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0) \sqrt{(2\pi)} S_y} \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{(\ln(x - x_0) - u_y)^2}{S_y^2} \right] \quad (4-34)$$

Para valores de $x > x_0$,

Dónde:

x_0 , es el parámetro de posición.

u_y , Parámetro de escala o media.

S_y^2 , parámetro de forma o varianza.

d) Distribución Gamma 2 parámetros

Su función de densidad es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} \exp -\frac{x}{\beta}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \quad (4-35)$$

Válido para $0 \leq x < \infty$;

Dónde:

γ , es el parámetro de forma, tal que $0 < \gamma < \infty$.

β , es el parámetro de escala, tal que $0 < \beta < \infty$.

Esta distribución tiene importantes aplicaciones en hidrología, no sólo en estudios de frecuencia sino también en la generación de hidrogramas sintéticos. Si bien, en estudios de frecuencia la función Gamma da resultados semejantes a la lognormal, su uso es más complicado. (Fatorelli & Fernández, 2011)

e) Distribución Pearson III o Gamma de tres parámetros

Su función de densidad de probabilidad, está dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \left\{ \frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right\}^{\beta_1-1} \exp \left(-\frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right) \quad (4-36)$$

Dónde:

$\Gamma(\beta_1)$, es la función Gamma, cuyo valor se obtiene de tablas.

α_1, β_1 y δ_1 , son los parámetros de la función que se evalúan a partir de n datos medidos utilizando las ecuaciones siguientes:

$$\mu = \alpha_1 \cdot \beta_1 + \delta_1 \quad (4-37)$$

$$S^2 = \alpha_1 \cdot \beta_1 \quad (4-38)$$

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}} \quad (4-39)$$

Sabiendo que μ es la media de los datos, S^2 es la varianza y γ su coeficiente de sesgo; definido como:

$$\gamma = \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \mu)^3}{\frac{n}{S^3}} \quad (4-40)$$

La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \frac{1}{\Gamma(\beta_1)} \int_0^x \exp\left(-\left(\frac{x - \delta_1}{\delta_1}\right)\right) \left(\frac{x - \delta_1}{\delta_1}\right)^{\beta_1 - 1} dx \quad (4-41)$$

f) Distribución Log Pearson tipo III

Es una variante de la distribución Pearson III. La diferencia radica en la aplicación de logaritmos en base 10 a los valores de la muestra.

g) Distribución General de Valores Extremos (GEV)

Utilizada cuando no es posible aplicar cualquiera de las distribuciones anteriores. La función de distribución acumulada es:

$$F(x) = \exp\left[-\left(1 - k \cdot \left(\frac{x - \mu}{\alpha}\right)^{\frac{1}{k}}\right)\right] \quad (4-42)$$

Dónde:

k , es un factor de frecuencia que depende del periodo de retorno a analizar y del coeficiente de asimetría. Su valor puede ser determinado a través de tablas.

Para cada caso, existe una distribución GEV aplicable, dependiendo del valor de k , así:

Si $k = 0$, es la distribución tipo I (Gumbel).

Si $k < 0$, es la distribución tipo II (Frechet).

Si $k > 0$, es la distribución tipo III (Weibull).

h) Distribución de Valores Tipo I (Distribución Gumbel o doble exponencial)

Su función de distribución de probabilidades es:

$$F(x) = \exp[-\exp(-\alpha(x - \beta))] \quad (4-43)$$

Los parámetros α y β se pueden estimar de la siguiente forma, para muestras muy grandes:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma} \quad (4-44)$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma \quad (4-45)$$

Y para muestras pequeñas,

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{\sigma} \quad (4-46)$$

$$\beta = \mu - \frac{u_y}{\alpha} \quad (4-47)$$

Tabla 4-3 Valores de u_y y σ_y (Aparicio, 1989)

n (años)	u_y	σ_y	n (años)	u_y	σ_y
10	0.4952	0.9496	60	0.5521	1.1747
15	0.5128	1.0206	65	0.5535	1.1803
20	0.5236	1.0628	70	0.5548	1.1854
25	0.5309	1.0914	75	0.5559	1.1898
30	0.5362	1.1124	80	0.5569	1.1938
35	0.5403	1.1285	85	0.5578	1.1974
40	0.5436	1.1413	90	0.5586	1.2007
45	0.5463	1.1518	95	0.5593	1.2037
50	0.5485	1.1607	100	0.5600	1.2065
55	0.5504	1.1682			

El coeficiente de frecuencia k de la distribución de Gumbel tipo I, se expresa como:

$$k = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left[\gamma + \ln \left(\ln \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right) \right] \quad (4-48)$$

Dónde:

γ , es la constante de Euler igual a 0.57721

T_r , el periodo de retorno, en años.

Cuando $k=0$, $T_r = 2.33$ años, que es el tiempo de retorno que el Servicio Geológico de Estados Unidos toma para la creciente anual. (USGS, 1960)

i) Distribución Tipo II (Cauchy o Frechet)

Es un caso especial en el que se utilizan los logaritmos de x , el factor de frecuencia se calcula de la misma forma que en Gumbel; por tanto, para la función de la distribución tendríamos:

$$F(x) = \exp \left(-\exp \left(-y - \frac{s}{t} \right) \right) \quad (4-49)$$

Dónde:

$$y = \ln x$$

$$s = \ln \beta$$

$$t = \ln \alpha$$

Esta función se usa para valores extremos, no debe usarse con series de duración parcial, sino solo para anuales.

j) Distribución Tipo III (Weibull) (Chow, 1964)

Cuando existe un límite superior la ecuación de probabilidad acumulada es:

$$F(x) = \exp - \left[\frac{(x - E)}{\theta - E} \right]^k \quad (4-50)$$

Para $x < E$, en el rango de $-\infty < x < E$, calculado como:

$$E = \beta + \frac{\alpha}{k} \quad (4-51)$$

Donde: θ , es el mayor valor esperado de E .

A continuación se presenta una tabla resumen de las funciones de distribución de probabilidad más usadas en hidrología. Para profundizar en detalle sobre el uso de las funciones consultar Libro de Diseño Hidrológico de Fatorelli & Fernández, 2011:

Tabla 4-4 Funciones de distribución de probabilidad de frecuencias (Fatorelli & Fernández, 2011)

TIPO DE DISTRIBUCIÓN	UTILIZACIÓN	OBSERVACIONES
Log – Normal de 2 parámetros y 3 parámetros	Variables Continuas	Precipitación, caudales anuales. Series de duración parcial.
Gamma de 2 parámetros	Variables Continuas	Frecuencia de caudales y lluvias. Generación de hidrogramas sintéticos.
Tipo I (Gumbel)	Valores extremos	Valores extremos de caudales
Tipo II (Frechet)	Valores extremos, límite inferior cero.	Log-Gumbel en un caso especial de tipo II.
Tipo III (Weibull)	Existe un límite superior (E)	Valores mínimos de caudales o lluvias.
General de Valores Extremos (GEV)	Incluye los tipos I, II, III	Determinación del tipo de distribución más conveniente.
Log Pearson III	Variable Continua	Caudales y lluvias máximas anuales.

4.4.8 Estimación de parámetros de las distribuciones.

Los métodos de ajuste de datos para la estimación de parámetros tienen como objetivo entregarles un grado de confiabilidad a los mismos; se realiza a través de métodos analíticos y métodos gráficos y en el caso de uso de software que puede emplear cálculo analítico con resultado analítico-gráfico.

4.4.8.1. Métodos Analíticos de estimación de parámetros de las distribuciones

a) Método de los Momentos (Chow et.al., 1994; Yevjevich, 1972)

Es un método introducido por Pearson, en el cual se establecen relaciones entre los N parámetros de la distribución seleccionada y los n primeros momentos, tanto centrales o

alrededor del origen, de la obteniendo tantas ecuaciones, como parámetros a estimar existan.

Es decir, habrá tantas ecuaciones como parámetros. Se pueden tomar momentos centrales o momentos alrededor del origen. Su utilización no es recomendada cuando existen errores de los datos en las colas de la distribución donde los brazos de los momentos son largos y los errores magnificados.

b) Método de los mínimos cuadrados

Un método de amplio uso, capaz de ajustar además de las funciones de distribución, curvas de caudales en ríos (relación h/Q), ecuaciones de regresión de correlaciones entre estaciones de caudales, ajuste de curvas de intensidad – duración – frecuencia de lluvias, etc.

Consiste en el cálculo de una línea de regresión que mejor se ajuste a la serie de datos; en primera instancia se busca generar una línea recta. Se calculan parámetros α , β , γ y lo que el método busca es minimizar la suma de los desvíos al cuadrado de los valores observados.

El ajuste de una distribución se puede hacer, ya sea a una de las conocidas distribuciones de frecuencia de probabilidad o a cualquier otra curva empírica que la observación del gráfico de los valores de la variable pueda sugerir. En el caso de una función:

$$y = f(x; \alpha, \beta, \gamma \dots) \quad (4-52)$$

Los datos deben ser ajustados mediante la mejor estimación de los parámetros α , β , γ . El método minimiza la suma de los desvíos al cuadrado de los valores observados y los calculados, así:

$$S = \sum_i^N (y_i - y)^2 \quad (4-53)$$

Donde x_i e y_i son las coordenadas de los datos observados y N el tamaño de la muestra. La línea dada por la función $f(x, \alpha, \beta, \gamma \dots)$ debe también ser minimizada y por lo tanto, todas las primeras derivadas parciales con respecto a α , β , γ deben ser cero. A partir de estas derivadas se obtienen tantas las ecuaciones para el cálculo de los parámetros.

Se tendrá para una línea recta de mejor ajuste:

$$y = \alpha \cdot x + \beta \quad (4-54)$$

Para una línea de forma logarítmica, los parámetros α y β se encuentran como:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^N x_i y_i - N \cdot \mu \cdot \bar{y}}{\sum_{i=1}^N x_i^2 - N \cdot \bar{x}^2} \quad (4-55)$$

$$\beta = \bar{y} - \alpha \mu \quad (4-56)$$

La aplicación del método, está sujeta a tres condiciones:

- Los errores entre lo observado y lo calculado deben ser distribuidos en forma relativamente simétrica.
- Los errores son mutuamente independientes de la línea de regresión.
- La varianza a lo largo de la línea es constante.

Estas condiciones, se cumplen muy raramente en hidrología, especialmente la segunda y la tercera por lo tanto, es muy frecuente el uso de logaritmos para adecuar la ecuación a una tendencia lineal.

c) Método de Máxima Verosimilitud

Por este método (Chow, et.al., 1994; Yevjevich, 1972) se determinan los valores de los parámetros en forma de obtener la función de verosimilitud. Para una determinada función de densidad de probabilidad, el producto infinito o función de verosimilitud de una muestra de N valores de una variable continua x es:

$$L = \prod_{i=1}^N f(x; \alpha, \beta \dots) \quad (4-57)$$

Si la variable es discreta y la función de probabilidad acumulada es: $P_i(x; \alpha, \beta)$ la función de verosimilitud es el producto:

$$L = \prod_{i=1}^N P_i(x; \alpha, \beta) \quad (4-58)$$

Como uno alcanza su máximo valor, para ciertos valores de α, β, \dots , se aplican logaritmos; luego la ecuación es:

$$\ln(L) = \ln \prod_{i=1}^N f(x_i; \alpha, \beta \dots) = \sum_{i=1}^N \ln (f(x_i; \alpha, \beta \dots)) \quad (4-59)$$

De sus derivadas parciales en α, β, \dots igualadas a cero, se obtienen las funciones de máxima verosimilitud que serán tantas ecuaciones como parámetros a determinar.

El método da mejores resultados para muestras grandes. En este caso, provee la mejor estimación de los parámetros, aunque su aplicación práctica resulta la más compleja que otros métodos.

4.4.8.2. Métodos Gráficos

Resultan ser métodos usados, graficando una variable (caudales, volúmenes, alturas, etc) en las ordenadas y la frecuencia o tiempo de retorno en las abscisas.

Para series anuales de valores extremos o series de duración para frecuencias se ajusta bien a escala natural; mientras que para rangos muy grandes es aceptable usar la escala logarítmica. Una vez graficados, la recta se podrá trazar de manera visual, o empleando los métodos analíticos antes mencionados.

En la siguiente tabla, se presentan las representaciones gráficas más comunes y los ejes coordenados.

Tabla 4-5 Tipos de gráficos (Fatorelli & Fernández, 2011)

GRÁFICO	ORDENADA	ABSCISA	DISTRIBUCIÓN
Normal	Aritmética	Probabilidad	Normal
Log Normal	Logarítmica	Probabilidad	Log Normal 2 parámetros
Gumbel	Aritmética	Probabilidad de Gumbel	Gumbel
Log Gumbel	Logarítmica	Probabilidad de Gumbel	Log-Gumbel
Semilog	Logarítmica	Aritmética	Exponencial
Log Pearson III	Logarítmica	Probabilidad de Pearson III	Log Pearson III
Log - Log	Logarítmica	Logarítmica	Doble exponencial

4.4.9 Test de bondad de ajuste

Es una herramienta que ayuda a determinar la confiabilidad de los datos entregados a través de la distribución de probabilidad seleccionada y aplicada a los datos.

4.4.9.1. Test de Ji-cuadrado (χ^2)

Puede usarse para verificar distribuciones de probabilidad, ya sean distribuciones continuas con grupos de datos expresados como frecuencias absolutas de intervalos de clase o como frecuencias absolutas en distribuciones discretas. Se evalúa bajo la siguiente expresión:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^N \frac{(f_i - n \cdot p_i)^2}{n \cdot p_i} \quad (4-60)$$

Dónde:

n , es el número de intervalos de clase para variables discretas o el número de eventos para variables continuas,

f_i , son las frecuencias absolutas observadas de cada evento (o de cada intervalo de clase)

p_i es la probabilidad de los eventos (o de los intervalos) calculados con la ecuación a verificar $p(x, \alpha, \beta, \gamma)$.

4.4.9.2. Test de Kolmogorov-Smirnov (K-S)

Se usa cuando no se verifican parámetros de una distribución previa y se trabaja con una distribución acumulada. En este método se determina la máxima desviación entre la posición de graficación experimental ($P(x_i)$) la distribución acumulada teórica ($F(x)$). Si se tiene una muestra de n datos $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ en orden ascendente o descendente y sus posiciones de graficación dadas por $P(x_i) = m/n+1$, se obtiene el gráfico de una preseleccionada distribución empírica. Luego, $F(x)$ el verdadero valor de la distribución teórica la máxima diferencia se define como:

$$D_0 = \max[F(x) - P(x_i)] \quad (4-61)$$

Dónde:

D_0 , es el valor de la máxima desviación entre la curva experimental y la teórica.

4.4.10 Datos atípicos (outliers)

En series de datos hidrológicos, es común encontrar datos de valores extremos que distan considerablemente de la tendencia general de la muestra; estos pueden deberse a diversas causas, ya sean errores de medición, factores naturales, como eventos meteorológicos extremos o no meteorológicos. Por tanto estos valores atípicos, deberán ser tratados de manera especial para poder ser analizados. El USWR Council (1982) establece un método para detectar datos dudosos altos y bajos, respectivamente; a través de las siguientes ecuaciones:

$$y_a = \bar{Y} + k_0 \cdot \sigma_y \quad (4-62)$$

$$y_b = \bar{Y} - k_0 \cdot \sigma_y \quad (4-63)$$

Dónde:

\bar{Y} , es el promedio de los logaritmos de la muestra, incluyendo los dudosos (logaritmos decimales), σ_y , es la desviación estándar de los logaritmos de la muestra y k_0 se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 4-6 Valores de k_o para resolución de las ecuaciones de la USWR Council (Fatorelli & Fernández, 2011)

TAMAÑO DE LA MUESTRA, N	KO	TAMAÑO DE LA MUESTRA, N	KO	TAMAÑO DE LA MUESTRA, N	KO	TAMAÑO DE LA MUESTRA, N	KO
10	2.036	45	2.727	80	2.940	115	3.064
11	2.088	46	2.736	81	2.945	116	3.067
12	2.134	47	2.744	82	2.949	117	3.070
13	2.165	48	2.753	83	2.953	118	3.073
14	2.213	49	2.760	84	2.957	119	3.075
15	2.247	50	2.768	85	2.961	120	3.078
16	2.279	51	2.775	86	2.966	121	3.081
17	2.309	52	2.783	87	2.970	122	3.083
18	2.335	53	2.790	88	2.973	123	3.086
19	2.361	54	2.798	89	2.977	124	3.089
20	2.385	55	2.804	90	2.981	125	3.092
21	2.408	56	2.811	91	2.984	126	3.095
22	2.429	57	2.818	92	2.989	127	3.097
23	2.448	58	2.824	93	2.993	128	3.100
24	2.467	59	2.831	94	2.996	129	3.102
25	2.487	60	2.837	95	3.000	130	3.104
26	2.502	61	2.842	96	3.003	131	3.107
27	2.510	62	2.849	97	3.006	132	3.109
28	2.534	63	2.854	98	3.011	133	3.112
29	2.549	64	2.860	99	3.014	134	3.114
30	2.563	65	2.866	100	3.017	135	3.116
31	2.577	66	2.871	101	3.021	136	3.119
32	2.591	67	2.877	102	3.024	137	3.122
33	2.604	68	2.883	103	3.027	138	3.124
34	2.616	69	2.888	104	3.030	139	3.126
35	2.628	70	2.893	105	3.033	140	3.129
36	2.639	71	2.897	106	3.037	141	3.131
37	2.650	72	2.903	107	3.040	142	3.133
38	2.661	73	2.908	108	3.043	143	3.135
39	2.671	74	2.912	109	3.046	144	3.138
40	2.682	75	2.917	110	3.049	145	3.140
41	2.692	76	2.922	111	3.052	146	43.420
42	2.700	77	2.927	112	3.055	147	3.144
43	2.710	78	2.931	113	3.058	148	3.146
44	2.720	79	2.935	114	3.061	149	3.148

Parámetros del test de datos dudosos para 10% de nivel de significancia para distribución normal

4.4.11 Análisis de Correlaciones.

Cuando no se cuenta con datos suficientes de un punto en una cuenca, existe la posibilidad de transferir datos entre dos puntos de la misma cuenca, siempre y cuando ambas zonas hidrológicas sean homogéneas.

Las correlaciones pueden ser simples, si se asocia dos variables entre dos puntos de una cuenca; o múltiples, cuando existen varias variables independientes a asociar.

Una línea de regresión es la curva ajustada a todos los valores medios de y para determinados valores de x , entre menor sea la dispersión de los datos en torno a la línea de regresión, esta será mejor; y esta asociación se mide a través del coeficiente de correlación (r), el cual se calcula como:

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N ((x_i - \mu) \cdot (y_i - \bar{y}))}{N \cdot \sigma_x \cdot \sigma_y} = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i \cdot y_i - N \cdot \mu \cdot \bar{y})}{N \cdot \sigma_x \cdot \sigma_y} \quad (4-64)$$

Dónde:

N , es el número de pares de observaciones (x_i, y_i);

$\mu, \bar{y}, \sigma_x, \sigma_y$ valores promedios y desviaciones estándar de los valores observados de x e y , respectivamente.

El coeficiente de correlación es un valor que oscila entre $+1$ a -1 ; indicando correlación directa cuando es positivo, es decir que a un aumento de x corresponde un aumento en y ; O correlación inversa si el valor de r es negativo.

Es común utilizar el cuadrado del valor r , denominado coeficiente de determinación, el cual indica la proporción sobre 100 de la varianza que está absorbida por la línea de regresión. Es importante recalcar que una correlación solamente se puede establecer, si el número de variables (NV) es menor que el número de observaciones (N); a la diferencia de estas se le denomina grado de libertad (GL); ya que si se tiene igual número de observaciones como de variables, el grado de libertad será cero y a esto se le denomina una correlación falsa.

Para el cálculo de la ecuación de regresión simple, se emplean diversas funciones semilogarítmicas, logarítmicas, etc. Sin embargo cuando se trata de correlaciones múltiples, se vuelve necesario el uso de software estadístico que facilite la tarea.

4.5 MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO (RELACIÓN LLUVIA – ESCORRENTÍA)

El objetivo de estos métodos, es determinar el caudal máximo en el punto de salida de la cuenca. Si se cuenta con datos de aforo, se puede realizar un análisis estadístico de los caudales máximo instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés y se calculan los caudales para los períodos de retorno determinados.

Sin embargo, no siempre es posible contar con datos de caudales históricos; por lo que se vuelve necesario buscar alternativas que apliquen a los datos con los que se cuenta. A continuación se describen algunos métodos que se pueden utilizar para la estimación del caudal máximo.

4.5.1 Método racional

Esta relación empírica toma en cuenta el área de la cuenca, la altura o intensidad de la precipitación y las características de la superficie del terreno. Con estos datos, calcula la descarga máxima asumiendo que la lluvia es uniforme en toda la cuenca y la descarga máxima se dará cuando la totalidad de la superficie esté drenando, es decir, que el escurrimiento de la parte baja, de la parte media y de la parte más lejana de la cuenca se acumulan a la salida, estableciendo la máxima suma posible de volumen de agua.

Dado lo anterior, la duración de la lluvia será determinada a través del tiempo de concentración de la cuenca (concepto explicado más adelante), con el objetivo de maximizar el caudal de diseño.

Este método es frecuentemente utilizado en el diseño de drenajes urbanos y de carreteras y su aplicación está en función de la superficie de la cuenca. El método se limita a cuencas con superficies hasta de 20km²⁵, dependiendo de las condiciones que rige el proyecto en cada uno de los países, sus normativas locales y de la validez de los resultados obtenidos. La expresión para determinar el caudal máximo viene dada por:

$$Q = 0.278 CiA \quad (4-65)$$

Dónde:

Q, es la descarga máxima, en m³/s.

C, es el coeficiente de escorrentía, adimensional.

i, es la intensidad de la lluvia de diseño, en mm/h.

A, Área de la cuenca, en km².

El coeficiente de escorrentía C se define como la relación entre la tasa pico de escorrentía directa y la intensidad promedio de precipitación de una tormenta. Nótese que debido a la variabilidad de la intensidad de una tormenta el coeficiente de escorrentía varía con el tiempo. Es por ello que una mejor definición de C es expresada como la relación entre la escorrentía y la precipitación en un periodo de tiempo determinado.

Siempre se tiene que tener en cuenta que la proporción de lluvia que escurrirá dependerá de la pendiente del terreno, la porosidad y la permeabilidad del suelo, la vegetación, la posición del nivel freático, entre los factores más importantes. Además, la tasa de infiltración disminuye a medida que la lluvia continúa y también es influida por las condiciones de humedad antecedentes en el suelo.

Existen muchas tablas de referencia para determinar los valores de coeficiente de escorrentía, las cuales se pueden utilizar según se adecuen a las condiciones del proyecto. A manera de ilustración, en la Tabla 4-7 y 4-8 pueden consultarse distintos valores de C de acuerdo a las características del suelo y periodo de retorno para zonas urbanas y rurales.

⁵ Basso 1967 - 1972 (Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano, PHCA)

Tabla 4-7 Coeficientes de escorrentía recomendados para ser usados en el método racional (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE	PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0 – 2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2 – 7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0 – 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 – 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0 – 2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2 – 7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de Cultivo							
Plano, 0 – 2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2 – 7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0 – 2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2 – 7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0 – 2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2 – 7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de la Tabla 4-7 son los estándares utilizados en la ciudad de Austin, Texas.

Tabla 4-8 Coeficientes de escorrentía para áreas no desarrolladas o rurales

COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO PARA ÁREAS NO DESARROLLADAS O RURALES (1)				
TIPOS DE CUENCAS				
	EXTREMO	ALTO	NORMAL	BAJO
Relieve	0.28 – 0.35 Empinado, terreno escarpado con pendientes promedios por encima del 30%	0.20 – 0.28 Montañoso, con pendientes promedios del 10 al 30%	0.14 – 0.20 Ondulado con pendientes promedio del 5 al 10%	0.08 – 0.14 Tierras relativamente planas, con pendientes promedio del 0 al 5%
Infiltración del suelo	0.12 – 0.16 Cubierta de suelo ineficiente, con cualquiera de los dos roca o manto de suelo delgado de capacidad de infiltración despreciable	0.08 – 0.12 Lento para tomar agua, arcilla o tierra negra, suelos superficiales de baja capacidad de infiltración, imperfecta o pobremente drenados	0.06 – 0.08 Normal, suelos con textura de suelos ligeros a medianamente bien drenados, arenas arcillosas, limos y llimos arcillosos	0.04 – 0.06 Altos, arenas profundas u otros suelos que guardan agua rápidamente, suelos muy ligeros bien drenados
Cobertura vegetal	0.12 – 0.16 Cubierta de plantas ineficiente, desnudo o muy dispersa	0.08 – 0.12 De malo a regular,, cultivos limpios, o cubierta natural pobre, menos que el 20% del área de drenaje con buena cubierta	0.06 – 0.08 De regular a bueno, alrededor del 50% del área con tierras cubiertas de grama o bosques, no más del 50% con áreas en la producción de cosechas	0.04 – 0.06 Buena a excelente, acerca del 90% del área de drenaje co buenos pastizales, bosques o albeledas o cubiertas equivalentes
Almacenaje superficial	0.10 – 0.12 Depresiones superficiales despreciables pocas y planas; drenajes empinados y cortos, sin pantanos	0.08 – 0.10 Bajo sistenas cortos de drenajes bien definidos, sin lagunas ni pantanos	0.06 – 0.08 Normal, considerables depresiones superficiales, lagos y lagunas y pantanos	0.04 – 0.06 Alta, superficie de almacenaje alta, sistema de drenaje no bruscamente definido, grandes planicies de inundación o gran número de lagunas o pantanos
Ejemplo	Dado: Una cuenca rural consistente de 1) terreno ondulado con pendientes promedios del 5%, 2) tipos de suelos arcillas,, 3) Área de pastizales, y 4) depresiones superficiales normales. Encuentre: el coeficiente de escurrimiento, C, para la cuenca señalada arriba		Solución 0.14	Relieve: Infiltración del suelo: 0.08 Cubierta vegetal: 0.04 Superficie de almacenaje: 0.06 C = 0.32

NOTA: Los valores de la Tabla 4-8 son los estándares utilizados por el Departamento de Transporte de California en el Manula de Diseño de Carreteras.

La intensidad de la lluvia se puede seleccionar en base a estudios o referencias locales, y en caso de contar con curvas de IDF para la región, se debe seleccionar para un determinado periodo de retorno la intensidad que corresponde a una duración de la lluvia igual al tiempo de concentración de la cuenca. El tiempo de concentración (t_c) se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca aporten agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida de ésta. Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca el agua que procede del punto

hidrológicamente más alejado, y representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es constante; el punto hidrológicamente más alejado es aquél desde el que el agua de escorrentía emplea más tiempo en llegar a la salida.

Puede obtenerse a través de observaciones experimentales o utilizarse alguna de las ecuaciones que a continuación se exponen.

La ecuación comúnmente utilizada para determinarlo, es la de Kirpich- Ramser:

$$t_c = 0.0195L^{0.77}S^{-0.385} \quad (4-66)$$

O también:

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{\Delta H} \right)^{0.385} \quad (4-67)$$

Dónde:

t_c , es el tiempo de concentración, en minutos.

L , longitud del cauce principal, en metros.

ΔH , es la diferencia de altura.

S , es la pendiente media del tramo del lecho del río en estudio. Se determina como:

$$S = \frac{H_{\text{máx}} - H_{\text{mín}}}{L} \quad (4-68)$$

Dónde:

$H_{\text{máx}}$, es la cota del punto más alejado y alto de la cuenca.

$H_{\text{mín}}$, es la cota en la salida de la cuenca.

L , longitud del cauce principal.

Durante la realización del Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano (PHCA), se originó la fórmula de Basso y colaboradores, cuya expresión es:

$$t_c = 0.01026 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (4-69)$$

Dónde:

L , es la longitud del cauce principal hasta la salida, en metros.

S , es la pendiente media del tramo del lecho del río en estudio.

En la literatura se encuentran muchas expresiones para determinar el tiempo de concentración de las cuencas hidrográficas que se han desarrollado en diferentes partes del mundo. En caso de no contar con una expresión desarrollada localmente se puede adoptar alguna desarrollada en otro lugar, teniendo en cuenta las condiciones en las que fue desarrollada y que mejor aplique al contexto del proyecto. En la Tabla 4-9 se muestran algunas de las expresiones para tiempo de concentración:

Tabla 4-9 Otras fórmulas para calcular el tiempo de concentración

NOMBRE	FÓRMULA	OBSERVACIONES
Bransby Williams	$t_c = \frac{58 L}{A^{0.1} S^{0.2}}$ <p>L, longitud del cauce principal, en km A, área de la cuenca, en km² S, pendiente del cauce principal</p>	Sugerida por The Institution of Engineers, Australia, en reemplazo de la fórmula de Kirpich, al arrojar ésta valores muy bajos (Yen, 1992).
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 60 \left(\frac{11.9 L^3}{H} \right)^{0.385}$ <p>L, longitud del cauce principal, en pies H, diferencia de nivel de la cuenca, en pies</p>	Desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California (Chow et al. 1988).
Izzard (1946)	$t_c = \frac{526.42 b L^{\frac{1}{3}}}{(C \cdot i)^{\frac{2}{3}}}$ <p>L, longitud del cauce principal, en m C, coeficiente de escurrimiento i, intensidad de precipitación, mm/h</p> <p>La fórmula se aplica siempre y cuando i.L<3870</p>	<p>Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Publics Road para flujo superficial en caminos y áreas de céspedes. Áreas pequeñas, sin red hidrográfica definida con escurrimiento laminar en superficie.</p> <p>El coeficiente b se obtiene de la expresión:</p> $b = \frac{0.0000276 i + c_r}{S^{\frac{1}{3}}}$ <p>S, pendiente media de la cuenca Cr, coeficiente de retardo en función del tipo de superficie.</p> <p>La fórmula debe utilizarse con restricciones a partir de áreas superiores a 0.04 km².</p>
Método racional generalizado	$t_c = \frac{60 k L}{H^{0.3}}$ <p>L, longitud del cauce principal H, diferencia de nivel de la cuenca, en m K, rugosidad relativa del cauce</p>	Creado en Estados Unidos. Se sugiere tomar un valor de k=1.
Federal Aviation Administration (1970)	$t_c = \frac{1.8(1.1 - C)L^{0.5}}{S_a}$ <p>L, longitud del cauce principal, en pies S_a, pendiente de la cuenca, en % C, coeficiente de escorrentía</p>	Para pequeñas cuencas con escurrimiento sobre el terreno. Aplicada muy a menudo en áreas urbanas (Chow et al., 1988).
Ecuación de retardo del Servicio de Conservación de suelos de Estados Unidos (SCS)	$t_c = 100 L^{0.8} \frac{\left(\frac{100}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{1900 S_a^{0.5}}$ <p>L, longitud del cauce en pies S_a, pendiente de la cuenca, en % CN, número de la curva SCS.</p>	<p>Originada en áreas rurales. Basada en la relación t_c=1.67 t_{lag}</p> <p>SCS recomienda su uso en áreas menores a 8 km².</p>
Pilgrim	$t_c = 0.76 A^{0.38}$ <p>A, área de la cuenca, en km²</p>	Desarrollada para cuencas rurales de Australia (Pilgrim & Cordery, 1993).
Hathaway	$t_c = \frac{0.606(L \cdot n)^{0.467}}{S_a^{0.234}}$ <p>L, longitud del cauce principal, en km S_a, pendiente de la cuenca, en m/m n, coeficiente de Manning</p>	Desarrollada para pequeñas cuencas con predominio de exceso de infiltración. Calibradas para áreas de 0.04 km ² , con S _a < 1% y n < 0.800 (McCuen et al. 1984)

4.5.2 Métodos basados en hidrogramas unitarios (Aparicio, 1989)

El hidrograma de una corriente de agua es la representación gráfica de las variaciones del caudal (en la escala de las ordenadas) con respecto al tiempo (escala de las abscisas) en un punto determinado de la corriente, donde se distinguen componentes importantes que ayudan a identificar la respuesta de la cuenca ante una tormenta. El área bajo la curva de la gráfica, representa el volumen total de agua registrado en el sitio de aforo.

En la Fig. 4-5 se ilustra el hidrograma producto de una lluvia aislada en donde se pueden distinguir los siguientes puntos:

- Punto de inicio del escurrimiento directo. En este punto el agua proveniente de la tormenta comienza a registrarse a la salida de la cuenca. Este momento puede producirse inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante la misma o incluso un tiempo después de acabada.
- Pico del hidrograma. Es el caudal máximo que se produce durante la tormenta. Representa el punto más importante a identificar para fines de diseño.
- Punto de inicio de la curva de agotamiento. Es el punto a partir del cual toda la escorrentía producida por la precipitación efectiva ha pasado por el punto de aforo.

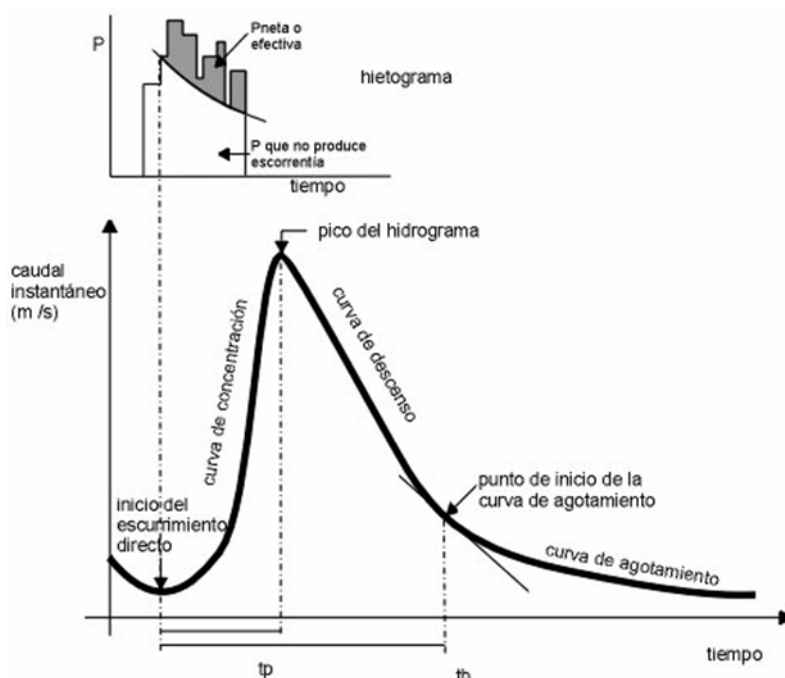


Fig. 4-5 Componentes de un hidrograma (Villón Béjar, 2004)

El área por encima del punto de inicio del escurrimiento directo y de inicio de la curva de agotamiento constituirá el escurrimiento directo, causado por la precipitación efectiva. El área por debajo, constituye el caudal base, causado por el escurrimiento subterráneo.

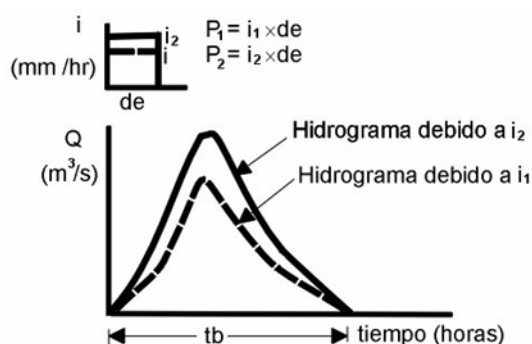
- El tiempo pico t_p es el tiempo que transcurre desde el inicio del escurrimiento directo hasta el pico del hidrograma.
- El tiempo base t_b , es aquel que transcurre desde el inicio del escurrimiento directo hasta el punto de inicio de la curva de agotamiento.

Existen metodologías para determinar los componentes de un hidrograma. Puede consultarse el libro de Hidrología de Máximo Villón Béjar, para mayores detalles o cualquier libro de fundamentos de hidrología.

El hidrograma unitario (HU) de una cuenca, se define como el hidrograma de escurrimiento directo que se produce por una lluvia efectiva o en exceso de lámina unitaria (generalmente de 1mm, aunque puede ser 1 plg o 1 cm), de duración d y repartida uniformemente en la cuenca.

El método fue desarrollado originalmente por Sherman (1932) y se basa en las siguientes hipótesis:

- Distribución uniforme. La precipitación en exceso, tiene una distribución uniforme sobre la superficie de la cuenca y en toda su duración.
- Tiempo base constante. Para una cuenca dada, la duración total de escurrimiento directo o tiempo base (t_b) es la misma para todas las tormentas con la misma duración de lluvia efectiva, independientemente del volumen total escurrido. Todo hidrograma unitario está ligado a una duración (d_e) de la lluvia en exceso.



4-6 Tiempo base constante (Villón Béjar, 2004)

- Linealidad y proporcionalidad. Las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo con el mismo tiempo base, son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento directo, es decir, al volumen total de la lluvia efectiva. Por lo que, las ordenadas de dichos hidrogramas son proporcionales entre sí.

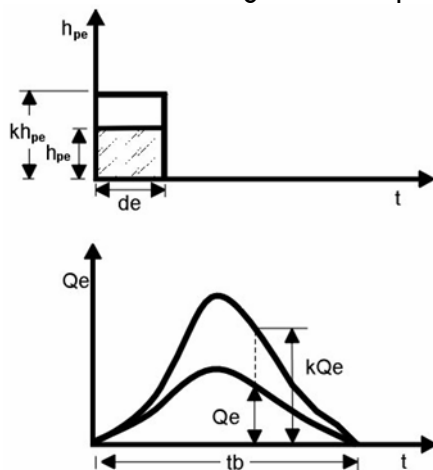


Fig. 4-7 Principio de proporcionalidad (Villón Béjar, 2004)

- Superposición de causas y efectos. El hidrograma que resulta de un periodo de lluvia dado puede superponerse a hidrogramas resultantes de periodos lluviosos precedentes.

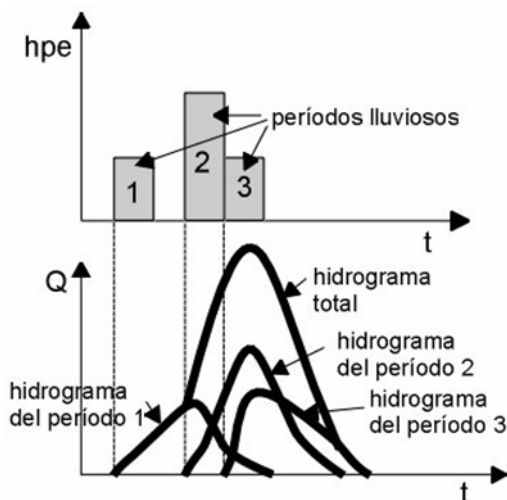


Fig. 4-8 Superposición de hidrogramas (Villón Béjar, 2004)

Es importante destacar que para utilizar el método del hidrograma unitario es indispensable contar con al menos un hidrograma medido en la salida de la cuenca junto con los registros de precipitación.

Para construir el hidrograma unitario se emplean los siguientes pasos:

- Separar el flujo base de la escorrentía directa y determinar el tiempo base.
- Obtener el volumen de escurrimiento directo (V_e) del hidrograma de la tormenta. El cual es la suma de los escurrimientos directos dividido por el tiempo duración en exceso de la tormenta.
- Obtener la altura de precipitación en exceso hp_e , dividiendo el volumen de escurrimiento directo (V_e) por el área de la cuenca.

$$hp_e = \frac{V_e}{A} \quad (4-70)$$

- Las ordenadas del hidrograma unitario se obtendrán dividiendo las ordenadas del escurrimiento directo entre la altura de precipitación en exceso hp_e .

La determinación de la duración en exceso (d) del hidrograma unitario puede hacerse a través del índice de infiltración (Φ). La obtención de este índice se basa en la hipótesis de que la recarga de la cuenca debida a la tormenta en estudio permanece constante a través de toda la duración de la misma. Las unidades del índice de infiltración son iguales a la de la precipitación, es decir, longitud entre tiempo.

Para el cálculo de Φ , suponer un valor de índice de infiltración y localizarlo en el hidrograma de la tormenta. Con el valor supuesto y ubicado, calcular la altura de precipitación en exceso (hp_e') sumando los incrementos de las ordenadas del hidrograma que se encuentran por encima del valor del índice de infiltración Φ (Fig. 4-10). Si la altura

de precipitación en exceso correspondiente al valor supuesto hp_e' es igual al valor de hp_e , calculado previamente, el valor de Φ será el correcto. En caso de que no lo sea, suponer otro valor de Φ y repetir el procedimiento descrito anteriormente hasta cumplir la igualdad $hp_e' = hp_e$.

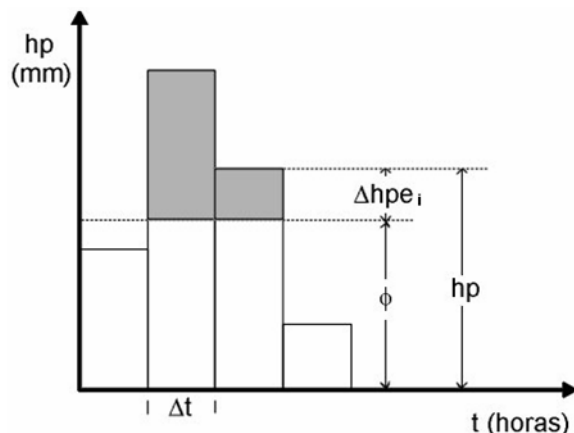


Fig. 4-9 Determinación del índice de infiltración (Villón Béjar, 2004)

Una vez encontrado el valor de Φ , se dibuja en el hietograma y se determina la duración en exceso del hidrograma unitario. Fig. 4-10

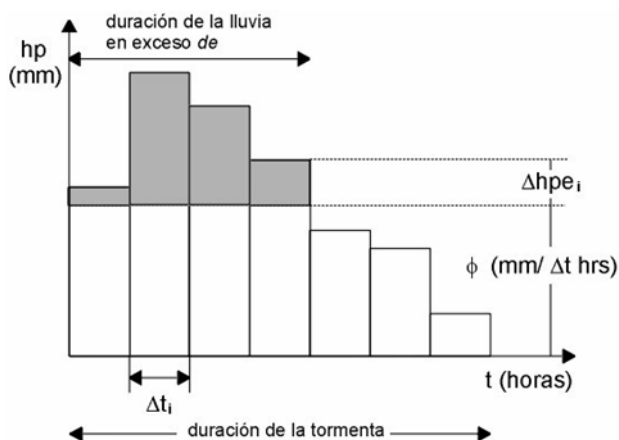


Fig. 4-10 Determinación del índice de infiltración y duración de la lluvia en exceso (Villón Béjar, 2004)

Definido el hidrograma unitario de una cuenca es posible determinar hidrogramas de escurrimiento directo para cualquier tormenta cuya duración de lluvia en exceso sea igual a la del hidrograma unitario, multiplicando las ordenadas de este último por el valor de la precipitación efectiva de la nueva tormenta.

También, debido al principio de superposición de causa y efecto, el hidrograma unitario puede usarse para tormentas cuya duración en exceso sea múltiplo de la duración en exceso del hidrograma unitario. Puede consultarse alguna de las referencias bibliográficas de este apartado para obtener detalles sobre la utilización de los hidrogramas unitarios.

En caso de no contar con información hidrométrica o con registros de lluvia, existe la posibilidad de crear hidrogramas unitarios basados en las características generales de la

cuenca. Los de este tipo son conocidos como hidrogramas unitarios sintéticos y su construcción sigue el principio de: si el volumen de escorrentía superficial es conocido, el caudal pico puede ser calculado suponiendo una cierta forma del hidrograma unitario.

Existe una gran cantidad de hidrogramas unitarios sintéticos. Dos de los más utilizados son:

a) Hidrograma unitario triangular

Utilizado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos y desarrollado por Mockus (1957), proporciona los parámetros fundamentales de un hidrograma: caudal punta (q_p), tiempo base (t_b) y tiempo pico (t_p), en el cual se produce el caudal punta. Su forma se muestra en la Fig.4-11.

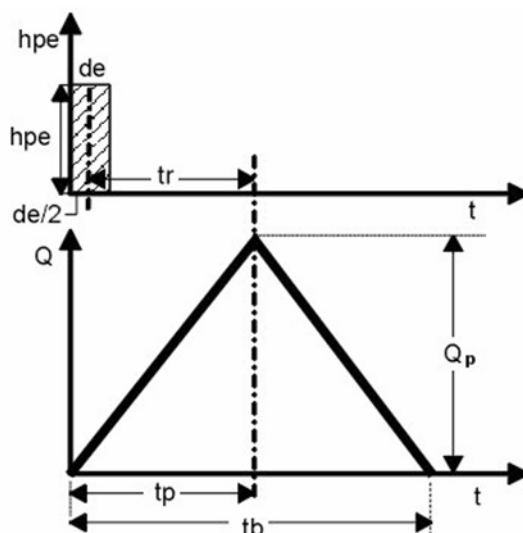


Fig. 4-11 Hidrograma unitario sintético triangular (Villón Béjar, 2004)

A partir de la geometría del hidrograma, se obtiene la expresión del caudal punta siguiente:

$$q_p = \frac{0.555 A}{t_b} \quad (4-71)$$

Dónde:

q_p , es el caudal punta, en $m^3/s/mm$.

A , es el área de la cuenca, en km^2 .

t_b , el tiempo base, en horas.

La relación entre el tiempo base t_b y el tiempo pico t_p se expresa de la siguiente forma:

$$t_b = 2.67 t_p \quad (4-72)$$

Donde el tiempo pico t_p se expresa como:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad (4-73)$$

Siendo d_e la duración en exceso y t_r el tiempo de retraso, el cual se estima de la siguiente forma:

$$t_r = 0.6 t_c \quad (4-74)$$

Donde t_c será el tiempo de concentración de la cuenca.

También, t_r , puede estimarse con la expresión desarrollada por Chow, en horas:

$$t_r = 0.005 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64} \quad (4-75)$$

Dónde:

L , es la longitud del cauce principal, en m.

S , es la pendiente en %.

La duración en exceso (d_e) para cuencas grandes, puede obtenerse aproximadamente a través de:

$$d_e = 2\sqrt{t_c} \quad (4-76)$$

Para cuencas pequeñas puede tomarse $d_e = t_c$, introduciendo el tiempo en horas.

Al final, el caudal punta expresado en función del tiempo base queda de la siguiente forma:

$$Q_p = \frac{2.08 A}{t_p} \quad (4-77)$$

Donde t_p vendrá dado por:

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6 t_c \quad (4-78)$$

El Manual de Carreteras de Perú recomienda utilizar este método en cuencas no superiores a los 30 km²; aunque otras bibliografías lo limitan a valores superiores. También, en el mismo manual, se recomienda que para cuencas urbanas, donde t_p y t_c disminuyen por la impermeabilización y canalización, evaluar si es necesario aplicar los factores f_1 y f_2 al tiempo pico t_p para calcular un tiempo pico modificado t'_p , de la siguiente manera:

$$t'_p = t_p \cdot f_1 f_2 \quad (4-79)$$

$$f_1 = 1 - M_a k \quad (4-80)$$

$$f_2 = 1 - M_c k \quad (4-81)$$

Dónde:

M_a , es el porcentaje de aumento de áreas impermeables.

M_c , es el porcentaje de áreas canalizadas.

$$k = (-0.02185CN^3 - 0.4298CN^2 + 355CN - 6789) * 10^{-6} \quad (4-82)$$

Con CN igual al número de la curva CSC. (Ver apartado 4.5.3 para su determinación)

b) Hidrograma unitario sintético de Snyder (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

Snyder (1938) definió el hidrograma unitario estándar como aquel cuya duración de lluvia t_r está relacionada con el retardo de la cuenca t_p , por:

$$t_p = 5.5 t_r \quad (4-83)$$

El retardo de la cuenca, en horas, está dado por:

$$t_p = 0.75 C_t (L * L_c)^{0.3} \quad (4-84)$$

Dónde:

C_t , es un coeficiente empírico que depende de las características de la cuenca. Una ecuación propuesta por Chow (1964) para obtenerlo es:

$$C_t = \frac{0.6}{\sqrt{S}} \quad (4-85)$$

Con S , como la pendiente media de la cuenca. Snyder propone valores entre 1.8 y 2.2, siendo los valores menores los correspondientes a cuencas con mayores pendientes

L , es la longitud del curso principal, en km desde la salida de la cuenca hasta la divisoria aguas arriba.

L_c , es la longitud del curso principal desde la salida de la cuenca hasta el punto de la corriente más cercana al centroide del área de la cuenca, en km.

El caudal pico por unidad de área de drenaje en $m^3/s \cdot km^2$ del hidrograma unitario estándar es:

$$q_p = \frac{2.75C_p}{t_p} \quad (4-86)$$

Siendo C_p el coeficiente empírico de retención y almacenamiento, varía entre 0.4 y 0.9

A partir de un hidrograma unitario deducido en la cuenca se obtienen los valores de su duración efectiva t_R , en horas, su tiempo de retardo en la cuenca t_{pR} en horas y su caudal pico por unidad de área de drenaje, q_{pR} en $m^3/s \cdot km^2$.

El retardo de cuenca estándar es:

$$t_p = t_{pR} + \frac{t_r - t_R}{4} \quad (4-87)$$

La relación entre q_p y el caudal pico por unidad de área de drenaje q_{pR} del hidrograma unitario requerido es:

$$q_{pR} = \frac{q_p t_p}{t_{pR}} \quad (4-88)$$

Las expresiones para la estimación del caudal fueron obtenidas a partir de estudio de cuencas localizadas en los montes Apalaches de los Estados Unidos con superficies que variaban entre 30 a 30000 km².

Cuando se trata de trabajar en cuencas con información hidrológica escasa no se justifica hacer análisis complicados para el cálculo de los hidrogramas unitarios sintéticos que estimen el caudal máximo. Por esta razón, lo más recomendable es emplear métodos sencillos y de fácil aplicación. El hidrograma triangular sintético cumple las características antes mencionadas y la ventaja con respecto al de Snyder en su aplicación es que no depende de la determinación de coeficientes que dependen de las características de la cuenca de estudio.

4.5.3 Tránsito de avenidas

El tránsito de avenidas es el procedimiento por medio del cual se conoce la evolución de un hidrograma en la medida que discurre a lo largo de un cauce, a través de un canal o de un embalse. Este cálculo es de gran importancia en el análisis hidrológico debido a que permite estimar el cambio en el valor del caudal máximo a medida que éste avanza aguas debajo de la corriente de agua.

Existen diversos procedimientos para evaluar el tránsito de avenidas, los cuales se agrupan en métodos hidrológicos, basados en la ecuación de continuidad, y métodos hidráulicos que, además de la ecuación de continuidad, emplean las ecuaciones de movimiento del fluido. Uno de los métodos hidrológicos mayormente utilizados por su sencillez, es el de Muskingum. El cual establece que el almacenamiento en el tramo de un cauce puede descomponerse en dos partes: almacenamiento en prisma y el almacenamiento en cuña. Como se muestra en la Fig. 4-12.

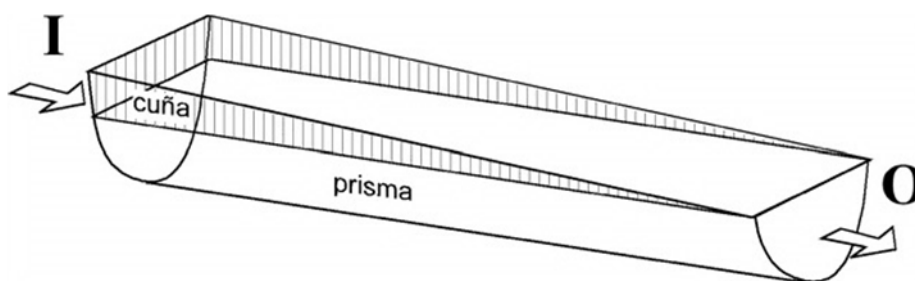


Fig. 4-12 Almacenamiento en prisma y almacenamiento en cuña. Método de Muskingum. (Sánchez San Román, 2012)

El almacenamiento en prisma se expresa de la forma siguiente:

$$S_{prisma} = K \cdot O \quad (4-89)$$

y el almacenamiento en cuña, como:

$$S_{cuña} = K \cdot X \cdot (I - O) \quad (4-90)$$

De la suma de las dos expresiones se obtiene:

$$S = K [X \cdot I + O(1 - X)] \quad (4-91)$$

Dónde:

S , es el almacenamiento en el tramo considerado de cauce.

I , caudal de entrada en el tramo de cauce.

O , caudal de salida en el tramo de cauce.

K y X , constantes para el tramo de cauce.

Aplicando la ecuación de continuidad para dos tiempos consecutivos t_{i-1} y t_i , separados un intervalo Δt , se obtiene un caudal de salida en el tiempo t_i de la siguiente manera:

$$O_i = I_i \frac{-KX + 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t} + I_{i-1} \frac{KX + 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t} + O_{i-1} \frac{K - KX - 0.5\Delta t}{K - KX + 0.5\Delta t} \quad (4-92)$$

que también puede expresarse como:

$$O_i = C_0 I_i + C_1 I_{i-1} + C_2 O_{i-1} \quad (4-93)$$

K y X son constantes que dependen de cada tramo del cauce y representan la amortiguación del hidrograma a lo largo del tramo del cauce. La primera puede asimilarse al tiempo de recorrido de la onda cinemática y la segunda, puede estar entre 0 y 0.5, pero normalmente suele tomarse como 0.2.

Para mayores detalles sobre el tránsito de avenidas y los distintos métodos de cálculo, puede consultarse Hidrología Aplicada de Chow, Maidment, & Mays, 1994.

4.5.4 Método del Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos (SCS), TR-55 para el cálculo de la precipitación efectiva

Este método fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS), es comúnmente utilizado para la determinación del escurrimiento directo superficial en la ingeniería de carreteras. Es también conocido como TR-55 y puede ser utilizado para estimar los volúmenes de escurrimiento directo y el caudal pico de descarga. La premisa fundamental utilizada para el desarrollo de este método es que la profundidad de la capa de escurrimiento directo o exceso de precipitación P_e depende de la altura de precipitación P . Parte de la lluvia que cae al inicio de una tormenta, conocida como abstracción inicial (I_a), no será parte del escurrimiento directo.

La retención máxima potencial S de la superficie del suelo (concepto similar al coeficiente de escorrentía C en el método racional) es una medida de la impermeabilidad del área de la cuenca.

El método consta de dos partes: en la primera, se determina el escurrimiento directo o precipitación efectiva. La segunda parte estima la descarga pico o máxima usando el valor de P_e , obtenido inicialmente.

La expresión definida por el SCS para determinar P_e , es de la siguiente forma:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (4-94)$$

Dónde:

P_e , es el escurrimiento o precipitación en exceso, en pulgadas.⁶

P , la precipitación total, en pulgadas.

S , retención máxima potencial después del inicio del escurrimiento directo, en pulgadas.

I_a , es la abstracción inicial, incluyendo el almacenamiento superficial, intercepción e infiltración previa al escurrimiento directo. La relación entre I_a y S , desarrollada empíricamente a partir de datos de cuencas es $I_a = 0.2S$

Para determinar P_e , primero se debe calcular S , en pulgadas, el cual se determina como:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (4-95)$$

El número adimensional CN es el número de la curva de escurrimiento directo. Su valor varía desde 0, para una superficie permeable, hasta 100 para superficies completamente impermeables y superficies de agua. Para superficies naturales $CN < 100$.

El número CN considera las características de la cuenca, como el tipo de suelo, uso de suelo, condición hidrológica de la cubierta y la humedad inicial del suelo justo antes de la tormenta (humedad antecedente del suelo). Algunos valores de CN se muestran en la Tabla 4-10:

⁶ 1 pulgada = 25.4 mm

Tabla 4-10 Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana y condiciones antecedentes de humedad AMC II. $I_a=0.2$ S. (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA			GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
			A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ :	Sin tratamientos de conservación		72	81	88	91
	Con tratamiento de conservación		62	71	78	81
Pastizales:	Condiciones pobres		68	79	86	89
	Condiciones óptimas		39	61	74	80
Vegas de ríos:	Condiciones óptimas		30	58	71	78
Bosques:	Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas,		45	66	77	83
	cubierta buena ²		25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.						
	Óptimas condiciones:	Cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
	Condiciones aceptables:	Cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)			89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)			81	88	91	93
Residencial ³ :						
Tamaño promedio del lote		Porcentaje promedio impermeable ⁴				
1/8 acre o menos		65	77	85	90	92
1/4 acre		38	61	75	83	87
1/3 acre		30	57	72	81	86
1/2 acre		25	54	70	80	85
1 acre		20	51	68	79	84
Parqueos pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵			98	98	98	98
Calles y carreteras:						
	Pavimentados con cunetas y alcantarillas ⁵		98	98	98	98
	Grava		76	85	89	91
	Tierra		72	82	87	89

1. Para una descripción más detallada de los números de curva para usos agrícolas de la tierra, remitirse al Soil Conservation Service, 1972, Cap. 9.
2. Una buena cubierta está protegida del pastizaje, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.
3. Los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los accesos se dirige hacia la calle, con un mínimo del agua del techo dirigida hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.
4. Las áreas permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buena condición para estos números de curva.
5. En algunos países con climas más cálidos se puede utilizar 95 como número de curva.

Esta tabla aplica para condiciones antecedentes de humedad AMC⁷ (siglas en inglés) normales (AMC II). Para condiciones secas (AMC I) o condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalente pueden calcularse por:

⁷ Antecedent Moisture Condition

$$CN(I) = \frac{4.2 \, CN(II)}{10 - 0.058 \, CN(II)} \quad (4-96)$$

$$CN(III) = \frac{23 \, CN(II)}{10 + 0.13 \, CN(II)} \quad (4-97)$$

El efecto de las condiciones antecedentes de humedad en el escurrimiento directo se considera por medio de la clasificación del suelo en tres categorías:

- Condición I (AMC I): suelo seco pero no al punto de la resequedad, se pueden realizar cultivos satisfactorios.
- Condición II (AMC II): condición promedio o condiciones normales.
- Condición III (AMC III): en los últimos cinco días se ha presentado precipitación intensa, o precipitación ligera con bajas temperaturas, suelos saturados.

Los límites de precipitación, presentados como lineamientos para determinar las condiciones antecedentes de humedad (AMC), se presentan en la Tabla 4-11

Tabla 4-11 Clasificación de clases antecedentes de humedad (AMC) para el método de abstracciones de lluvia del SCS

GRUPO AMC	LLUVIA ANTECEDENTE TOTAL DE 5 DÍAS (PULG)	
	ESTACIÓN INACTIVA	ESTACIÓN DE CRECIMIENTO
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

Los valores de CN recomendados por el Servicio de Conservación de Suelos han sido definidos con base en el tipo de suelo y el uso dado a éste. Por consiguiente, se han definido cuatro grupos de suelo cuyas características se describen a continuación:

Grupo A: arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

Para una cuenca con varios tipos de suelo y con diferentes usos se puede calcular un CN ponderado.

La representación gráfica de la relación entre P y P_e para muchas cuencas fue determinada por el SCS y se muestra en la Fig. 4-13.

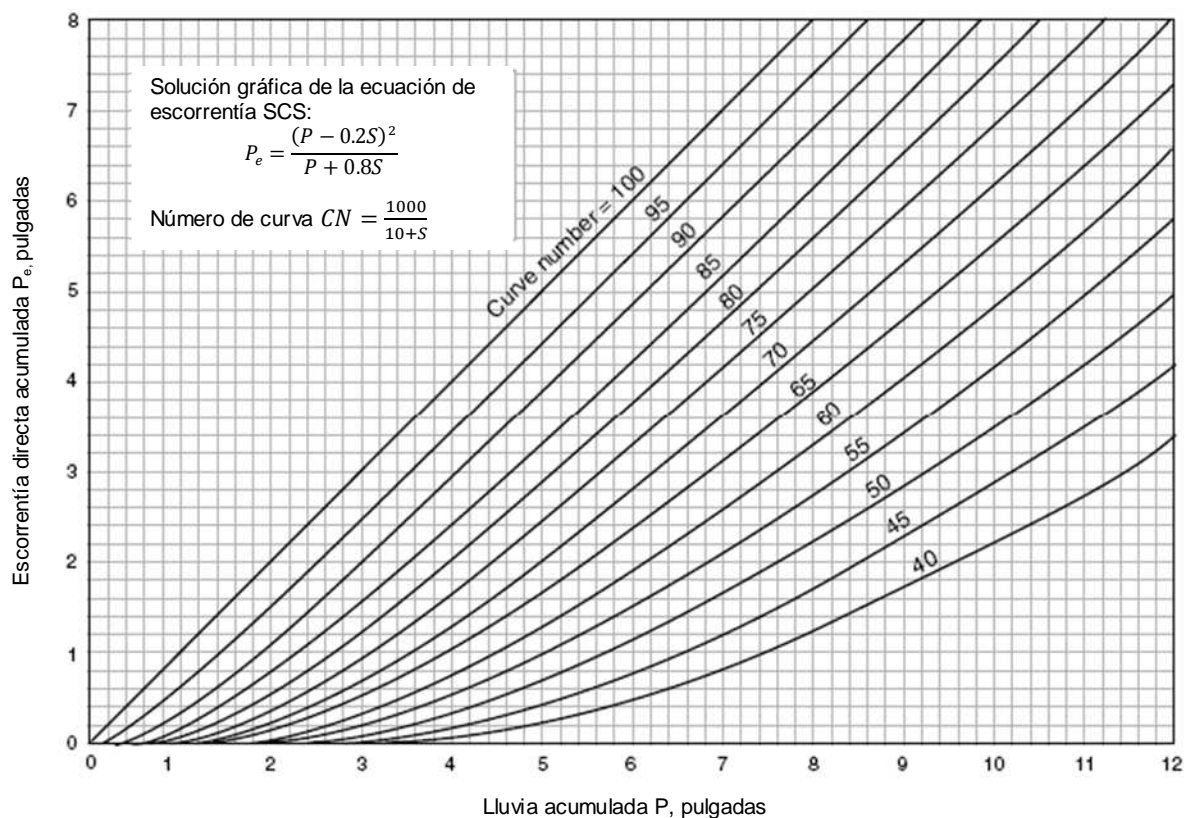


Fig. 4-13 Solución de las ecuaciones de escorrentía del SCS (Fuente: Soil Conservation Service, 1972)

Para el cálculo del caudal pico Q_p , una alternativa es hacer uso del hidrograma triangular elaborado por Víctor Mochus (1967), del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos.

4.5.5 Métodos basados en medición de caudal directo⁸

Cuando se cuenta con registros de caudales, es posible usar un método empírico simple, denominado gráfico de distribución (Bernard, M.M., 1935) que en función de varios hidrogramas registrados y de un estudio de frecuencia de caudales máximos únicamente; no se emplean datos de precipitación. Se maximiza el valor de caudal y el volumen en un hidrograma de proyecto que es en cierta forma la envolvente de los hidrogramas registrados.

La metodología empleada es la siguiente:

- Se seleccionan las 3 ó 4 crecientes máximas.
- Se separa en todas ellas el flujo base.
- Se calcula en cada una el volumen total de escorrentía directa.
- Se construye para cada crecida el gráfico porcentual de distribución que expresa para cada intervalo de tiempo (Dt), el porcentaje del volumen escurrido con relación al volumen total.

⁸ (Fatorelli & Fernández, 2011)

- Se selecciona de todas, aquella en que el porcentaje del volumen del pico sea el menor con
- respecto al volumen total.

Con esa distribución porcentual de volúmenes se reconstruye el hidrograma de proyecto en base a un caudal de pico que se hace igual al caudal de tiempo de retorno obtenido del análisis estadístico de frecuencia de caudales. Obteniendo los demás caudales en forma porcentual con el hidrograma seleccionado.

4.5.6 Transferencia de datos⁹

Si la estación hidrométrica sobre la corriente de agua que se estudia no se encuentre exactamente en el sitio de proyecto de la obra de drenaje vial, pero dentro de la misma cuenca, es posible transferir caudales máximos instantáneos anuales de diferentes periodos de retorno de esta estación hasta el sitio de proyecto, mediante relaciones de áreas de drenaje, así:

$$Q_{sp} = Q_{EH} \left(\frac{A_{sp}}{A_{EH}} \right)^x \quad (4-98)$$

Dónde:

Q_{sp} , es el caudal en el sitio de proyecto, en m³/s.

Q_{EH} , es el caudal en la estación hidrométrica, en m³/s.

A_{sp} , es el área de la cuenca hidrográfica hasta el sitio de proyecto, en km².

A_{EH} , es el área de la cuenca hidrográfica hasta la estación hidrométrica, en km².

El exponente x es un valor que fluctúa usualmente entre 0.5 y 0.75. A falta de datos de investigación, se acostumbra tomar un valor igual a 0.5.

La metodología es aplicable, en cuencas en las que el área a transferir, se mantenga entre los límites superior e inferior al 50% del área de drenaje original.

4.6 CONSIDERACIONES SOBRE LAS HERRAMIENTAS INFORMÁTICAS DE ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Cada vez es más frecuente el uso de modelos de computadora para generar hidrogramas de avenida. Hay que tener presente que dichos modelos resuelven formulas empíricas, en algunos casos, o usan técnicas de simulación. La simulación se basa en la división de la cuenca en áreas más pequeñas a las cuales se aplica una discretización de la tormenta de diseño y se resta el volumen debido a pérdidas por infiltración e intercepción. La lluvia remanente es simulada usando una rutina de flujo superficial.

La respuesta total del área de drenaje será el resultado de la suma de los flujos superficiales de las distintas subáreas en las que se dividió la superficie original.

Es importante mencionar que la validez de los resultados de la resolución de una fórmula empírica, pero sobre todo, de los modelos de simulación, se incrementa a través del uso de

⁹ (Fatorelli & Fernández, 2011)

datos históricos medidos, los cuales servirán para calibrar los parámetros del modelo. Es por ello que una de las desventajas del uso de modelos de simulación es que requieren de una gran cantidad de datos de entrada y, además, una amplia experiencia del usuario para obtener resultados confiables.

Existe una variedad de herramientas informáticas para el modelamiento hidrológico. La FHWA y la AASTHO han creado un paquete para computadoras personales llamado HYDRAIN, que consta de varios programas. Puede consultarse la información disponible en la siguiente dirección electrónica:

<http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/software.cfm>

Otros programas de modelamiento hidrológico son HEC-HMS, desarrollado por Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos y se utiliza para simular los procesos hidrológicos de cuencas. El software incluye procedimientos de análisis hidrológico tradicional, como eventos de infiltración, hidrogramas unitarios, y enrutamiento hidrológico. HEC-HMS también incluye los módulos para la evapotranspiración, y cálculo de la humedad del suelo.

Puede descargarse de forma gratuita del sitio del cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms>

Sistema de Modelamiento de Precipitación-Escorrentía (PRMS) es un conjunto de módulos, que representa los procesos físicos de una cuenca hidrográfica. Fue desarrollado por el Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS) para evaluar los efectos de varias combinaciones de geomorfología, tipo y uso de suelo, vegetación y parámetros climáticos sobre la respuesta hidrológica de la cuenca. El Sitio de descarga es: http://wwwbrr.cr.usgs.gov/projects/SW_MoWS/PRMS.html

TETIS es un modelo de simulación hidrológica y del ciclo de sedimentos de tipo distribuido en el espacio mediante una subdivisión de la cuenca en celdas regulares, basados en parámetros físicos. Es un modelo global, es decir, con un mismo modelo se pueden resolver problemas tanto de crecidas y erosión como de recursos hídricos. Además tiene un potente algoritmo de calibración automática de sus parámetros efectivos y de los valores iniciales de todas las variables de estado, que facilita enormemente su implementación práctica. Sitio web:

<http://lluvia.dihma.upv.es/ES/software/software.html>

Por último, independientemente de la metodología a utilizar, nunca perder de vista que el resultado final del estudio hidrológico debe proporcionar el valor del caudal máximo para el periodo de retorno correspondiente a la estructura de drenaje a diseñar, a fin de que el analista de hidráulica pueda evaluar el comportamiento de una estructura para dicho valor.

4.7 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

A continuación, como una guía en el análisis hidrológico, se recomienda el contenido mínimo que deberán tener los estudios a presentar, tomando en cuenta que existirán particularidades por cada país de la estructura específica para cada área presentada en la recomendación del contenido:

- Recopilación de información.
- Importancia y justificación de los periodos de retorno utilizados.

- Estudio y determinación de los análisis de lluvia.
- Caracterización de la cuenca.
- Análisis y cálculo de caudales para diferentes períodos de retorno.
- Conclusiones y recomendaciones finales del estudio.
- Anexos.

4.7.1 Ejemplo de requerimientos de estudios hidrológicos para obras de drenaje

Como ilustración, se muestra un ejemplo de los requerimientos hechos por la Dirección de Planificación de la Obra Pública del Ministerio de Obras Públicas de El Salvador, para la presentación de estudios hidrológicos para proyectos de carretera:

El estudio hidrológico tendrá por finalidad el análisis del régimen de precipitaciones y del resto de características hidrológicas de la zona objeto del proyecto y las cuencas afectadas por la traza, con el fin de poder determinar los caudales generados por éstas y dimensionar correctamente las obras de drenaje necesarias.

Todos los valores que se obtengan deben estar claramente justificados a partir de unos datos de partida, definiendo el proceso seguido hasta definir dichos valores y resumiendo éstos en cuadros finales, de tal forma que queden suficientemente claros, tanto los resultados como el proceso seguido.

4.7.1.1. Climatología

Se consultarán las publicaciones existentes de la División de Meteorología e Hidrología de la Dirección General de Recursos Naturales Renovables del Ministerio de Agricultura y Ganadería, o cualquier otro organismo, en lo referente a los datos climáticos de la zona. Caso de que la obra esté situada en un lugar donde algunos de los datos recogidos en dichas publicaciones no sean representativos por estar basados en estaciones climatológicas alejadas de la traza, se elaborará un estudio específico partiendo de los datos disponibles de la División de Meteorología e Hidrología.

Es preceptiva la incorporación de los datos originales suministrados así como el proceso seguido para su selección, en el que se tendrán en cuenta condiciones de proximidad a la traza, número de años con datos completos y altitud de la estación de registro.

Se elaborará un cuadro resumen de estaciones seleccionadas con indicación expresa del código de identificación, cuenca hidrográfica en la que se localiza, tipo de estación (pluviométrica, termopluviométrica, etc.), nombre, coordenadas, altitud, número de años con datos y número de años con datos completos.

Sobre un plano a escala adecuada, y en no más de dos hojas, se reflejará la posición de las estaciones seleccionadas, indicando su nombre y código, así como la traza objeto del proyecto.

4.7.1.2. Contenidos mínimos

El estudio se estructurará en tres apartados:

- Obtención, mediante estudio estadístico, de las principales variables climáticas
- Clasificación e índices climáticos
- Determinación del número de días aprovechables en la ejecución de las obras

Dentro del apartado de las variables climáticas, se obtendrán las siguientes:

a) Precipitaciones:

- Precipitación media mensual y anual
- Precipitación máxima en 24 horas (por meses y anual)
- Precipitación máxima mensual
- Número de días de lluvia
- Número de días de tormenta

b) Temperaturas:

- Temperatura media mensual y anual
- Temperatura media de las mínimas (mensual y anual)
- Temperatura media de las máximas (mensual y anual)
- Temperatura mínima absoluta (mensual y anual)
- Temperatura máxima absoluta (mensual y anual)
- Oscilación máxima de las temperaturas

c) Otros datos de interés:

- Humedad media relativa
- Evaporación media diaria
- Número medio anual de días de sol
- Número medio anual de días despejados
- Análisis de los vientos dominantes (dirección, recorrido, velocidad, etc.)

Siempre que sea posible se presentarán los resultados en forma de gráficos con la especificación de los valores más representativos.

En el apartado de los índices climáticos, se incorporarán diagramas de cada una de las estaciones seleccionadas donde queden reflejados los períodos secos y húmedos a lo largo del año.

Para el estudio de los días aprovechables en la ejecución de las principales unidades de obra se podrá seguir se tendrán en cuenta los valores anteriormente obtenidos, fijando el número de días aprovechables a lo largo del año y dando los meses del mismo en los que se pueden realizar las distintas unidades de obra más importantes de la carretera, a saber:

- Movimiento de tierras.
- Obras de concreto asfáltico.
- Obras de concreto hidráulico.
- Obras complementarias

4.7.1.3. Hidrología

Este apartado del proyecto deberá comenzar con una descripción general de la hidrología de la zona en base a los datos disponibles de la geología de la zona y las visitas realizadas a la traza, con especificación de los cursos de agua atravesados, surgencias, manantiales, rías, marismas, pozos, etc. localizados en el ámbito del proyecto y que afecten directa o indirectamente a la traza. Esta descripción servirá de base para estimar los estudios que se desarrollarán posteriormente y los datos necesarios a recopilar para ello.

Además de los datos pluviométricos de la División de Meteorología e Hidrología, que deberán tener el mismo tratamiento descrito para los datos climatológicos, se deberán mantener los contactos necesarios con los organismos afectados (Organismos regentes de ríos, embalses, costas, puertos, etc.) para recabar la información adicional disponible tales como aforos de cursos de agua, carreras de mareas, cotas de máxima avenida en embalses, así como los condicionantes que afectarán en el diseño posterior de las obras de drenaje necesarias o interferencias con otros proyectos en el desarrollo.

a) Estudio de las precipitaciones máximas previsibles

Partiendo de los datos sobre precipitaciones diarias máximas, obtenidas en el apartado anterior, se realizarán las gráficas de frecuencias de precipitaciones máximas en los distintos meses del año para cada estación seleccionada.

Se calcularán las precipitaciones máximas previsibles en 24 horas para períodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años. Para ello se emplearán los datos recopilados en las estaciones pluviométricas seleccionadas, generando las series de precipitaciones máximas en 24 horas, con indicación del año y mes de ocurrencia, sobre las que se aplicarán las distribuciones de Gumbel.

Se realizará un cuadro resumen con las estaciones tratadas y las precipitaciones máximas adoptadas en ellas para los distintos períodos de retorno.

b) Determinación de las curvas de Intensidad-Duración

Se definirán las curvas de Intensidad-Duración para los distintos periodos de retorno especificados anteriormente, de tal forma que entrando con una determinada duración de la lluvia nos defina la intensidad horaria necesaria para el cálculo del caudal de la cuenca.

c) Estudio de Cuencas

Se delimitarán las distintas cuencas vertientes a la traza sobre planos a escala 1:1000, 1:5000 y las escalas menores necesarias para que se puedan reflejar los límites de las grandes cuencas. Estos planos dispondrán de la toponimia y curvas de nivel suficientes para que se observe el correcto trazado de las divisorias.

De cada cuenca se obtendrán las características físicas necesarias para el cálculo de los caudales en ella generados, realizándose los cuadros resumen necesarios donde se especifiquen, al menos, las siguientes características de cada cuenca:

- Nomenclatura.
- Obra de drenaje prevista.
- Superficie de la cuenca hasta el punto de cruce con la traza.
- Longitud de la cuenca siguiendo el recorrido posible de la escorrentía.
- Desnivel entre la cabecera de la cuenca y el punto de incidencia en la traza.
- Pendiente media resultante.

Distintos usos de la tierra, especificando su incidencia en el total de la cuenca.

d) Tiempos de concentración

Se determinarán los tiempos de concentración de cada una de la cuencas, especificándolos en un cuadro, donde se incluyan los valores de las cuencas anteriormente descritos.

e) Coeficientes de escorrentía.

Se determinará la escorrentía de cada cuenca, en función de la vegetación, tipo de cultivo y tipo de suelo de la misma.

f) Cálculo de los caudales

Para el cálculo de los caudales generados por las cuencas se seguirán métodos ya contrastados.

Así para el cálculo de caudales máximos en cuencas naturales, con una superficie inferior a 50 Km², se puede utilizar el Método Racional, mientras que para superficies mayores se aplicarán los Métodos del Triángulo Unitario, Isocronas, etc.

En caso de utilizar aplicaciones informáticas se deberá incluir un resumen del procedimiento de cálculo realizado por la aplicación, así como una descripción y análisis de los parámetros empleados en el proceso.

Una vez calculados los caudales de las distintas cuencas se elaborará un cuadro resumen con la especificación de:

- Nombre de la cuenca.
- Obra de drenaje prevista.
- Superficie de la cuenca hasta el punto de cruce con la traza.
- Tiempo de concentración.
- Intensidad máxima horaria.
- Coeficientes de escorrentía medios resultantes.
- Caudales para períodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años.

g) Otros estudios necesarios

En función de las características particulares de la traza, serán necesarios estudios o especificación de datos particulares de carreras de mareas, caudales de aliviaderos en presas, niveles de agua en embalses, aforos de ríos y estimación de caudales máximos en ellos, aforos de manantiales y surgencias, que se deberán llevar a cabo de acuerdo con las Empresas u Organismos competentes en cada caso.

4.8 REFERENCIAS

- AASHTO. (2006). Highway Drainage Guidelines. En A. A. Officials. Washington, D.C, United States of America.
- Aparicio, F. (1989). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. México, D.F, México: LIMUSA, S.A de C.V.
- Chow, V. T., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Hidrología Aplicada*. Santafe de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana.
- Collado, M., & Domínguez, M. (1980). Manual de Diseño de Obras Civiles. En *Predicción de avenidas*. México: CFE.
- Fatorelli, S., & Fernández, P. (2011). *Diseño Hidrológico* (2da Edición en español ed.). Zaragoza, España.
- Garber, N., & Hoel, L. (1997). *Traffic and Highway Engineering* (2nd Edition ed.). Massachusetts, Boston, United States of America: PWS Publishing Company. A division of International Thomson Publishing.
- Ministerio de Transporte de Colombia. (2009). *Manual de drenaje para carreteras*.
- Organización Meteorológica Mundial. (1994). *Guía de Prácticas Meteorológicas. Adquisición y Proceso de Datos, Análisis, Predicción y Otras Aplicaciones* (5a Edición ed.).
- Román, F. J. (2013). *Hidrología-Hidrogeología*. (D. d. Geología, Productor, & Universidad de Salamanca) Recuperado el Enero de 2016, de <http://hidrologia.usal.es>
- Sánchez San Román, J. (2012). Tránsito de Hidrogramas. Salamanca, España: Departamento de Geología de la Universidad de Salamanca. Obtenido de Departamento de Geología de la Universidad de Salamanca: <http://hidrologia.usal.es>
- Secretaría de Estado en los Despachos de Obras Públicas, Transporte y Vivienda. (1996). *Manual de Carreteras. Tomo 6: Drenaje y Puentes*. Tegucigalpa, Honduras.
- United State Geological Survey (USGS). (Enero de 2016). Recuperado el Enero de 2016, de EarthExplorer: <http://earthexplorer.usgs.gov/>
- Villón Béjar, M. (2004). *Hidrología*. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Yevjevich, V. (1972). *Probability and Statistics in Hydrology*. Water Resources Publications.

A large concrete bridge with multiple arches spans a wide river. The bridge has a metal railing along its top edge and several tall, thin light poles. In the background, there are trees and a rocky hill. The sky is filled with large, white clouds. The overall image has a slightly faded, vintage feel.

APARTADO V

HIDRÁULICA

HIDRÁULICA

5.1. CONSIDERACIONES INICIALES

Dentro de las obras que se deben de realizar para la buena ejecución de un proyecto vial está la del diseño de las obras necesarias para la evacuación del agua que puede afectar al buen desempeño de la vía, tanto en la durabilidad de los materiales, como en problemas de funcionamiento y hasta la interrupción en el uso que se le dé a ésta.

Por lo anterior, es importante tener en cuenta los aspectos más relevantes para el desarrollo de estas obras de drenaje, desde la etapa de la planificación, hasta la de ejecución de la obra.

Entre algunos de los aspectos a tomar en cuenta están:

- Ubicación, importancia y magnitud del proyecto vial.
- Ubicación de las obras de drenajes.
- Cantidad de flujo a drenar (hidrología del sitio).
- Capacidad hidráulica de la obra a proponer.
- Condiciones iniciales del sitio y posibles afectaciones al realizar el encauzamiento del flujo por medio de la obra de drenaje.

Debido a que este documento tiene como objeto servir como guía para la consideración de estos aspectos y, específicamente en este apartado a los hidráulicos, en los siguientes numerales se desarrollará una descripción breve de los componentes más importantes de éstos.

5.2. TIPOS COMUNES DE DRENAJES EN PROYECTOS VIALES

Las obras de drenaje en carreteras se pueden clasificar en dos áreas, las cuales son los drenajes superficiales (longitudinal y transversal) y los drenajes subsuperficiales (que en algunos casos son llamados también drenajes subterráneos o subdrenajes); a continuación se presentará un listado con las obras más comunes, según esta clasificación:

5.2.1. Drenaje longitudinal

Son conocidas las siguientes obras: bordillos, cunetas y contracunetas, y derramaderos o bajadas¹⁰.

Como se ha mencionado anteriormente en esta guía se desarrollaran las metodologías de cálculo de algunas de las obras que componen el drenaje en la carretera, dándose para el caso del drenaje longitudinal, una metodología para el cálculo de cunetas, la cual se presenta a continuación.

Las cunetas son estructuras de drenaje que captan las aguas de escorrentía superficial proveniente de la plataforma de la vía y de los taludes de corte, conduciéndolas

¹⁰ Conocido también en la región como dissipadores de energía o bajantes

longitudinalmente hasta asegurar su adecuada disposición (Instituto Nacional de Vías, 2009).

Las construidas en zonas en terraplén protegen también los bordes de la berma y los taludes del terraplén de la erosión causada por el agua lluvia, además de servir, en muchas ocasiones, para continuar las cunetas de corte hasta una corriente natural, en la cual entregar.

En zonas de corte, los puntos de disposición son cajas colectoras de alcantarillas y salidas laterales al terreno natural en un cambio de corte a terraplén. En terraplén, las aguas se disponen al terreno natural mediante bajantes o alivios y en las cunetas de un separador central las aguas también son conducidas a la caja colectora de una alcantarilla.

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

Las abscisas en las cuales se deben ubicar cunetas y puntos de desagüe deben ser obtenidas a partir del análisis de los perfiles de la vía (con sus líneas de chaflán de corte y de relleno) y del diagrama de peraltes en donde se indica el sentido del bombeo (pendiente transversal) para el caso de dobles calzadas (Instituto Nacional de Vías, 2009). Para el diseño de estas obras se desarrollara tanto una metodología por medio del uso de nomograma como por medio del desarrollo de fórmulas de IZZARD.

La capacidad de una cuneta depende de su forma, pendiente y rugosidad. Si se conocen las pendientes transversal y longitudinal de la calle, la cuneta puede representarse como un canal abierto de sección triangular y su capacidad hidráulica puede estimarse con la fórmula de Manning de flujo uniforme. Ésta ha sido usualmente representada mediante el nomograma de IZZARD que resuelve la siguiente ecuación:

$$Q_0 = 0.375 * \sqrt{l} * \left(\frac{z}{n}\right) * y_0^{\frac{8}{3}} \quad (5-1)$$

Dónde:

Q_0 , caudal en la cuneta, en m^3/s .

l , pendiente longitudinal.

$1/z$, pendiente transversal.

n , coeficiente de rugosidad de Manning.

y_0 , profundidad de flujo, en m.

Con respecto a los valores de n se debe tomar en cuenta que estos se deben considerar con su debido incremento según las características del material de la cuneta, por lo que en la siguiente tabla se presentan algunos valores característicos de n .

Tabla 5-1 Coeficientes de rugosidad de Manning (Chow, 2004)

TIPO DE SUPERFICIE	"n"
Cuneta de hormigón con buen acabado	0.012
Revestimiento de asfalto con textura lisa	0.013
Revestimiento de asfalto con textura áspera	0.016
Revestimiento con lechada de cemento	
a) Acabado con frotachado	0.014
b) Acabado manual alisado	0.016
c) Acabado manual áspero	0.020
Revestimiento con adoquines	0.020
Cunetas con pequeñas pendientes longitudinales (hasta 2 %) sujetas a la acumulación de sedimentos, los valores "n" indicados deben ser incrementados en + 0.002 a 0.005	n

Cuando la sección transversal de la cuneta consiste esencialmente de un pavimento con pendiente uniforme, el caudal puede ser rápidamente calculado usando el nomograma de Izzard para escurrimiento en un canal triangular, el cual se presenta en la Fig. 5.1 (nota: por la referencia del nomograma, esta se encuentra en sistema inglés, por lo que al momento de los cálculos se debe tomar en cuenta), además los cálculos para los parámetros geométricos para este tipo de canal se encuentra en la Tabla 5-2.

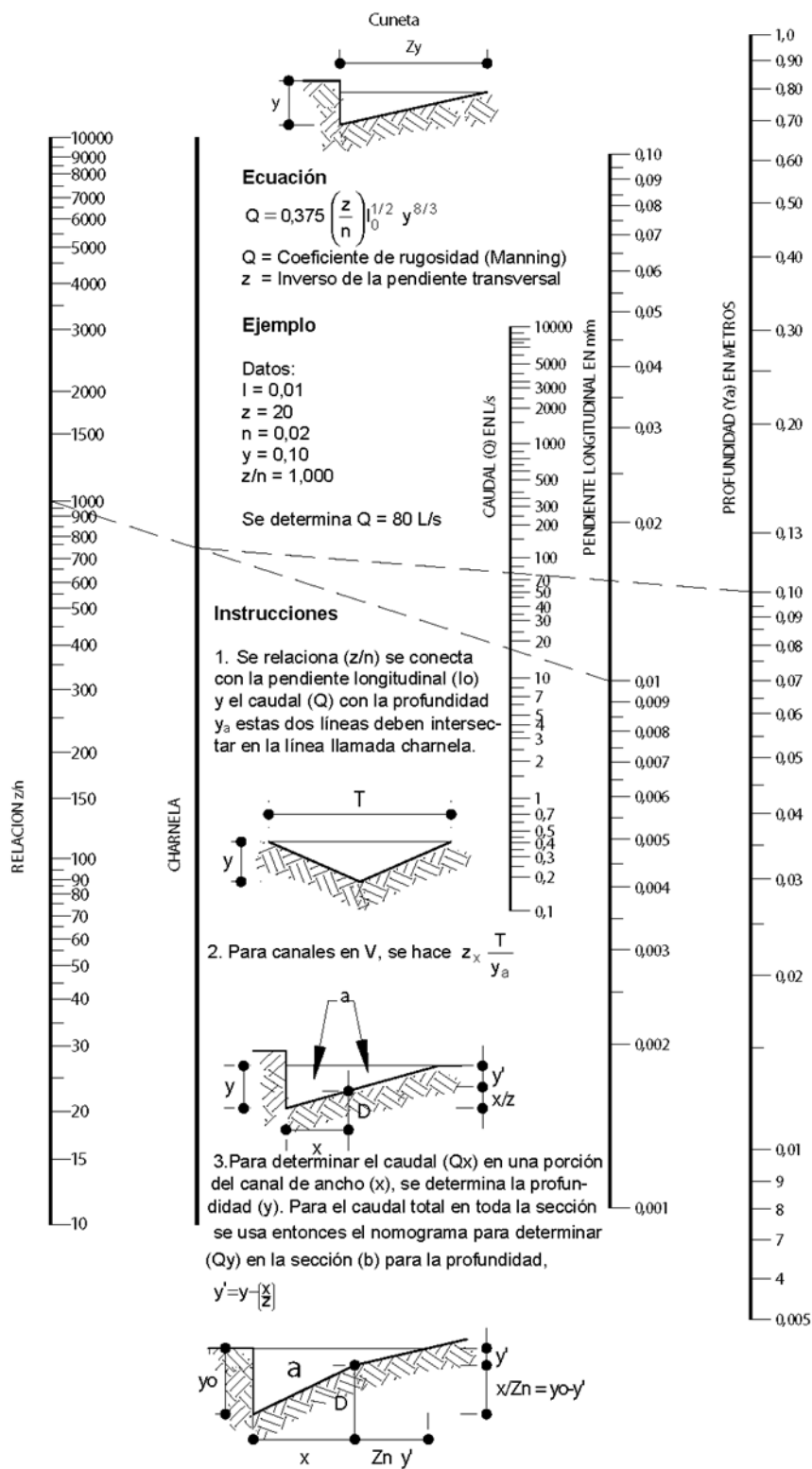


Fig. 5-1 Nomograma de IZZARD para el cálculo de cunetas o canales. (Instituto Boliviano de Normalización y Calidad, 2007)

Tabla 5-2 Capacidad hidráulica de cunetas y canales triangulares (MTI, 2008)

	CANAL TRIANGULAR SIMPLE	CANAL TRIANGULAR COMPUESTA
Ancho superficial (l)	$(z_a + z_b)h$	$x + z_b \left(h - \frac{x}{z_a} \right)$
Área (A)	$\frac{(z_a + z_b)h^2}{2}$	$xh + \frac{z_b h^2}{2} + \frac{x^2}{2z_a} \left(\frac{z_b}{z_a} - \frac{2z_b h}{x} - 1 \right)$
Perímetro mojado (P _m)	$\left(\sqrt{1 + z_a^2} + \sqrt{1 + z_b^2} \right) h$	$h + \sqrt{x^2 \left(1 + \frac{1}{z_a^2} \right)} + \sqrt{z_b^2 + 1} \left(h - \frac{x}{z_a} \right)$
Radio Hidráulico (R _h)	$\frac{(z_a + z_b)h}{2 \left(\sqrt{1 + z_a^2} + \sqrt{1 + z_b^2} \right)}$	$\frac{xh + \frac{z_b h^2}{2} + \frac{x^2}{2z_a} \left(\frac{z_b}{z_a} - \frac{2z_b h}{x} - 1 \right)}{h + \sqrt{x^2 \left(1 + \frac{1}{z_a^2} \right)} + \sqrt{z_b^2 + 1} \left(h - \frac{x}{z_a} \right)}$

Otra forma de cálculo del caudal hidrológico es utilizar la formula racional (desarrollada en apartados anteriores) ya que las áreas de aportes para las cunetas o canales son pequeñas, además se puede utilizar también el Método de IZZARD, aplicable a zonas con escurrimiento disperso sin cauces definidos.

El caudal específico será la sumatoria de los caudales producidos por la cuneta, la calzada y el talud, de acuerdo a lo mostrado en la Fig.5-2

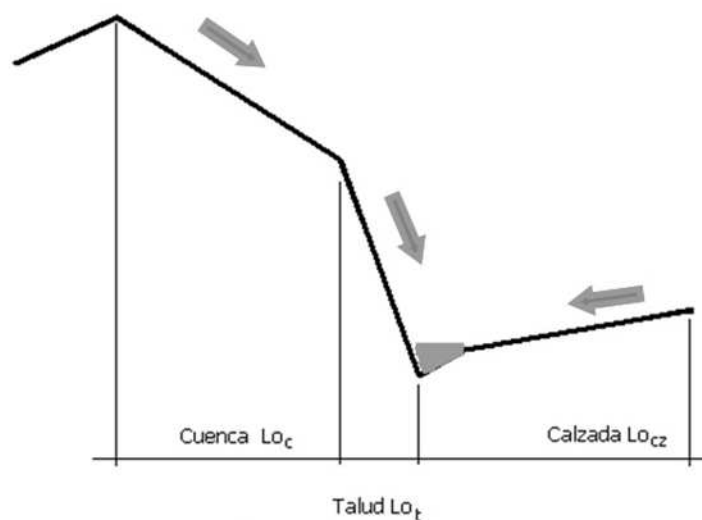


Fig. 5-2 Caudales de aporte al caudal específico

La expresión para el cálculo del caudal específico viene dada por:

$$Q_e = Q_{cuenca} + Q_{calzada} + Q_{talud} \quad (5-2)$$

Donde:

Q_e , es el caudal específico.

Para la obtención de estos caudales el método considera un coeficiente de escurrimiento K que varía de 0.05 a 0.90 de acuerdo al tipo de superficie. Asimismo, se considera un coeficiente de retardo C_r que oscila en un rango de 0.007 a 0.060, también de acuerdo al tipo de superficie. Los valores de K y C_r para diferentes superficies se muestran en las Tablas 5-3 y 5-4

Tabla 5-3 Coeficientes de escurrimiento k (Chow, 2004)

SUPERFICIE	K
Área residencial Urbana:	
-Solo casas residenciales	0.30
-Apartamentos con espacios verdes	0.50
-Áreas de edificios comerciales e industriales	0.90
Áreas boscosas, dependiendo del suelo	0.05 a 0.20
Parques, terrenos agrícolas y pastizales	0.05 a 0.20
Asfalto o pavimento de concreto	0.85

Tabla 5-4 Coeficientes de retardo C_r (Chow, 2004)

SUPERFICIE	C_r
Superficies lisas asfálticas	0.007
Pavimento de concreto	0.012
Pavimento de grava	0.017
Césped muy tupido	0.046
Pastizales	0.060

Las expresiones utilizadas para el dimensionamiento de estas obras son:

$$t_c = \frac{527bL_0^{\frac{1}{3}}}{[Ci]^{\frac{2}{3}}} \quad (5-3)$$

Dónde:

$$b = \frac{0.0000276I + C_r}{S_0^{\frac{1}{3}}} \quad (5-4)$$

t_c , tiempo de concentración, en min.

i , intensidad de precipitación en mm/hora.

L_0 , longitud de escurrimiento en metros.

C_r , coeficiente de escorrentía.

C_r , coeficiente de retardo superficial.

S_0 , pendiente media superficial.

Tomando en cuenta que la i se obtiene por medio de una ecuación potencial:

$$i = \frac{a}{(b + t_c)^c} \quad (5-5)$$

Dónde:

i , intensidad correspondiente a la duración t y periodo de retorno T_r

a, b, c , coeficientes obtenidos a través del análisis de mínimos cuadrados.

t_c , tiempo de concentración.

Al relacionarse las fórmulas de T_c , i y b se obtiene la siguiente ecuación:

$$t_c - 527 \left(0.0000276 \frac{a}{(t_c + b)^c} + C_r \right) \left(\frac{L_0}{S_0} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{1}{\left(\frac{ak}{(t_c + b)^c} \right)^{\frac{2}{3}}} \right) = 0 \quad (5-6)$$

Con la ecuación anterior se encuentra el valor de t_c que cumpla la relación, y si t_c da mayor a 5 minutos se utiliza la intensidad que se obtiene para ese tiempo, de lo contrario (t_c menor a 5 minutos) se utiliza la intensidad obtenida para 5 minutos.

Con los valores de intensidad obtenidos, según sea el caso, se procede a encontrar los respectivos valores de $Q_{\text{cuenca}} + Q_{\text{calzada}} + Q_{\text{talud}}$ y el respectivo Q_e

Para el cálculo del caudal, se utiliza la fórmula racional modificada de la siguiente manera:

$$Q = Ci \frac{L}{3600000} \quad (5-7)$$

Dónde:

C , coeficiente de escorrentía por zona, calzada, talud y cuenca.

i , intensidad mm/hr también por zona.

L , longitud, en metros por zona.

5.2.2. Drenaje Transversal

El drenaje transversal se entenderá como toda estructura que tenga como función la de evacuar, desalojar o trasladar el flujo superficial proveniente de cualquier curso natural o artificial que atraviese o afecte al alineamiento y entorno de un proyecto vial. Sobre este particular, podemos mencionar las alcantarillas tubos transversales, secciones tipo cajón, y las bóvedas.

Como ya se definió anteriormente, existen varios tipos de drenajes transversales que se usan dentro de los proyectos viales, entre los que se usan más comúnmente son los badenes, alcantarillas, bóvedas y puentes.

Para cada una de las obras anteriores existen particularidades para el análisis hidráulico, por lo que a continuación se desarrollarán aquellas a tener en cuenta en estructuras de carreteras principales.

5.2.2.1. Alcantarillas

a) Aspectos generales

Existen varios criterios para definir el límite para considerar la construcción de una alcantarilla o una bóveda o puente, entre estas están:

- Una alcantarilla es toda obra que no supera un claro superior a los 6 m.
- El caudal máximo a evacuar por la alcantarilla no debe ser superior a los 15 m³/s.
- El área máxima de la sección transversal de la obra no debe superar al área equivalente de una tubería de diámetro de 182.88 cm (72").

A partir de los criterios anteriores se definiría el límite de las obras a usar según las condiciones particulares y del estudio previo del sitio por parte del especialista en el área.

Otros criterios a tomar en cuenta para el diseño de la alcantarilla son su ubicación, alineación, pendiente y obras de protección en la entrada y salida de estas.

En general, las alcantarillas se localizan en tres sitios (Wright & Dizon, 2001)

- En el fondo de depresiones donde no existen cursos de agua naturales
- En donde las corrientes de agua cortan las carreteras
- En los lugares donde se requiera que pase el agua del drenaje superficial conducido por cunetas debajo de los caminos y carreteras hasta las propiedades adyacentes.

La ubicación óptima de las alcantarillas se logra siguiendo la alineación y pendiente del cauce natural. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que el incremento y disminución de la pendiente influye en la variación de la velocidad de flujo, y ésta debe ser tal que no altere desmesuradamente los procesos geomorfológicos, como la erosión y sedimentación; por ello, los cambios de pendiente deben ser estudiados en forma cuidadosa, para no incidir en dichos procesos que pueden provocar el colapso de la estructura.

b) Tipo y sección

Existen varios tipos de materiales que se usan en la construcción de alcantarillas que se pueden usar en los proyectos viales, dentro de los cuales están las alcantarillas tipo metálicas, de mampostería, de concreto y de PVC. Para el caso de este documento, se analizarán alcantarillas de concreto.

Las secciones más usuales son circulares, rectangulares y cuadradas.

Por necesidad de limpieza y mantenimiento de las alcantarillas, se recomienda una sección mínima circular de 91.44 cm o 36", o su área equivalente en otro tipo de sección. Este valor mínimo recomendado dependerá además de las especificaciones técnicas o normativas que se posea en cada país.

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

En los puntos en donde es necesario la construcción de varias alcantarillas en paralelo (baterías de tubos) se recomienda que se opte por una estructura tipo cajón de un solo claro, debido a que al existir discontinuidad en el claro, hay más probabilidades de obstrucción en la entrada de las alcantarillas.

c) Diseño hidráulico

Antes de empezar con este apartado es importante mencionar que el punto central de todo diseño hidráulico es la de evacuar o trasladar un caudal determinado, por lo que es importante tener ya establecidos y realizados los cálculos hidrológicos necesarios para este fin, junto con todas las consideraciones a tomar, como se mencionan en el capítulo anterior de este manual, en el cual se puede encontrar las consideraciones más importantes al respecto.

El diseño hidráulico de alcantarillas comprende el siguiente procedimiento en general:

- Obtener todos los datos del sitio y trazar la sección transversal del camino en el lugar de la alcantarilla, incluyendo un perfil del canal de la corriente.
- Establecer las elevaciones de las cabeceras de la alcantarilla a la entrada y a la salida, y determinar la longitud y la pendiente de la alcantarilla.
- Determinar el tirante permisible aguas arriba y el probable aguas abajo para una avenida de diseño.
- Seleccionar el tipo y las dimensiones para la alcantarilla y las características de diseño de los accesorios que se ajustarán al flujo de diseño bajo las condiciones establecidas.
- Examinar la necesidad de disipadores de energía y, en los lugares donde sea necesario, proporcionar dispositivos de protección adecuados para prevenir la erosión del canal.

Para el análisis hidráulico, se pueden establecer dos metodologías, una es por medio de la ecuación de Manning y la otra es por control de entrada y salida, algunos autores recomiendan que el análisis por medio de la ecuación de Manning se utilice para obtener una primera aproximación del área de la alcantarilla necesaria, debido a que asume varias simplificaciones (se considera solo flujo uniforme), pero es más recomendable utilizar las metodologías de control de entrada y salida.

A pesar que es más sencilla la metodología de cálculo a través de la ecuación de Manning que por la metodología de control de entrada y salida, por medio de Manning se puede llegar a sobreestimar las dimensiones de las alcantarillas.

Entre ambas metodologías siempre se recomienda poner atención a las obras de entrada y salida de la alcantarilla, pero es más crítico si se usa la metodología de control de entrada y salida ya que esta metodología toma en cuenta las condiciones de estas obras.

Con ambas metodologías es prescindible un plan de mantenimiento pero cobra más relevancia este plan al diseñar por medio del control de entrada y salida.

Por lo anterior es importante que el diseñador decida la metodología más adecuada según las condiciones del sitio y el análisis costo beneficio que se realice, pero como se menciona anteriormente es más recomendable realizar el diseño por medio de control de entra y salida, además como se presenta en los siguiente ítem, estos cálculos se simplifican por medio de los nomogramas que se han desarrollado para dar solución a las ecuaciones de esta metodología.

i. Diseño por medio de la ecuación de Manning¹¹

Un aspecto importante a tener en cuenta para realizar el diseño hidráulico por medio de la ecuación de Manning es asegurar que éste trabaje como un canal abierto. Por consiguiente, es necesario establecer una altura máxima del nivel de agua en la tubería, inferior al diámetro de ésta, y se asume que el flujo es uniforme.

Se recomienda que el tirante máximo de la alcantarilla no sobre pase los 2/3 del diámetro de la alcantarilla, pero este valor puede variar según las especificaciones de cada país, los cuales en la región varía entre 0.8d y 0.9d, donde d es el diámetro de la alcantarilla.

La ecuación de Manning para obtener la velocidad del flujo y el caudal para una condición de régimen uniforme es mediante la siguiente relación:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (5-8)$$

Dónde:

v , la velocidad del flujo, en m/s.

n , el coeficiente de rugosidad de Manning, cuyos valores recomendados pueden obtenerse de la tabla 5-5.

R_h , el radio hidráulico, en m. (Ver ejemplo de cálculo para distintas formas de canal en Tabla 5-8).

S , la pendiente del conducto, en m/m.

Una vez establecida la velocidad del flujo, por medio de la ecuación de continuidad se determina la capacidad del conducto. Esta última se expresa de la manera siguiente:

$$Q = vA \quad (5-9)$$

Donde:

Q , caudal, en m³/seg.

A , el área hidráulica del conducto en m².

v , es la velocidad del flujo, resultado de la aplicación de la fórmula de Manning.

¹¹ _ (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Perú, 2008)

Tabla 5-5 Coeficientes n de Manning. Adaptado de (Chow, 2004)

TIPO DE CANAL Y DESCRIPCIÓN	MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
Conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos			
Metal			
Acero			
Estriado soldado	0.010	0.012	0.014
Ribeteado y en espiral	0.013	0.016	0.017
Hierro fundido			
Recubierto	0.010	0.013	0.014
No recubierto	0.011	0.014	0.016
Hierro forjado			
Negro	0.012	0.014	0.015
Galvanizado	0.013	0.016	0.017
Metal corrugado			
Subdrenaje	0.017	0.019	0.021
Drenaje de aguas lluvias	0.021	0.024	0.030
No metal			
Cemento			
Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
Mortero	0.011	0.013	0.015
Concreto			
Alcantarilla recta y libre de basuras	0.010	0.011	0.013
Alcantarilla con curvas, conexiones y algo de basuras	0.011	0.013	0.014
Bien terminado	0.011	0.012	0.014
Alcantarillas de aguas residuales	0.013	0.015	0.017
Otros valores de coeficiente de Manning pueden consultarse en Hidráulica de Canales Abiertos (Chow, 2004) u otra referencia.			

También, es necesario verificar que la velocidad del flujo se encuentre dentro ciertos límites debido a que se pueden originar afectaciones en la estructura. Valores de velocidades permisibles, de acuerdo al material de la alcantarilla, se muestran en la Tabla 5-6. Los valores mostrados en la tabla pueden variar de acuerdo a la condiciones de cada país.

Tabla 5-6 Velocidades máximas admisibles (m/s) en conductos revestidos (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Perú, 2008)

TIPO DE REVESTIMIENTO	VELOCIDAD (m/s)
Concreto	3.0 – 6.0
Ladrillo con concreto	2.5 – 3.5
Mampostería de piedra y concreto	2.0

También, se deberá verificar que la velocidad mínima del flujo dentro del conducto no produzca sedimentación que pueda incidir en una reducción de su capacidad hidráulica, recomendándose que la velocidad mínima dependerá del tipo de material de la alcantarilla y para evitar efectos de sedimentación se recomienda un valor mínimo de 0.5 m/s, o el valor que se recomiende según el tipo de proyecto (debidamente justificado) o el valor dado según especificaciones de cada país.

Asimismo, se debe tener muy en cuenta la velocidad de flujo a la salida de la alcantarilla, generalmente esta velocidad es mayor que la velocidad de escurrimiento en el cauce

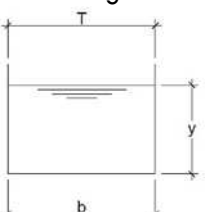
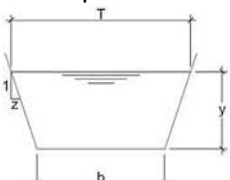
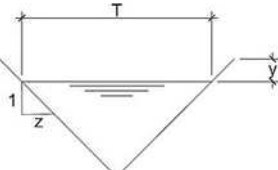
natural y debe limitarse a fin de evitar procesos de socavación aguas abajo de la estructura, y no afecte su estabilidad.

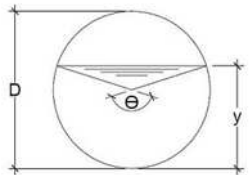
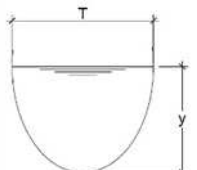
A continuación, se presenta una tabla con valores máximos recomendados de velocidades de flujo según el tipo de material donde se desplaza.

Tabla 5-7 Velocidades máximas admisibles, en canales no revestidos (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Perú, 2008)

TIPO DE TERRENO	FLUJO INTERMITENTE	FLUJO PERMANENTE
	(m/s)	(m/s)
Arena fina (no coloidal)	0.75	0.75
Arcilla arenosa (no coloidal)	0.75	0.75
Arcilla limosa (no coloidal)	0.9	0.9
Arcilla fina	1.0	1.0
Ceniza volcánica	1.2	1.0
Grava fina	1.5	1.2
Arcilla dura (coloidal)	1.8	1.4
Material graduado (no coloidal)		
Desde arcilla a grava	2.0	1.5
Desde limo a grava	2.1	1.7
Grava	2.3	1.8
Grava gruesa	2.4	2.0
Desde grava a piedras (<15 cm)	2.7	2.1
Desde grava a piedras (> 20 cm)	3.0	2.4

Tabla 5-8 Formulas para obtención de parámetros geométricos de distintas secciones de canal (Minicurso de diseño de canales)

SECCIÓN	ÁREA HIDRÁULICA (A)	PERÍMETRO MOJADO (P _m)	RADIO HIDRÁULICO (R _h)	ESPEJO DE AGUA (T)
Rectangular 	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	b
Trapezoidal 	$(b + zy)y$	$b + 2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$	$b + 2zy$
Triangular 	zy^2	$2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1 + z^2}}$	$2zy$

SECCIÓN	ÁREA HIDRÁULICA (A)	PERÍMETRO MOJADO (P _m)	RADIO HIDRÁULICO (R _h)	ESPEJO DE AGUA (T)
Circular 	$\frac{(\theta - \sin \theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$\left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)\frac{D}{4}$	$\left(\sin \frac{\theta}{2}\right)D$ ó $2\sqrt{y(D-y)}$
Parabólica 	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T + 8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

ii. Diseño por control de entrada y control de salida

El tipo de flujo que se presenta en una alcantarilla depende de la cantidad total de energía disponible entre la entrada y la salida. La energía disponible está formada principalmente por la energía potencial, que es la diferencia entre la cabecera y la descarga (usualmente, bajo condiciones de estanque, la velocidad a la entrada es pequeña y la carga de velocidad o energía cinética puede suponerse igual a cero). Toda la energía disponible se gastara por completo en el flujo que se produce naturalmente. Así pues, la energía se disipa al entrar, por fricción, con la carga de velocidades y con la profundidad. Las características de flujo y capacidad de una alcantarilla se determinan por la ubicación de la *sección de control*. Puede decirse que la sección de control es la parte de la alcantarilla que opera a flujo máximo; las otras partes del sistema tienen una capacidad mayor que la realmente utilizada.

Las pruebas de laboratorio y los estudios de campo indican que las alcantarillas en las carreteras operan con dos grandes tipos de control: en la *entrada* y en la *salida*. (Wright & Dizon, 2001)

El procedimiento de diseño presentado aquí es el desarrollado por la FHWA y publicado en *Hydraulic Design of Highway Culverts* (Diseño hidráulico de las alcantarillas para carreteras). La sección de control de la alcantarilla se usa para clasificar a los diferentes flujos en la misma. La ubicación para la cual existe una relación única entre el gasto o tasa de flujo y la profundidad de flujo aguas arriba es la sección de control. Cuando el flujo está determinado por la geometría de la entrada, entonces la sección de control es la entrada de la alcantarilla, es decir, el extremo aguas arriba de la alcantarilla y el flujo está *controlado en la entrada*. Cuando el flujo está gobernado por una combinación de la cabeza de agua en el sitio de descarga, la *entrada de la alcantarilla y las características del cilindro de la alcantarilla*, el *flujo está controlado a la salida*. En el procedimiento de diseño se usan varias cartas de diseño y nomogramas, desarrolladas a partir de una combinación de la teoría y de numerosos resultados de ensayos hidráulicos; estos procedimientos se muestran a continuación.

■ Control de entrada. (Garber & Hoel, 2007)

El flujo en alcantarillas que operan bajo condiciones de control de entrada, es supercrítico con altas velocidades y profundidades bajas. En la Fig. 5-3 se muestran cuatro flujos diferentes bajo control de entrada. El tipo de flujo depende de si la entrada, la salida o ambas en la alcantarilla están sumergidas. En la Fig. 5-3 (a), tanto la entrada como la salida están por encima de la superficie del agua. En este caso, el flujo dentro de la alcantarilla es supercrítico, la alcantarilla está parcialmente llena en toda su longitud y la profundidad de flujo se aproxima en forma normal en el extremo de salida. En la Fig. 5-3 (b), solamente el extremo aguas abajo (salida) de la alcantarilla está sumergido, pero esto no produce un control de salida. El flujo en la alcantarilla un poco después de la entrada de la misma es supercrítico, y se presenta un salto hidráulico dentro de la alcantarilla. En la Fig. 5-3 (c) se muestra el extremo de entrada de la alcantarilla sumergido, con el agua que fluye libremente en la salida. La alcantarilla está parcialmente llena a lo largo de su longitud, y el flujo es supercrítico dentro de la misma, ya que la profundidad crítica se localiza justo después de la entrada de la alcantarilla. La profundidad del flujo en la salida de la alcantarilla también se aproxima en forma normal. En la Fig. 5-3 (d) se muestran sumergidas tanto la entrada como la salida de la alcantarilla, pero la alcantarilla está parcialmente llena en una parte de su longitud. Se presenta un salto hidráulico dentro de la alcantarilla, lo que produce que la alcantarilla se llene a lo largo del resto de la longitud. En estas condiciones, pueden desarrollarse presiones menores a la atmosférica, por lo que se crea una situación inestable con la alcantarilla que oscila entre flujo parcialmente lleno y flujo lleno. Esto se evita instalando una entrada intermedia.

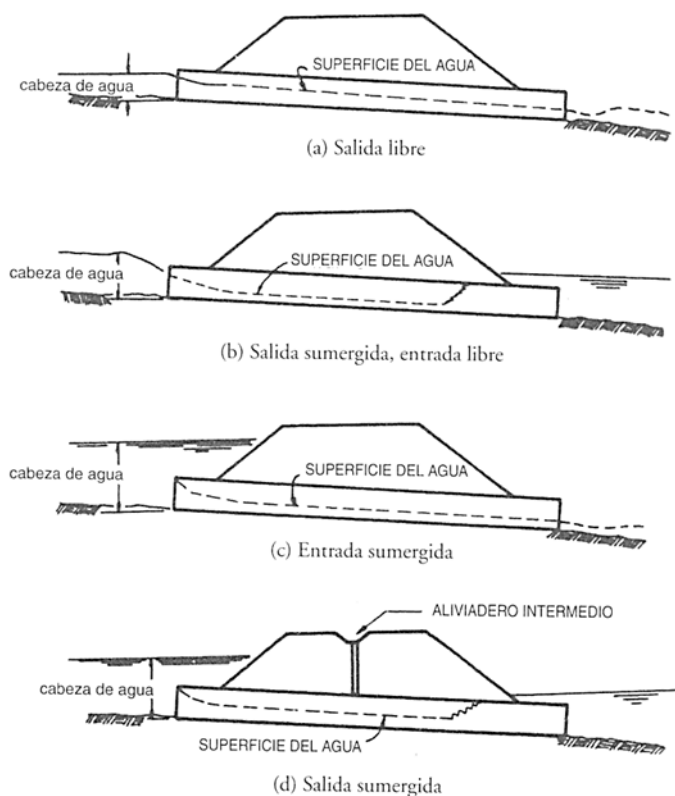


Fig. 5-3 Tipos de control de entrada (Garber & Hoel, 2007)

Se han realizado varias pruebas de modelos para determinar las relaciones entre la cabeza de agua (profundidad de agua por encima del punto de entrada de la alcantarilla) y el flujo para alcantarillas en condición de control de entrada. La condición básica que se usa es si la entrada está sumergida o no.

Para la condición no sumergida se ha desarrollado dos ecuaciones, la ecuación 5.10 se basa en la carga específica para la profundidad crítica, y la segunda 5.11 es exponencial y similar a la ecuación de un vertedero. La primera ecuación tiene más soporte teórico, pero la segunda es de uso más sencillo. La ecuación 5.12 es para una condición sumergida.

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_i}{D} + K \left[\frac{Q}{A \cdot D^{0.5}} \right]^M - 0.5S \quad (5-10)$$

$$\frac{HW_i}{D} = K \left[\frac{Q}{A \cdot D^{0.5}} \right]^M \quad (5-11)$$

$$\frac{HW_i}{D} = c \left[\frac{Q}{A \cdot D^{0.5}} \right]^2 + Y - 0.5S \quad (5-12)$$

Dónde:

HW_i , profundidad de la carga o cabeza de agua requerida por encima de la sección de control de entrada en pies¹²

D , altura interior del cilindro de la alcantarilla, en pies.

V , velocidad de flujo (pies/segundos).

V_c , velocidad crítica (pies/segundos).

g , 32.2 pies/segundos².

H_c , cabeza específica den la profundidad crítica, es decir, $H_c = d_c + \left(\frac{V_c^2}{2g} \right)$.

d_c , profundidad crítica (pies).

A , área total de la sección transversal del cilindro de la alcantarilla (pies²).

S , pendiente del cilindro de la alcantarilla (pies/pie).

K, M, c, Y , constantes mostradas en la Tabla.5-9.

Obsérvese que el ultimo termino (-0.5S) en las ecuaciones 5.10 y 5.12 debe reemplazarse por +0.7S cuando se usen esquinas en chaflán. Las ecuaciones 5.10 y 5.11 son aplicables hasta aproximadamente $Q/A \cdot D^{0.5} = 3.5$. La ecuación 5.12 es aplicable por arriba de aproximadamente $Q/A \cdot D^{0.5} = 4$.

¹² 1 pie = 1/3.2808 m

Tabla 5-9 Coeficientes para las ecuaciones de diseño del control de entrada (Garber & Hoel, 2007)

FORMA Y MATERIAL	DESCRIPCIÓN DEL BORDE DE LA ENTRADA	FORMA	NO SUMERGIDO		SUMERGIDO	
			K	M	C	Y
Circular	Pared con borde cuadrado	1	0.0098	2.0	0.0398	0.67
Concreto	Extremo ranurado con muro de cabezal Saliente con extremo ranurado	1	0.0078	2.0	0.292	0.74
			0.0045	2.0	0.0317	0.69
Circular	Cabezal	1	0.0078	2.0	0.0379	0.69
CMP	Con junta chaflanada hasta dar la pendiente Saliente	1	0.0210	1.33	0.0463	0.75
			0.0340	1.50	0.0553	0.54
Circular	Anillos biselado, biseles de 45°	1	0.0018	2.50	0.0300	0.74
	Anillos biselado, biseles de 33.7°		0.0018	2.50	0.0243	0.83
Rectangular	Muros con aleros abocinados con ángulos de 30° y 75°	1	0.026	1.0	0.0385	0.81
En cajón	Muros con aleros abocinados con ángulos de 90° y 15°	1	0.061	0.75	0.0400	0.80
	Muros con aleros abocinados a 0°		0.061	0.75	0.0423	0.82
Rectangular	Muros con aleros abocinados a 45° d=0.0430	2	0.510	0.667	0.0309	0.80
En cajón	Muros con aleros abocinados a 18° a 33.7° d=0.0830	2	0.486	0.667	0.0249	0.83
Rectangular	Muro cabezal a 90° con chaflanes a 3/4"	2	0.515	0.667	0.0375	0.79
En cajón	Muro cabezal a 90° con biseles a 45°	2	0.495	0.667	0.0314	0.82
	Muro cabezal a 90° con biseles a 33.7°		0.486	0.667	0.0252	0.865
Rectangular	Chaflanes a 3/4"; cabezal con esviaje a 45°	2	0.522	0.667	0.0402	0.73
En cajón	Chaflanes a 3/4"; cabezal con esviaje a 30°		0.533	0.667	0.0425	0.705
	Chaflanes a 3/4"; cabezal con esviaje a 15°		0.545	0.667	0.04505	0.68
	Biseles a 45°; cabezal con esviaje de 10° a 45°		0.498	0.667	0.0327	0.75
Rectangular	Muros con aleros abocinados 45° sin transición	2	0.497	0.667	0.0339	0.803
En cajón	Muros con aleros abocinados 18.4° sin transición	2	0.493	0.667	0.0361	0.806
Chaflanes a 3/4"	Muros con aleros abocinados 18.4° sin transición Cilindro con esviaje de 30°		0.495	0.667	0.0386	0.71
Rectangular	Muros con aleros abocinados a 45° con transición	2	0.497	0.667	0.0302	0.835

FORMA Y MATERIAL	DESCRIPCIÓN DEL BORDE DE LA ENTRADA	FORMA	NO SUMERGIDO		SUMERGIDO	
			K	M	C	Y
En cajón	Muros con aleros abocinados a 33.7° con transición		0.495	0.667	0.0252	0.881
Biseles superiores	Muros con aleros abocinados a 18.4° con transición		0.493	0.667	0.0227	0.887
Cajones CM	Cabezal a 90°	1	0.0083	2.0	0.0379	0.69
	Saliente de pared gruesa		0.0145	1.75	0.0419	0.64
	Saliente de pared delgada		0.0340	1.5	0.0496	0.57
Horizontal	Cabezal con borde cuadrado	1	0.0100	2.0	0.0398	0.67
Elipse	Cabezal/muro con extremo ranurado		0.0018	2.5	0.0292	0.74
Concreto	Saliente con extremo ranurado		0.0045	2.0	0.0317	0.69
Vertical	Cabezal/muro con borde cuadrado	1	0.0100	2.0	0.0398	0.67
Elipse	Cabezal/muro con extremo ranurado		0.0018	2.5	0.0292	0.74
Concreto	Saliente con extremo ranurado		0.0095	2.0	0.0317	0.69
Tubería en arco	Saliente con extremo ranurado, cabezal de 90°	1	0.0083	2.0	0.0379	0.69
Esquina a 18°	Chaflanado hasta alcanzar la pendiente		0.0300	1.0	0.0463	0.75
Radio CM	Saliente		0.0340	1.5	0.0496	0.57
Tubería en arco	Saliente	1	0.0296	1.5	0.0487	0.55
Esquina a 18°	No biselado		0.0087	2.0	0.0361	0.66
Radio CM	Biselado 33.7°		0.0030	2.0	0.0264	0.75
Tubería en arco	Saliente	1	0.0296	1.5	0.0487	0.55
Esquina a 31°	No biselado		0.0087	2.0	0.0361	0.66
Radio CM	Biselado a 33.7°		0.0030	2.0	0.0264	0.75
Arco CM	Cabezal a 90°	1	0.0083	2.0	0.0379	0.69
	Chaflanado hasta dar la pendiente		0.0300	1.0	0.0463	0.75
	Saliente de pared delgada		0.0340	1.5	0.0496	0.57
Circular	Garganta de entrada abocinada suavemente	2	0.534	0.555	0.0196	0.89
	Garganta de entrada abocinada bruscamente		0.519	0.64	0.0289	0.90
Elíptica	Entrada abocinada-bordes biselados	2	0.536	0.622	0.368	0.83
Cara de la entrada	Entrada abocinada-bordes cuadrados		0.5035	0.719	0.0478	0.80
	Entrada abocinada-saliente de borde delgado		0.547	0.80	0.0598	0.75
Rectangular	Garganta de entrada abocinada	2	0.475	0.667	0.0179	0.97
Rectangular	Lados abocinado-bordes menos favorables	2	0.56	0.667	0.0466	0.85

FORMA Y MATERIAL	DESCRIPCIÓN DEL BORDE DE LA ENTRADA	FORMA	NO SUMERGIDO		SUMERGIDO	
			K	M	C	Y
Concreto	Lados abocinado-bordes más favorables		0.56	0.667	0.0378	0.87
Rectangular	Bordes menos favorables- pendiente abocinada	2	0.50	0.667	0.0466	0.65
Concreto	Bordes más favorables- pendiente abocinada		0.5	0.667	0.0378	0.71

Se han desarrollado varios nomogramas para diferentes formas de alcantarilla con base a estas ecuaciones. En la Fig. 5-4 se presenta el nomograma para alcantarillas con forma de cajón rectangular para control de entrada, con paredes con aleros abocinados y borde biselado en la parte superior de la entrada, y la Fig. 5-5 muestra el nomograma para una alcantarilla de tubo circular bajo control de entrada (con $n=0.012$), estos nomogramas están en sistema inglés por la fuente utilizada pero para mayor referencia para otro tipo de secciones y nomogramas en sistema internacional se puede consultar el *Hydraulics Design of Highway Culverts* de la FHWA.

Estas figuras se usan para determinar la profundidad de la cabeza de agua que se requiere para alojar el flujo de diseño por medio de la configuración seleccionada de la alcantarilla bajo condiciones de control de entrada.

Es importante tomar en cuenta que para un buen diseño, se debe establecer límites en la relación de la carga hidráulica de entrada y el diámetro (H_w/D) el cual como referencia este valor puede rondar entre $1.2 < H_w/D < 1.5$ (según AASHTO), o en otros casos se toma la altura de la cota superior del cabezal de entrada de la alcantarilla o se establece esta relación dejando un distancia de seguridad a la rasante de la estructura de pavimento de la carretera; estos factores se establecen según la normativa de cada país y de las consideraciones del diseñador.

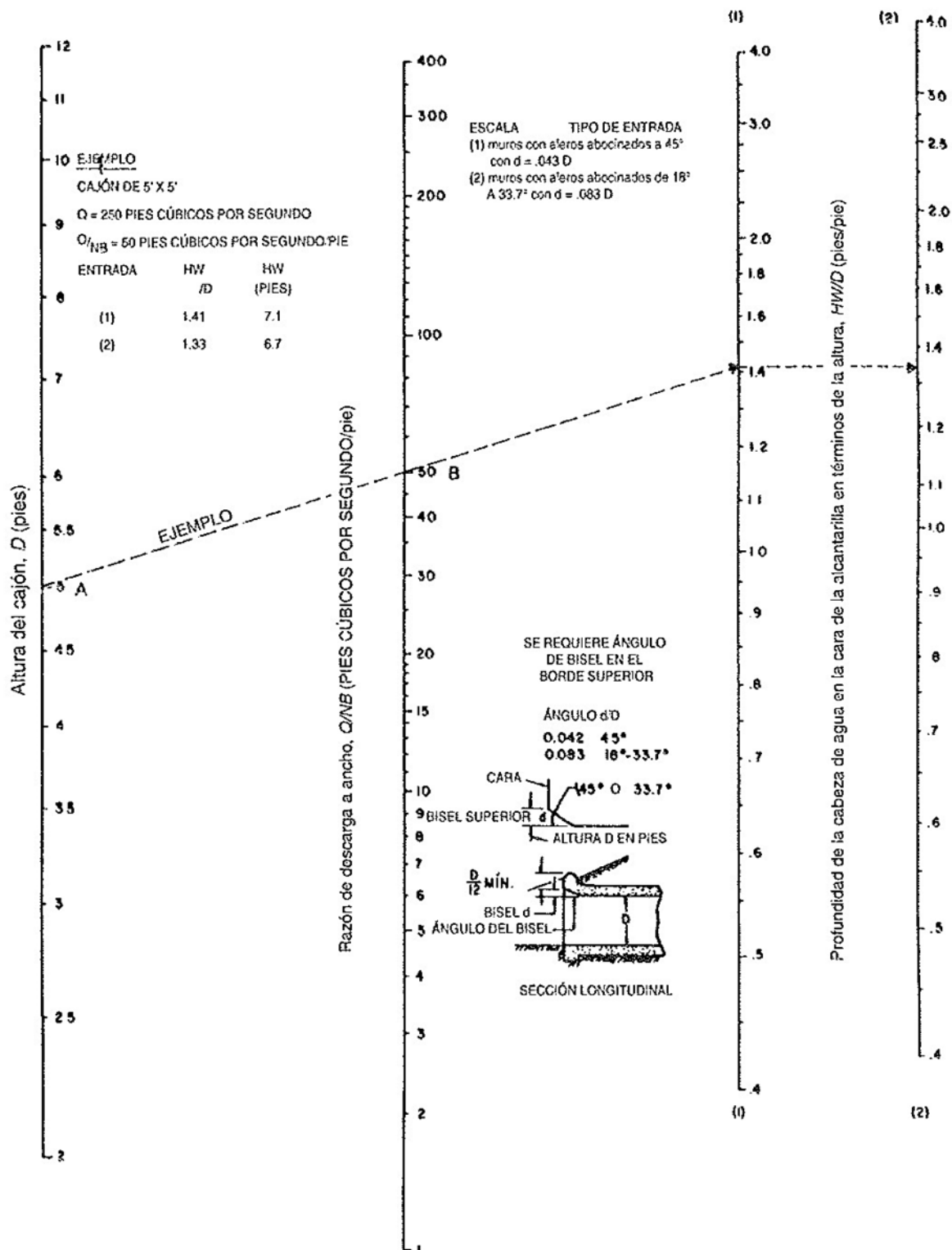


Fig. 5-4 Profundidad de la cabeza de agua para el control de entrada, de alcantarillas en cajón rectangular, muros con aleros abocinados de 18° a 33.7° y 45° con borde biselado en la parte superior de la entrada (para mayor referencia consultar *Hydraulics Design of Highway Culverts* de la FHWA).

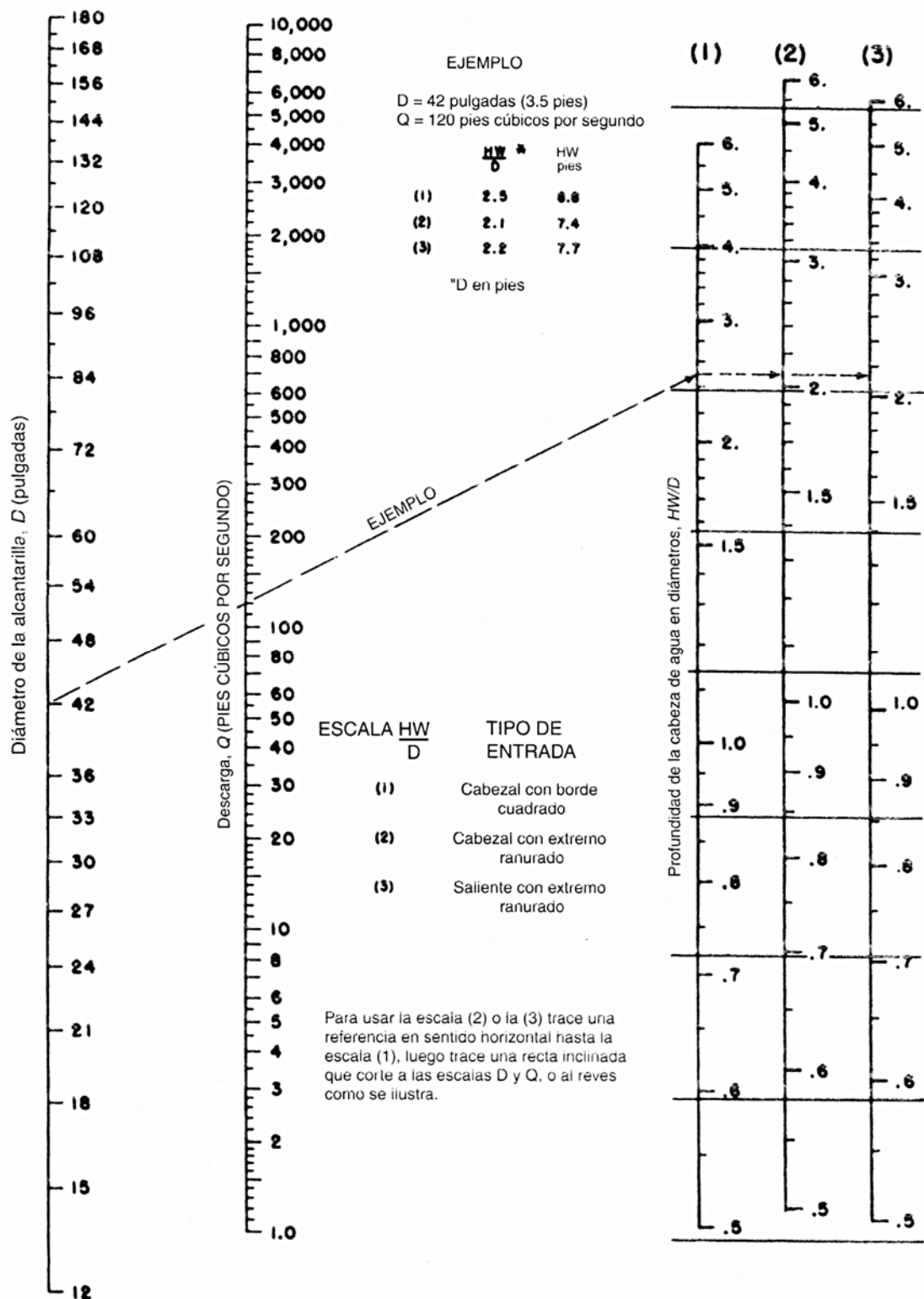


Fig. 5-5 Profundidad de la cabeza de agua para alcantarillas de tubería de concreto con control a la entrada (para mayor referencia consultar *Hydraulics Design of Highway Culverts* de la FHWA).

■ Diseño por control de salida_(Garber & Hoel, 2007)

Una alcantarilla fluye bajo control de salida, cuando el cilindro no tiene la capacidad de transportar tanto flujo como pueda recibir la abertura de la entrada. En la Fig. 5-6 se muestran diferentes tipos de flujo bajo condiciones de control de entrada, donde la sección de control se localiza en el extremo aguas debajo de la alcantarilla o más allá. En la Fig. 5-6 (a), tanto la entrada como la salida están sumergidas, y el agua fluye bajo presión a lo largo de la longitud total de la alcantarilla, completamente llena. En la Fig. 5-6 (b) se muestra la entrada no sumergida y la salida sumergida. En la Fig. 5-6 (c), la salida no está sumergida y la alcantarilla fluye llena a lo largo de toda su longitud, debido a la altura de la cabeza de agua. En la Fig. 5-6 (d), la entrada de la alcantarilla está sumergida y la salida no está sumergida, y la profundidad del agua a la salida es baja. Por tanto la alcantarilla fluye parcialmente llena. El flujo también es subcrítico a lo largo de parte de la longitud de la alcantarilla, pero la profundidad crítica se presenta justo aguas arriba de la salida. En la Fig. 5-6 (e) se muestran tanto la entrada como la salida no sumergidas con la alcantarilla parcialmente llena a lo largo de toda su longitud, y con flujo subcrítico.

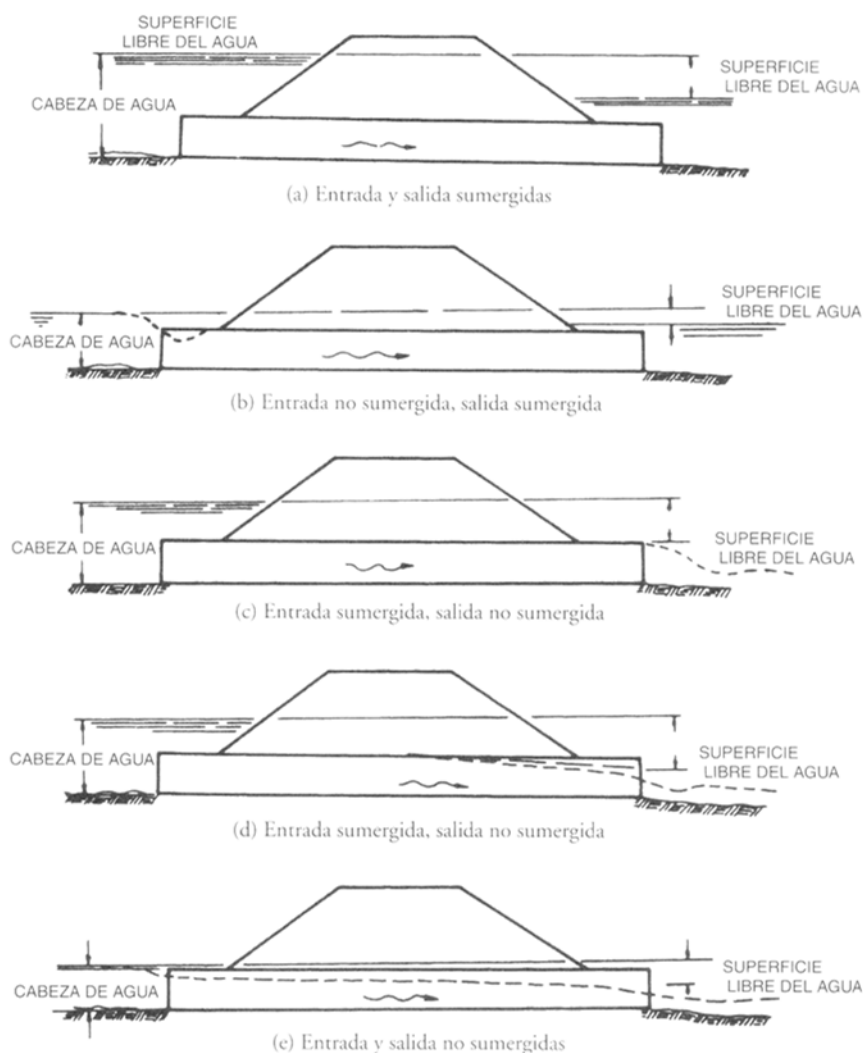


Fig. 5-6 Tipos de control en la salida (Garber & Hoel, 2007).

El análisis hidráulico de las alcantarillas que fluyen bajo control de salida, se basa en el balance de la energía. La pérdida total de energía a través de la alcantarilla está dada como:

$$H_L = H_e + H_f + H_o + H_b + H_j + H_g \quad (5-13)$$

Dónde:

H_L , energía total requerida.

H_e , pérdida de energía en la entrada

H_f , pérdida por fricción.

H_o , pérdida de energía en la salida.

H_b , pérdida por cambio de dirección.

H_j , pérdida por de energía en la unión

H_g , pérdida de energía en las rejillas de seguridad

Sin tomar en cuenta las perdidas debidas a cambio de dirección, unión y rejillas la pérdida total de carga esta dado como:

$$H_L = \left(1 + k_e + \frac{29n^2L}{R_h^{1.33}} \right) \frac{V^2}{2g} \quad (5-14)$$

Dónde:

k_e , factor con base en diferentes configuraciones de la entrada (Tabla 5-10).

n , coeficiente de Manning para alcantarillas (Tabla 5-11).

R_h , radio hidráulico del cilindro completo de la alcantarilla.

L , longitud del cilindro de la alcantarilla.

V , velocidad en el cilindro.

Tabla 5-10 Coeficientes de pérdidas en la entrada. (Norman & Johnston, 1985)

TIPO DE ESTRUCTURA Y DISEÑO DE LA ENTRADA	COEFICIENTE k_e
Tubería, concreto	
Saliente del terraplén, extremo encajado (extremo ranurado)	0.2
Saliente del terraplén, extremo cortado en escuadra	0.5
Cabezal solo o cabezal y muros aleros	
Tubería con extremo encajado (extremo ranurado)	0.2
Borde en escuadra	0.5
Redondeado (radio = $1/2 D$)	0.2
Chaflanar para igualar la pendiente del talud	0.7
Sección extrema que se iguala con el talud del terraplén	0.5
Bordes biselados, biseles de 33.7° o 45°	0.2
Entrada con abocinado en los lados o en la pendiente	0.2
Tubería o tubería en arco, metal corrugado	
Saliente del terraplén (sin cabezal)	0.9
Cabezal o cabezal y muros con aleros con bordes cuadrados	0.5
Chaflanado para igualar el talud del terraplén, talud revestido o sin revestir	0.7
Sección extrema para igualar el talud del terraplén	0.5
Bordes biselados, biseles de 33.7° o 45°	0.2
Entrada abocinada en los lados o en la pendiente	0.2

TIPO DE ESTRUCTURA Y DISEÑO DE LA ENTRADA	COEFICIENTE k_e
En cajón, concreto reforzado	
Cabezal paralelo al terraplén (sin muros con aleros) Borde en escuadra en 3 orillas	0.5
Redondeado en 3 orillas con un radio de $\frac{1}{12}$ de la dimensión del cilindro, o bordes biselados en 3 orillas	0.2
Muros con aleros de 30° a 75° respecto al cilindro Borde en escuadra en la corona	0.4
Borde de la corona redondeado con un radio de $\frac{1}{12}$ de la dimensión del cilindro, o con el borde superior biselado	0.2
Muro con alero de 10° a 25° respecto del cilindro Borde en escuadra en la corona	0.5
Muros con aleros paralelos (prolongación de los lados) Borde en escuadra en la corona	0.7
Entrada abocinada en los lados o en la pendiente	0.2

Tabla 5-11 Coeficientes de Manning para alcantarillas. (Norman & Johnston, 1985)

TIPO DE CONDUCTO	DESCRIPCIÓN DE PARED Y DE JUNTA	N DE MANNING
Tubería de concreto	Juntas buenas, paredes lisas	0.011-0.013
	Juntas buenas, paredes rugosas	0.014-0.016
	Juntas deficientes, paredes rugosas	0.016-0.017
Cajón de concreto	Juntas buenas, paredes con terminado liso	0.012-0.015
	Juntas deficientes, paredes rugosas sin terminado	0.014-0.018
Tuberías y cajones de metal corrugado, corrugado anular (la n de Manning's varía con el tamaño del cilindro)	Corrugado de $2\frac{2}{3}$ por $\frac{1}{2}$ pulgadas	0.027-0.022
	Corrugado de 6 por 1 pulgada	0.025-0.022
	Corrugado de 5 por 1 pulgada	0.026-0.025
	Corrugado de 3 por 1 pulgada	0.028-0.027
	Corrugado de placa estructural de 6 por 2 pulgadas	0.035-0.033
	Corrugado de placa estructural de 9 por 1 pulgada 2 $\frac{1}{2}$ pulgadas	0.037-0.033
Tuberías de metal corrugado, corrugados helicoidales, flujo circular a tubo lleno	Corrugado de $2\frac{2}{3}$ por $\frac{1}{2}$ pulgadas ancho de placa de 24 pulgadas	0.012-0.024
Tubería metálica acanalada en espiral	Ranuras de $\frac{3}{4}$ por $\frac{3}{4}$ pulgadas con un espaciamiento de 12 pulgadas, juntas buenas	0.012-0.013

La Fig. 5-7 es un esquema de las líneas del gradiente de energía de una alcantarilla que fluye llena. Si se igualan las energías totales en la entrada y en la salida, se tiene:

$$HW_0 + \frac{v_u^2}{2g} = TW + \frac{v_d^2}{2g} + H_L \quad (5-15)$$

Dónde:

HW_0 , profundidad de la cabeza de agua por encima del punto de salida (pies).

V_u , velocidad de aproximación.

TW , profundidad del agua en el sitio de descarga por encima de la salida (pies).

V_d , velocidad aguas abajo (pies/segundos).

H_L , suma de todas las pérdidas.

Cuando se descartan la velocidad de la carga en la entrada y aguas abajo, se obtiene:

$$HW_0 = TW + H_L \quad (5-16)$$

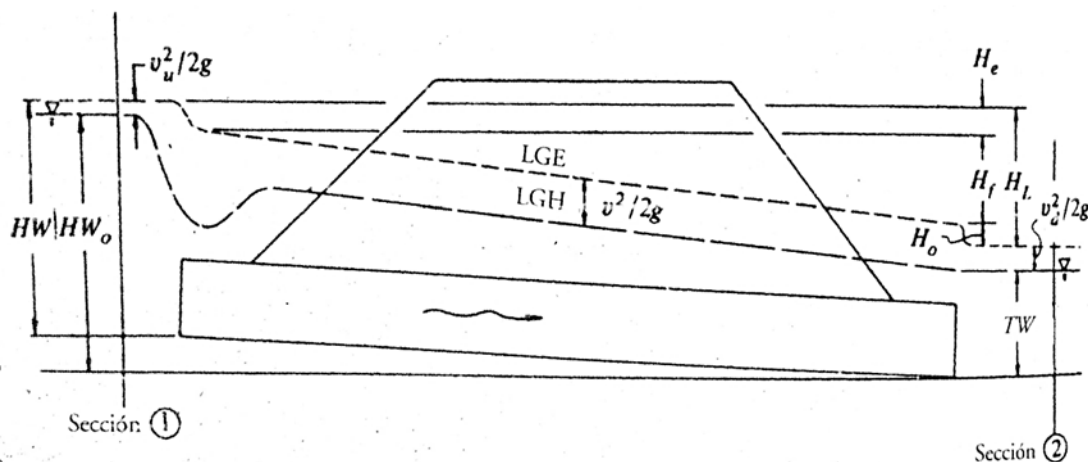


Fig. 5-7 Línea de gradiente de energía (LGE) y línea de gradiente hidráulico (LGH) para flujo de tubo lleno. (J.M. Norman, R. J. Houghtalen, W.J. Johnston. Diseño hidráulico de las alcantarillas para carreteras)

Obsérvese que las ecuaciones 5.13, 5.14, 5.15 y 5.16 se desarrollan para alcantarillas con flujo lleno y por tanto son aplicables a las condiciones mostradas en las Fig. 5-6 (a), Fig. 5-6 (b), Fig. 5-6 (c) para los otros casos pueden requerirse cálculos adicionales de mayor complejidad.

También se han desarrollado nomogramas para resolver la ecuación 5.15, para diferentes configuración de alcantarillas para control de salida, en los nomogramas se consideran solamente perdidas de entrada, por fricción y de salida. En las Fig. 5-8 y Fig. 5-9 se muestran, a manera de ejemplo, nomogramas para alcantarilla en cajón de concreto y una alcantarilla circular de concreto (con $n=0.012$) las cuales están en sistema inglés por la fuente utilizada pero para mayor referencia para otro tipo de secciones y nomogramas en sistema internacional se puede consultar el *Hydraulics Design of Highway Culverts* de la FHWA. Además en las Fig. 5-10 y Fig. 5.11 se muestran figuras para la profundidad crítica para estos tipos de alcantarillas, ya que se debe cumplir que la profundidad crítica no sobrepase el diámetro de la alcantarilla.

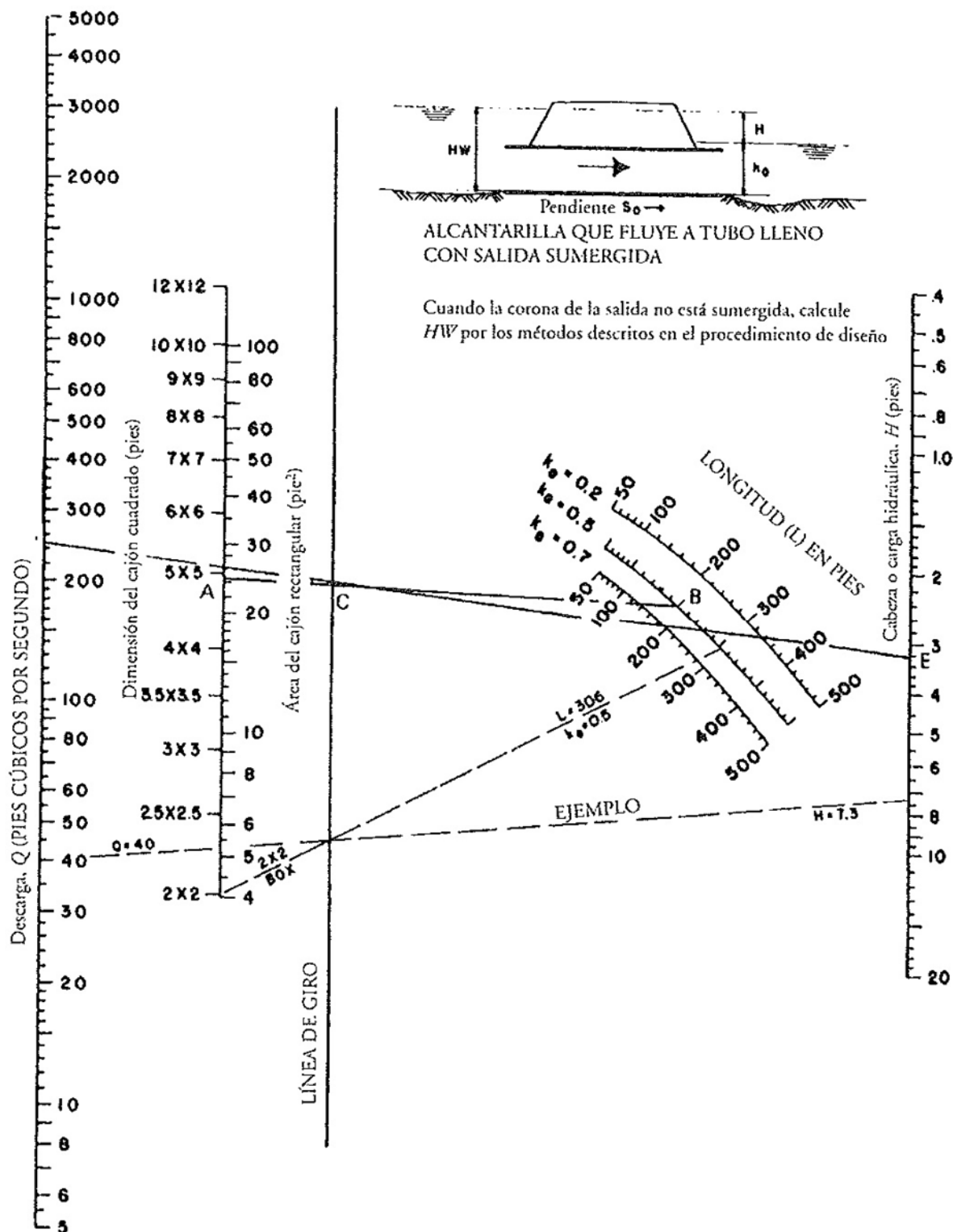


Fig. 5-8 Profundidad de la cabeza de agua para alcantarillas en cajón de concreto que fluyen a tubo lleno. Para mayor referencia consultar *Hydraulics Design of Highway Culverts* de la FHWA (J.M. Norman, R. J. Houghtalen, W.J. Johnston. Diseño hidráulico de las alcantarillas para carreteras)

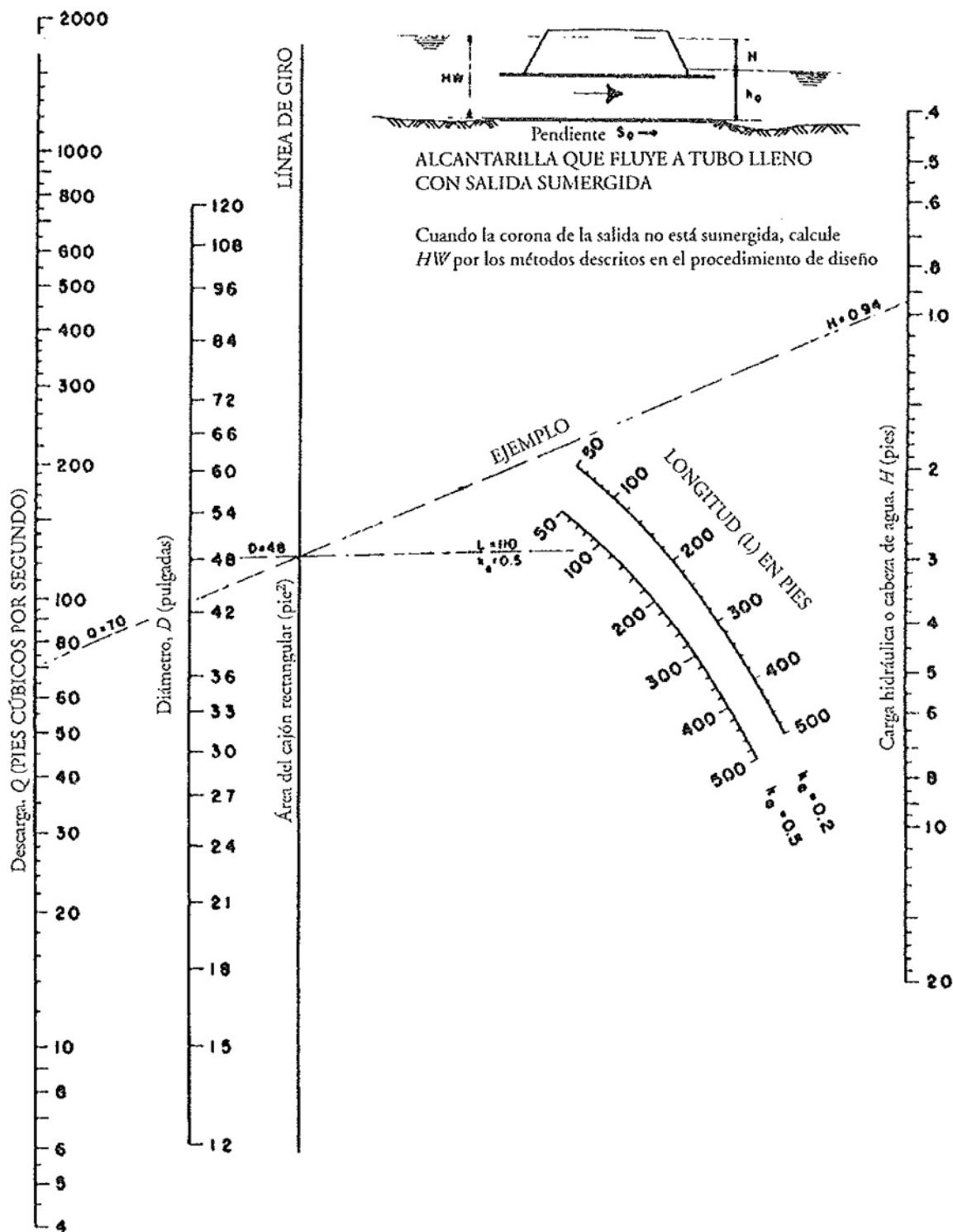


Fig. 5-9 Profundidad de la cabeza de agua para tuberías de concreto que fluyen a tubo lleno, en sistema inglés. Para mayor referencia consultar *Hydraulics Design of Highway Culverts* de la FHWA. (J.M. Norman, R. J. Houghtalen, W.J. Johnston. *Diseño hidráulico de las alcantarillas para carreteras*)

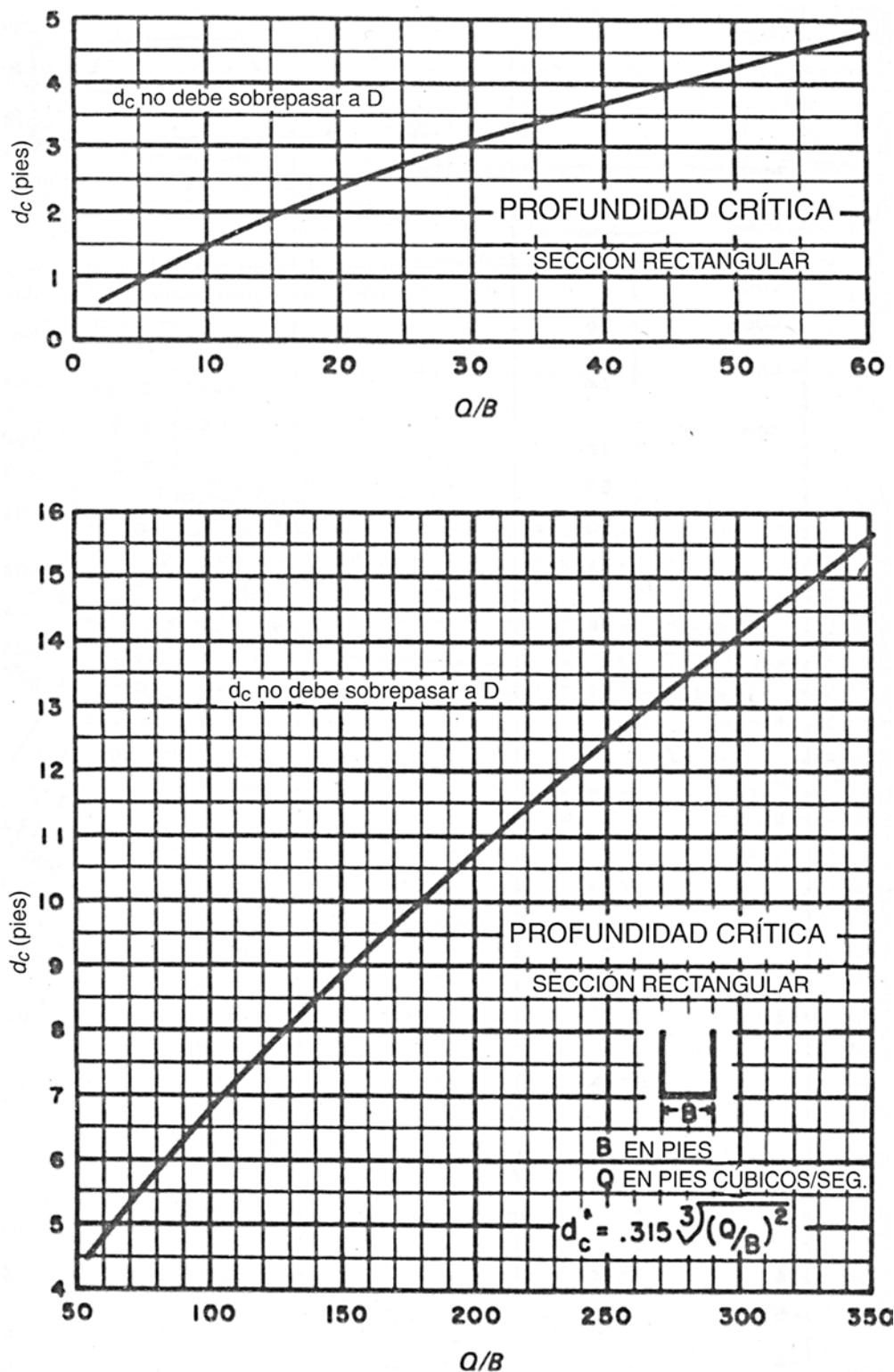


Fig. 5-10 Profundidad crítica para secciones rectangulares. (J.M. Norman, R. J. Houghtalen, W.J. Johnston. Diseño hidráulico de las alcantarillas para carreteras)

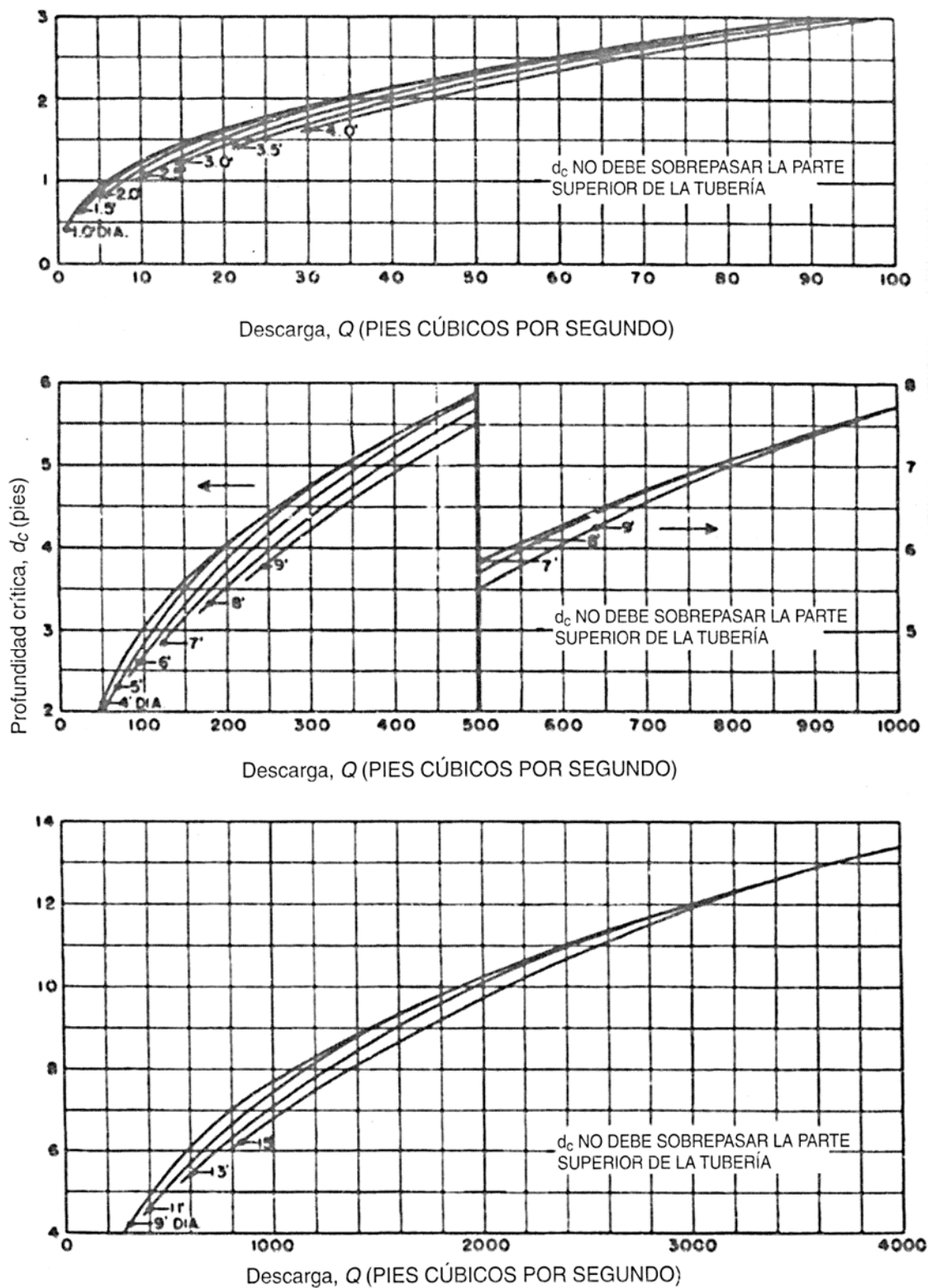


Fig. 5-11 Profundidad crítica para tuberías circulares. (J.M. Norman, R. J. Houghtalen, W.J. Johnston. Diseño hidráulico de las alcantarillas para carreteras)

De forma general se puede establecer el siguiente procedimiento para el análisis hidráulico de alcantarilla.

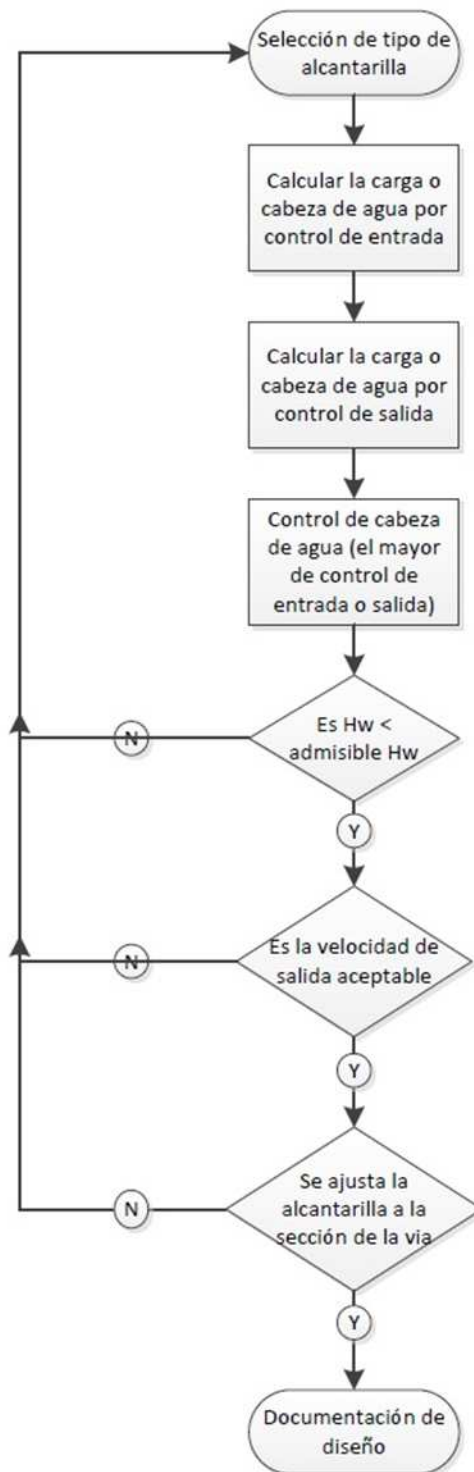


Fig. 5-12 Flujograma para el diseño de alcantarilla (elaborado a partir de (FHWA, 2012)).

5.2.2.2. Puentes

Con respecto a este tipo de obras, debido a su complejidad y por ser el tipo de obras que individualmente representan una buen porcentaje de la inversión a realizarse en un proyecto vial, el análisis de estos, se debe realizar como parte de un estudio específico para cada estructura, utilizando además el uso de software especializados para el análisis hidrológico e hidráulico de estos, por lo que a continuación se presentan algunas consideraciones a tomarse en cuenta durante el estudio de estos junto con una explicación breve de la hidráulica de estas estructuras.

Dependiendo de la etapa del diseño del puente, se deben tomar algunas recomendaciones para el buen desempeño de esto por lo que a continuación se presentan algunos lineamientos o recomendaciones al respecto (DACGER-MOPTVDU, 2014); también se recomienda tomar como referencia las consideraciones que se realizan en el Manual Centroamericano de Gestión del Riesgo en Puentes, desarrollado por medio del Sistema de Integración Económica Centroamericana (SICA).

a) Lineamientos para superestructura

La superestructura del puente debe colocarse, siempre que sea posible, a una elevación superior a la de las zonas de aproximación de la carretera (ver Fig. 5-12), lo que permite que durante un evento extremo, el agua sobrepase los terraplenes de acceso de forma que se alivien las fuerzas hidráulicas sobre el puente. Esto es particularmente importante en corrientes que arrastran gran cantidad de desechos, y que obstruyen el paso del agua por debajo de la superestructura.

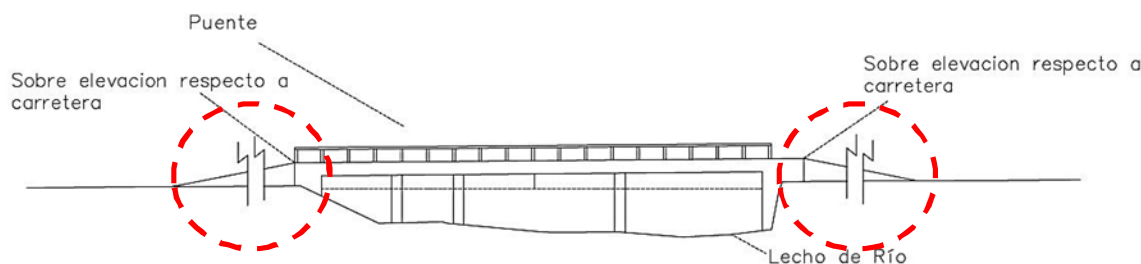


Fig. 5-13 Esquema de puente con sobre elevación respecto a los extremos de aproximación.

Debido al riesgo dado durante una crecida superior a la de diseño, se recomienda que la superestructura se sujete a la subestructura con algún tipo de sistema de anclaje, para proteger la estructura en el caso que se presenten cargas de arrastre, empuje, impacto o fuerzas por flotación, como producto de un incremento del nivel de las aguas del río, que sobrepasen el nivel de rasante del puente.

b) Lineamientos para subestructura

Para el diseño de cimentaciones de las pilas intermedias y estribos o bastiones, hay que considerar el uso de cimentaciones profundas (pilotes), sobre todo cuando el suelo no tiene las propiedades mecánicas para soportar o sustentar una cimentación superficial, y sea susceptible a los procesos de erosión y socavación (ver Fig. 5-14). En caso de que el lecho

de cimentación sea roca a poca profundidad, entonces una cimentación superficial será lo más adecuado.

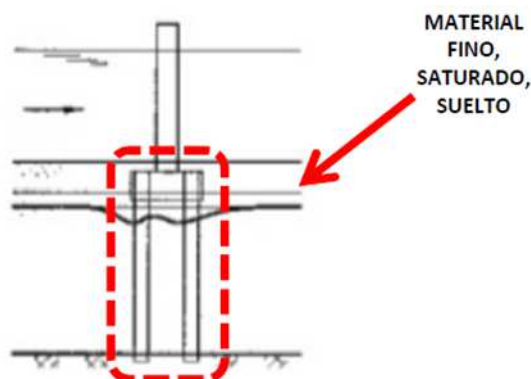


Fig. 5-14 Uso de cimentación profunda. (Martin Vide, 2003)

Considerar en el diseño de elementos de la subestructura de un puente (estribos o bastiones, pilas, y sus respectivas cimentaciones) el efecto de cargas de arrastre, empuje e impacto.

Para los apoyos intermedios en estructuras existentes, se recomienda contemplar las protecciones necesarias según el tipo de flujo que se tenga durante crecidas máximas y en su curso normal. Para ello, se deberá considerar el uso de dispositivos de protección, tal como la colocación de un enrocado (o escollera) alrededor de las pilas (Ver Fig. 5.15a). Cabe señalar que dichos dispositivos deben ser colocados donde resulten efectivos, es decir, a una profundidad dado por los niveles de socavación proyectados (erosión general y por contracción) (Ver Fig. 5.15b).

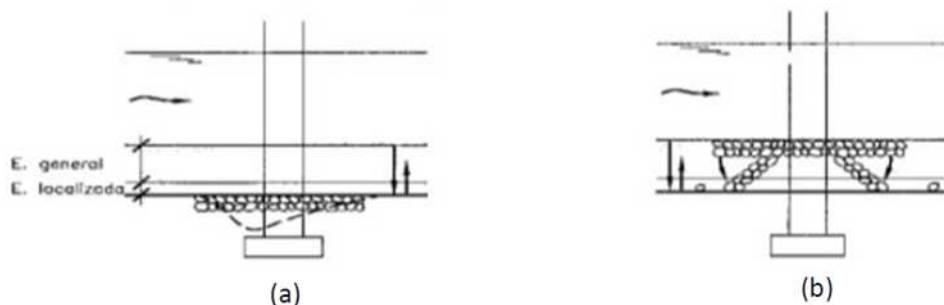


Fig. 5-15 Esquema de protección con enrocado: (a) Ejemplo de uso de enrocado; (b) Ubicación errónea de enrocado. (Martin Vide, 2003)

Independiente de la alineación del puente respecto a la dirección del flujo del río a cruzar, la posición y orientación de los apoyos intermedios del puente, deberán estar paralelos a la dirección del flujo del río (ver Fig. 16), considerándose además, la construcción de estos elementos con formas hidrodinámicas, con el fin de reducir cualquier efecto de socavación que el flujo produzca sobre estos elementos en sus bases. (Con respecto a este tema se recomienda consultar el Documento "Socavación en Puentes" de la Dra. María Guevara de la Universidad del Cauca 2001).

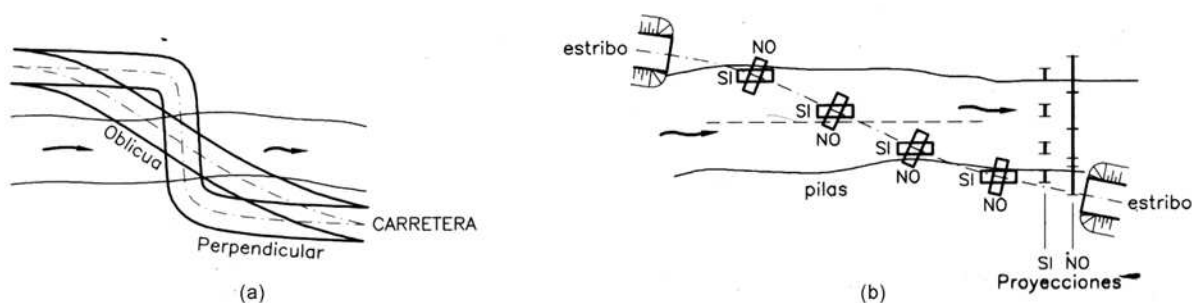


Fig. 5-16 Alineamiento de apoyos intermedios de puentes: (a) Alineación del puente respecto al río; (b) Alineaciones de apoyos intermedios. (Martín Vide, 2003)

Los estribos del puente deben ubicarse al menos en el límite del ancho del cauce y de acuerdo a lo siguiente (Ver Fig. 5-17):

- La ubicación de la parte frontal de la pared del estribo debe ser al menos en la intersección de la margen del río con el nivel de aguas máximas (N.A.M.).
- El pie del talud del terraplén de la carretera, si hubiese, no deberá proyectarse dentro del río.

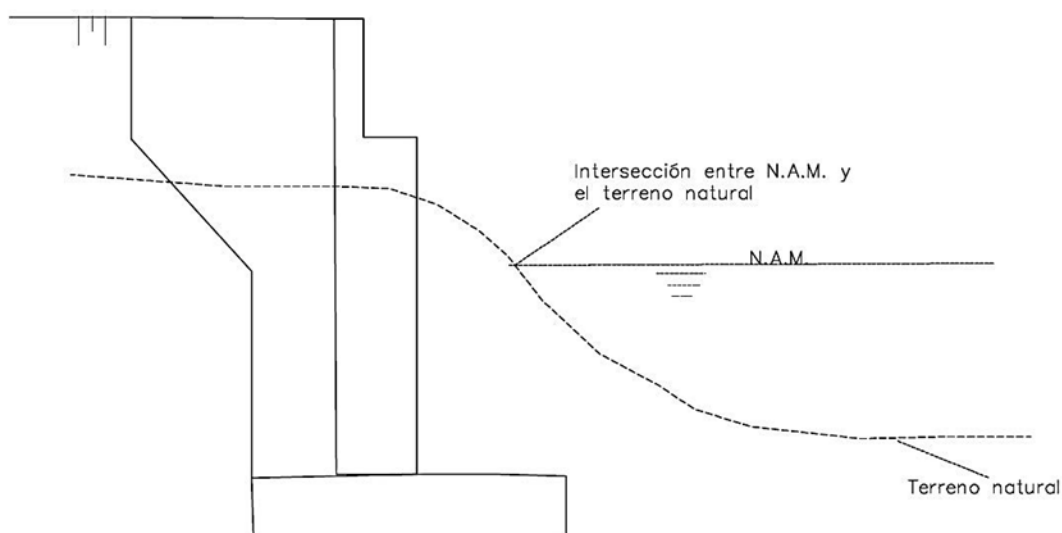


Fig. 5-17 Ubicación de los estribos del puente respecto a los márgenes del río y taludes de la carretera

El diseño de pilotes debe estimar la posibilidad de exposición de pilotes debido a la socavación durante una crecida o avenida con un período de retorno de 100 años (Q_{100}). Se deben revisar también otros eventos que se crea puedan producir mayor socavación.

Independiente del tipo de cimentación a diseñar, no se debe olvidar que se debe considerar la profundidad de socavación el cual se debe calcular a partir del caudal de diseño establecido, el caudal que se recomienda en el estudio de hidrología para el análisis de socavación de una zona en específico o según la normativa que se establezca en cada país.

Con relación al proceso de socavación y su incidencia en la estabilidad estructural del puente, deberá considerarse lo siguiente (Flemming, 1994):

- A partir de los estudios de geotecnia que se realice en el proyecto, se debe realizar el análisis estructural de las cimentaciones a partir de las recomendaciones que este tipo de estudio de, pero en caso de no existir este tipo de recomendaciones se puede tomar en cuenta que para pilas o estribos soportados por pilotes, o con zapatas soportadas por pilotes trabajando a fricción, la socavación no deberá exponer más del 50% del pilotaje, y la longitud sin soporte debe ser menor que 24 veces el diámetro del pilote colado en el sitio, 24 veces la profundidad de la sección para pilote metálicos en forma de H, o 16 veces el diámetro medio de pilotes de madera (Ver Fig. 18).

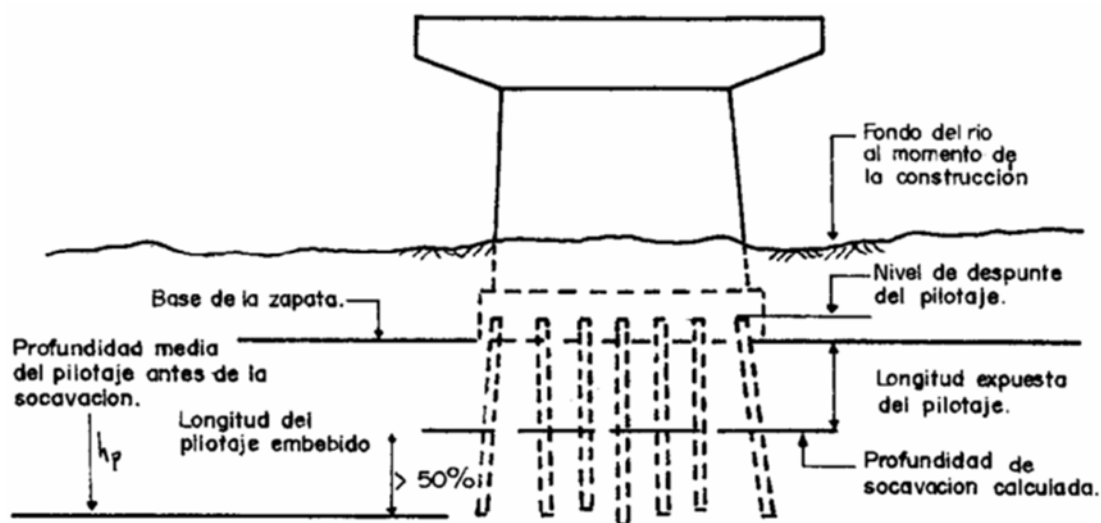


Fig. 5-18 Diseño de pilotes trabajando por fricción considerando efecto de socavación. (Flemming, 1994)

- Para pilas o estribos soportados por pilotes individuales, o para pilas o estribos con zapatas soportadas por pilotes trabajando por la punta, al menos 1.5m (5 pies) del pilote deberá permanecer embebido en material denso y la longitud sin soporte del pilotaje deberá cumplir con lo expuesto en el criterio anterior (Ver Fig. 19).

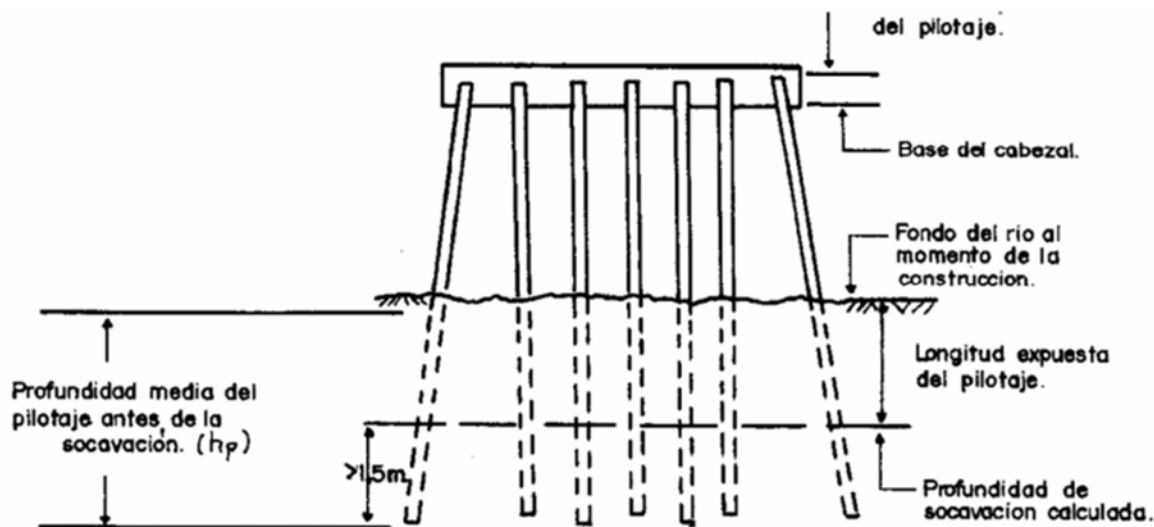


Fig. 5-19 Diseño de pilotes trabajando por punta considerando efecto de socavación. (Flemming, 1994)

Las cimentaciones de las pilas en la zona de inundación deben ser diseñadas a la misma elevación de las cimentaciones de las pilas en el cauce principal (Ver Fig. 5-20), dado que existe la probabilidad de que el curso de agua se desplace durante la vida útil de la obra.

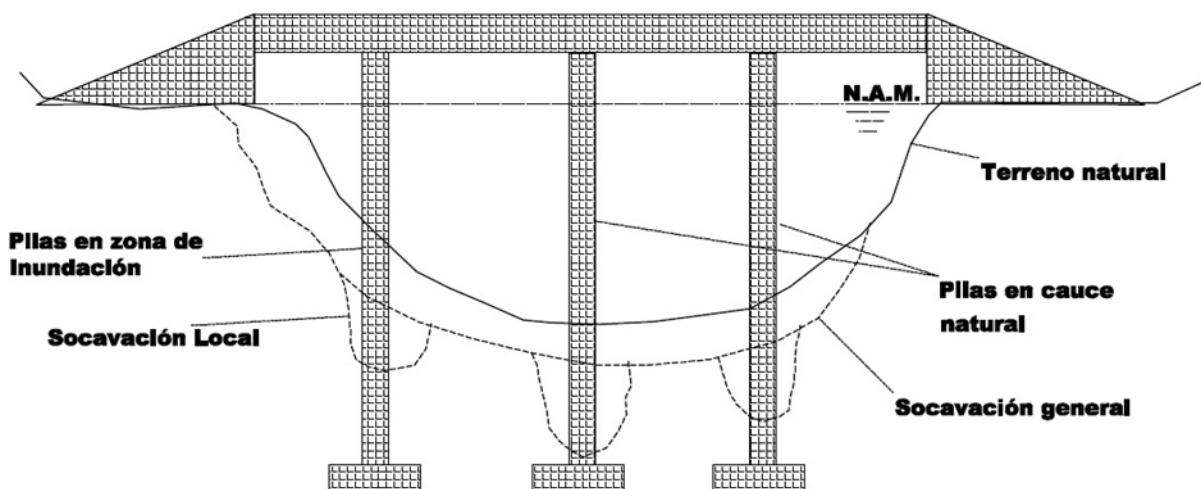


Fig. 5-20 Elevación de las cimentaciones de las pilas en el cauce principal. (MOP-DACGER)

c) Lineamientos Hidráulicos e Hidrológicos

Considerar la importancia de la vía para definir un periodo de retorno de diseño para caudales máximos, según lo siguiente:

De manera ilustrativa se recomienda que el periodo de retorno de diseño, según la clasificación operacional de la vía de circulación puede ser:

■ Rutas de Primer Orden (Puentes Críticos)	: 200 años
■ Rutas de Segundo Orden (Puentes Esenciales)	: 100 años
■ Rutas de Tercer Orden (Otros Puentes)	: 50 años

Considerar un borde libre, a partir del nivel de crecida máxima, resultante del análisis hidráulico-hidrológico. Como ejemplo, al tirante resultante debe sumársele una distancia de 1.50 metros para regiones montañosas, y 1.00 metro para zonas de planicie (Ver Fig. 5-21). El incremento en el tirante hidráulico obedece a los excesivos caudales de agua en ríos, transporte de escombros, acumulaciones de material azolvado, entre otros. Estos valores variarían según las normativas de cada país de la región y de las características propias del proyecto.

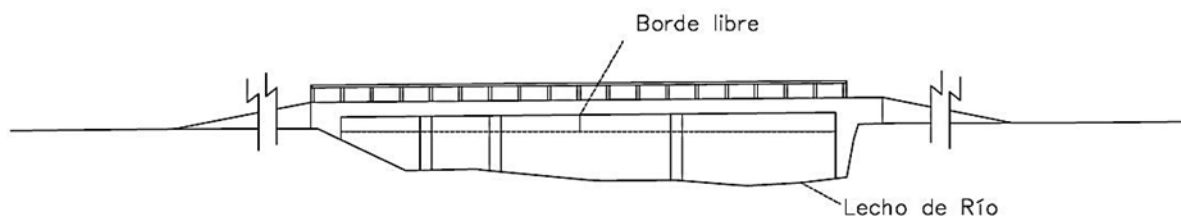


Fig. 5-21 Tirante libre en puentes.

Realizar el análisis de la dinámica del río, principalmente en el curso bajo, con el objetivo de determinar el ancho de acción del cauce, su planicie de inundación o antiguos cauces del mismo (paleocauces), para que con esta información se pueda definir la longitud total del puente, o en su defecto realizar obras de drenaje de alivio (Martin Vide, 2003) en los puntos de cauces antiguos del río, o planicies de inundación que se generen en los alrededores, para aliviar el flujo de las mismas y disminuir su acumulación. En los puntos de antiguos cauces se podrían proponer un conjunto de tuberías o cajas de alivios ante una crecida máxima que pudiera invadir estos cauces (Ver Fig. 5-22).

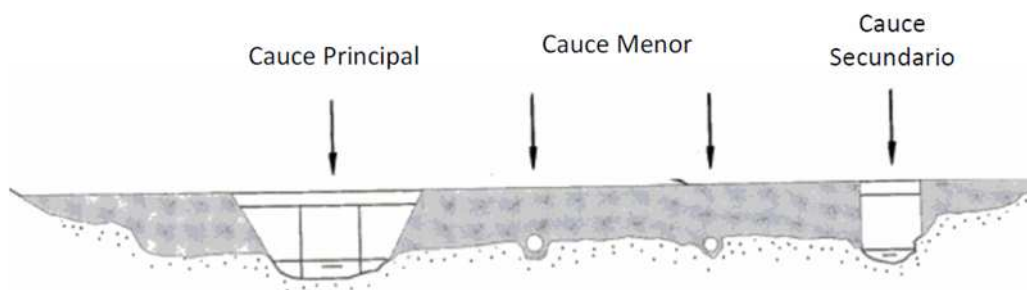


Fig. 5-22 Sección transversal de vanos de alivio (Martin Vide, 2003).

Debe considerarse el estudio del comportamiento del flujo del río en las zonas próximas al sitio de emplazamiento probable, esto con el objeto de proponer obras de protección para los estribos y aproximaciones del puente ante el impacto del flujo en los casos que así lo ameriten, la protección debe darse desde los costados de los estribos siguiendo sobre las márgenes del río, una distancia de por lo menos 0.5 veces la longitud total del puente, tanto hacia aguas arriba como aguas abajo. La protección puede hacerse de muros gaviones, o cualquier otro sistema que brinde las condiciones de protección necesarias según el tipo y dirección de flujo.

Para los estribos y aletones, deben considerarse obras de protección y drenaje para canalizar las aguas que llegan desde las vías hacia el puente. En algunas ocasiones se ha observado que las vías carecen de obras de conducción de las aguas lluvias, por lo que se hace necesario dotar a estas de los drenajes apropiados.

Considerar zonas de restricción (libre de asentamientos urbanos o vegetación nociva) en el área de emplazamiento del puente. Estas zonas deben definirse para:

- Los costados de estribos de puente, y
- Desde las márgenes del río hacia adentro de terrenos aledaños (tanto aguas arriba como aguas abajo del puente).

Dependiendo de la disposición de los aletones respecto de los estribos, para los costados de los mismos puede dejarse una zona de restricción de 2 veces el ancho del puente a cada costado del mismo o 1.5 veces el ancho del puente más aletones de sus estribos (el mayor de ambos), y para las márgenes de los ríos puede dejarse una distancia de por lo menos 2 veces la longitud total del puente hacia dentro de los terrenos.

Proponer un programa de limpieza, desalojo de material y escombros en ríos, luego de un evento extremo, así como mantener un programa similar durante la estación seca. Lo anterior requerirá de un monitoreo de aquellos puentes en donde los ríos son susceptibles al arrastre de sedimentos y escombros. En aquellos puentes donde han sido construidos muros guardanivel aguas abajo, los cuales prevén de material de arrastre de protección hacia estribos y pilas del puente, el programa de limpieza deberá procurar no retirar demasiado material, manteniendo un nivel de sedimentos hasta la corona de los muros guardanivel. (Con respecto a este tema se recomienda consultar el Manual Centroamericano de Mantenimiento de Carreteras del SIECA).

Y por último, en todos los casos, la longitud del puente debe ser igual o mayor al cauce del río para evitar los problemas de socavación por contracción.

d) Consideraciones para el diseño hidráulico (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Perú, 2008)

Antes de introducir este ítem, es importante recalcar la importancia de tener todos los datos hidrológicos relacionados a este tema, en donde uno de los aspectos importantes es la obtención del caudal de diseño a utilizar y las recomendaciones que por parte de los expertos en hidrología hagan para estos casos, para tener una referencia al respecto en el capítulo 4 de este documento se hace mención a varios de los aspectos y cálculos a tomar en cuenta antes de empezar con los diseños hidráulicos de cualquier obra.

En este ítem se procederá a describir las consideraciones generales para el desarrollo de los estudios de hidráulica fluvial de puentes sobre cauces naturales. Asimismo, se describirá en forma general las técnicas más apropiadas para el diseño hidráulico y la información básica para la obtención de los parámetros hidráulicos.

Cabe señalar que el buen funcionamiento hidráulico, no sólo depende de un análisis correcto y del uso adecuado de las fórmulas matemáticas correspondientes; si no también de un conocimiento de las condiciones hidráulicas locales en la cual se fundamenta su diseño.

i. Muestreo y caracterización del material del lecho

El objetivo del muestreo y caracterización del material del lecho es la determinación del tamaño representativo que englobe todo el espectro de tamaños presentes en él.

El muestreo del material de cauce deberá ser representativo, para determinar su gravedad específica y análisis granulométrico. Las muestras del material del cauce deben ser tomadas al menos en cuatro puntos, dos en el eje del puente, y a 0.5B y B metros aguas arriba, donde B es el ancho promedio del río. En cada punto se deben tomar tres muestras: en la superficie, a 1.5 veces el tirante promedio del río, y a una profundidad intermedia, siempre y cuando las condiciones de excavación y la presencia de agua lo permiten.

La elección del tamaño representativo para el cálculo de la socavación en cauces naturales, usualmente se realiza de la siguiente manera:

- Obteniendo el D50 de toda la distribución granulométrica, comúnmente considerado como el diámetro representativo de toda la distribución.
- También se utiliza el diámetro medio de la distribución mediante la siguiente relación:

$$D_m = \frac{\sum_{i=1}^n D_i \Delta p_i}{100} \quad (5-17)$$

Dónde:

D_i , es el tamaño de la partícula en que el $i(\%)$ indica el porcentaje en peso de las fracciones de las partículas cuyo tamaño es menor o igual a ese diámetro D_i .

Δp_i , es el porcentaje en peso del material cuyo tamaño cae dentro del intervalo cuya marca de clase es D_i , para $i = 1 \dots n$ intervalos.

ii. Coeficiente de rugosidad de cauces naturales (n de Manning)

Para obtener el coeficiente de Manning, se requiere de la experiencia del especialista para realizar las estimaciones, que puede apoyarse en antecedentes de casos similares, tablas y publicaciones técnicas disponibles, sobre la base de los datos recopilados en la etapa de campo.

En el presente ítem, se dan a conocer recomendaciones prácticas para la estimación del coeficiente de rugosidad en cauces naturales y se describen a continuación:

- En la Tabla 5-1, se presentan, a manera de una referencia ilustrativa, valores del coeficiente de rugosidad de Manning donde el valor del coeficiente de rugosidad depende de varios factores asociados a la vegetación, geomorfología y características geométricas propias de los cauces naturales.
- Cowan propone un método, según el cual el cálculo del coeficiente de rugosidad, puede estimarse mediante la siguiente relación:

$$n = m_s(n_0 + n_1 + n_2 + n_4) \quad (5-18)$$

Donde:

n_0 , rugosidad base para un canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea.

n_1 , rugosidad adicional debida a irregularidades superficiales del perímetro mojado a lo largo del tramo en estudio.

n_2 , rugosidad adicional equivalente debida a variación de forma y de dimensiones de las secciones a lo largo del tramo en estudio.

n_3 , rugosidad equivalente debida a obstrucciones existentes en el cauce.

n_4 , rugosidad adicional equivalente debida a la presencia de vegetación.

m_5 , factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce o presencia de meandros.

En la Tabla 5-12, se aprecian los valores correspondientes a las variables utilizadas por Cowan.

Tabla 5-12 Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n . (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Perú, 2008)

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Brava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente Alternante		0.050
	Frecuentemente Alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandro	Menor	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Cuando los lechos de los cauces naturales están constituidos por material pedregoso, donde el sedimento es representado por un diámetro medio, se recomienda el uso de la ecuación de Strickler para la estimación de n_0 .

$$n_0 = 0.038D^{\frac{1}{6}} \quad (5-19)$$

Donde:

D, diámetro representativo de la rugosidad superficial, en m.

El diámetro D es equivalente al diámetro D65, D90 o D95 dependiendo del acorazamiento del lecho. Particularmente, cuando los sedimentos ofrecen una granulometría gruesa y

extendida, el diámetro medio de la coraza es cercano al D90 o D95 obtenido de la curva granulométrica original del lecho.

Dentro de las publicaciones técnicas se tiene la publicación Water Supply Paper 1949 del US Geological Survey que presenta fotografías de diferentes corrientes naturales, indicando para cada caso el valor del coeficiente de rugosidad de Manning, calibrado con mediciones de terreno. Esta publicación es una buena referencia y guía para estimar los coeficientes de rugosidad en cauces naturales.

Las recomendaciones presentadas en los párrafos anteriores permiten la estimación del coeficiente de rugosidad asumiendo que el cauce natural presenta una rugosidad homogénea, sin embargo, en la naturaleza, los cauces naturales presentan secciones transversales que no tienen una rugosidad uniforme u homogénea, ofreciendo una rugosidad compuesta.

Cuando la rugosidad global o rugosidad compuesta de la sección varía con el tirante de agua, se debe, a que a distintas profundidades intervienen zonas de la sección con diferentes rugosidades. Este es el caso de los cursos naturales donde el lecho está constituido de un cierto tipo de material y las márgenes por otro tipo, usualmente con presencia de vegetación en las zonas de inundación.

Para evaluar la rugosidad compuesta, se propone el método de Einstein y Banks, quienes demostraron mediante experimentos que los valores de la rugosidad están asociados a distintos sistemas independientes entre sí y que pueden superponerse linealmente. Es decir, que el área de la sección transversal del curso natural es separable y se supone que para cada subsección es válido la ecuación de Manning y que la velocidad media en la sección es uniforme. Entonces el coeficiente de rugosidad global generado por m subsistemas está dado por:

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^m n_i^{\frac{3}{2}} x_i}{x} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (5-20)$$

Donde:

n_c , coeficiente de rugosidad global o compuesta de la sección total.

n_i , coeficiente de rugosidad asociado a la subsección i.

x_i , perímetro mojado de la subsección i.

x , perímetro mojado de la sección total.

$i = 1, 2, \dots, m$ subsecciones.

e) Cálculo hidráulico

El cálculo hidráulico de un puente significa en primer lugar determinar la capacidad hidráulica de la sección de escurrimiento, es decir si el caudal de diseño pasa adecuadamente a través de él, luego determinar la sobreelevación del nivel de agua provocada por la presencia del puente y estimar el nivel de socavación potencial total en la zona de los apoyos.

Para el estudio de la capacidad hidráulica y el cálculo de la sobreelevación del nivel de agua, se realiza un cálculo en régimen permanente gradualmente variado, la cual permite calcular niveles de agua cuando la geometría fluvial es irregular.

El modelo matemático utilizado corresponde a un flujo unidimensional, no uniforme, permanente y de lecho fijo. El modelo se basa en la aplicación de la Ecuación de la Energía:

$$Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + E \quad (5-21)$$

Dónde:

$Z_n + P_n$, nivel del espejo de agua en los extremos del tramo, en m.

V_n , velocidad media en la sección mojada en los extremos del tramo, en m

α_1, α_2 , coeficiente de la no-uniformidad de distribución de las velocidades en la sección mojada.

g , aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

E , total de pérdidas de energía en el tramo del curso de agua considerado en el cálculo, de una longitud L , en m.

γ , Peso específico del agua. (1000 kg/m^3).

En la ecuación anterior, los subíndices 1 y 2 se refieren a dos secciones distintas, la sección 1 ubicada aguas arriba de la sección 2.

En la solución numérica iterativa de la ecuación, la incógnita es el nivel de agua $Z_1 + P_1/\gamma$ en la sección 1 y es dato el nivel de agua en la sección 2, $Z_2 + P_2/\gamma$. Se procede desde aguas abajo hacia aguas arriba cuando el flujo es subcrítico, mientras que se procede en forma inversa cuando el flujo es supercrítico.

El cálculo iterativo se puede realizar mediante dos métodos, el primero es el método del paso directo y el segundo es el método del paso estándar.

Un modelo muy empleado en nuestro medio es el HEC –RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System), actualmente muy utilizado para calcular parámetros hidráulicos para diseño de obras de cruce en cauces naturales desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers.

f) Estimación de la socavación

Debido al alcance de este documento y por la complejidad que posee el tema de socavación junto a las diversas metodologías existentes, en la Tabla 5-13, se presentan varias fórmulas para el análisis de este parámetro, dentro de las cuales se debe tomar en cuenta que muchas de las metodologías para estimación de socavación, son aproximaciones basadas en pruebas experimentales para determinados tipos de ríos. Al ser aplicadas en algunos de características distintas, pueden sobreestimar o subestimar las profundidades de socavación; por lo que es fundamental el criterio del ingeniero especialista. Además, sería recomendable que siempre se utilicen varias metodologías para cada caso y se comparen los resultados, con el fin de obtener una estimación razonable, de acuerdo a aspectos del comportamiento del cauce que se puedan observar en el sitio en estudio, así como registros

históricos o información de vecinos. (Con respecto a este tema se recomienda consultar el Documento “Socavación en Puentes” de la Dra. María Guevara de la Universidad del Cauca 2001).

Tabla 5-13 Metodologías para el cálculo de socavación. (Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Perú, 2008)

MÉTODO Y FECHA	ECUACIÓN	TIPO DE SOCAVACIÓN	CONSIDERACIONES
Velocidad crítica y agua clara	$V_{cr} = 21 \left(\frac{R_h}{D_{50}} \right)^{\frac{1}{6}} \sqrt{0.056 \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} D}$ <p> V_{cr}, velocidad crítica en la sección, m/s. R_h, radio hidráulico en la sección, m. D_{50}, diámetro correspondiente al 50%, m. D, diámetro característico del lecho, m. </p>	Socavación general	Este método utiliza el criterio del principio de movimiento de un fondo granular bajo una corriente permanente, igual al criterio de Shields y la hipótesis de agua clara, es decir que la corriente no transporta sedimentos.
Lischvan Lebediev	<p>a) Para suelos granulares:</p> $H_s = \left[\frac{\alpha h^{\frac{5}{3}}}{0.68 \beta \mu \phi D_m^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+z}}$ <p>b) Para suelos cohesivos:</p> $H_s = \left[\frac{\alpha h^{\frac{5}{3}}}{0.60 \beta \mu \phi \gamma_s^{1.18}} \right]^{\frac{1}{1+x}}$ <p> H_s-h, profundidad de socavación, m. h, tirante de agua, m. D_m, diámetro característico del lecho, m. β, μ, ϕ, factores. </p>	Socavación general incluyendo contracción por efecto del puente.	Método propuesto por Lischvan – Lebediev, se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente y la velocidad media erosiva.
Straub	$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} h_1$ <p> H_s-h₁, profundidad de socavación, m. B_1, ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción, m. B_2, ancho de la superficie libre del cauce en la contracción, m. h_1, tirante de flujo, m. </p>	Socavación por efecto de sección contraída	Desarrollada para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el lecho debido a una reducción en su sección transversal.

MÉTODO Y FECHA	ECUACIÓN	TIPO DE SOCAVACIÓN	CONSIDERACIONES
Laursen (1995)	<p>a) Socavación por contracción en lecho móvil:</p> $\frac{H_s}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{k_1}$ <p>H_s-h_2, profundidad media de socavación por contracción, m. H_s, profundidad media del flujo, m. h_1, profundidad media de flujo en el cauce principal, aguas arriba del puente, m. h_2, profundidad media de flujo en la sección contraída, m. Q_1, caudal aguas arriba, m³/s. Q_2, caudal en la sección contraída, m³/s. B_1, ancho del cauce aguas arriba, m. B_2, ancho del cauce en la sección contraída, restando ancho de pilares, m. k_1, exponente en función del modo de transporte de sedimentos.</p> <p>b) Socavación por contracción en agua clara:</p> $H_s = \left(\frac{0.025 Q_2^2}{D_m^{2/3} B_2^2} \right)^{\frac{3}{7}}$ <p>D_m, diámetro medio efectivo del material del lecho, m</p>	Socavación general incluyendo contracción por efecto del puente.	<p>Considera los casos de socavación por efecto de contracción en lecho móvil o en agua clara. Es el método más usado en los EUA(HEC-18, 1993, 1995)</p>
Laursen y Touch (1953, 1956)	<p>a) Flujo paralelo al eje mayor del pilar:</p> $y_s = K_f K_g a$ <p>y_s, profundidad de socavación local, m. K_f, coeficiente función de forma del pilar. K_g, coeficiente función de H_s/a. a, ancho del pilar, m.</p> <p>b) Flujo esviado respecto al eje mayor del pilar:</p> $y_s = K_g K_\phi a$ <p>K_ϕ, coeficiente función del ángulo de ataque del flujo.</p>	Socavación local en pilares	Método desarrollado en el Instituto de Hidráulica de Iowa, se desarrolló bajo condiciones de transporte continuo de sedimentos.
Neill (1964)	$y_s = 1.5(a')^{0.7} h^{0.3}$ <p>y_s, profundidad de socavación, m. a', ancho proyectado del pilar, m. h, tirante de flujo aguas arriba del pilar, m.</p>	Socavación local en pilas	Ecuación resultante del ajuste de datos experimentales obtenidos por Laursen y Toch para socavación en pilares circulares y rectangulares.

MÉTODO Y FECHA	ECUACIÓN	TIPO DE SOCAVACIÓN	CONSIDERACIONES
Larras (1963)	$y_s = 1.05Ka^{0.75}$ y_s , profundidad de socavación, m. K , coeficiente función de K_f y K_g . a , ancho del pilar, m.	Socavación local en pilas	Ecuación para estimar máxima profundidad de socavación en condiciones próximas a la velocidad crítica de movimiento de sedimentos.
Arunachalam (1965)	$y_s = 1.334q^{\frac{2}{3}} \left[1.95 \left(\frac{1.334q^{\frac{2}{3}}}{a} \right)^{-\frac{1}{6}} - 1 \right]$ y_s , profundidad de socavación, m. q , caudal unitario aguas arriba del puente, m ³ /s-m. a , ancho del pilar, m.	Socavación local en pilares	Ecuación modificada de la propuesta por Englis-Poona (1948)
Carsten (1966)	$y_s = 0.546a \left(\frac{N_s - 1.25}{N_s - 5.02} \right)^{\frac{5}{6}}$ y_s , profundidad de socavación, m. N_s , número del sedimento. a , ancho del pilar, m.	Socavación local en pilares	Ecuación modificada de la propuesta por Englis – Poona (1948).
Maza-Sánchez (1968)	$y_s = H_t - H_s$ y_s , profundidad de socavación, m. H_t , profundidad de la sección socavada desde el nivel de la superficie del flujo, m. H_s , profundidad de agua hacia aguas arriba del pilar antes de la socavación local, m.	Socavación local en pilares	Ecuación aplicable para lechos cubiertos por arena y grava. El método se basa en el uso de curvas elaboradas a partir de resultados experimentales de laboratorio efectuadas en la División de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la UNAM en México.
Breusers, Nicollet y Shen (1984)	$y_s = af_1 \left(\frac{V}{V_c} \right) f_2 \left(\frac{h}{a} \right) f_3(forma) f_4 \left(\phi \frac{1}{a} \right)$ y_s , profundidad de socavación, m. a , ancho del pilar, m. V , velocidad media del flujo, m/s. V_c , velocidad crítica de inicio de movimiento de partículas de fondo, m/s. h , tirante de agua, m. ϕ , ángulo de ataque del flujo.	Socavación local en pilares	Ecuación basada en estudios experimentales con varillas de sondeos en corrientes.

MÉTODO Y FECHA	ECUACIÓN	TIPO DE SOCAVACIÓN	CONSIDERACIONES
Melville y Sutherland (1988)	$y_s = a K_i K_h K_D K_\sigma K_f K_\phi$ y_s , profundidad de socavación, m. a , ancho del pilar, m. K_i , factor de corrección por intensidad de flujo. K_h , factor de corrección por profundidad de flujo. K_D , factor de corrección por tamaño de sedimento. K_σ , factor de corrección por gradación de sedimento. K_f , factor de corrección por forma del pilar. K_ϕ , factor de corrección por ángulo de ataque del flujo.	Socavación local en pilares	El método fue desarrollado en la Universidad de Auckland (Nueva Zelanda) y está basado en curvas envolventes a datos experimentales obtenidos en su mayoría de ensayos de laboratorio.
Froehlich (1991)	$y_s = 0.32 K_f (a')^{0.62} h^{0.47} F_r^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a$ y_s , profundidad de socavación, m. K_f , factor de corrección por forma del pilar. a' , ancho proyectado del pilar, m. a , ancho del pilar, m. h , profundidad de flujo aguas arriba del pilar, m. F_r , número de Froude, aguas arriba del pilar. D_{50} , diámetro de la partícula del lecho, m.	Socavación local en pilares	Ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich es usada por el programa HEC-RAS (1998) como una alternativa a la ecuación de la Universidad Estatal de Colorado (CSU).
CSU	$\frac{y_s}{h} = 2.0 K_f K_\phi K_c K_a \left(\frac{h}{a}\right)^{0.65} F_r^{0.43}$ y_s , profundidad de socavación, m. h , profundidad de flujo aguas arriba del pilar, m. K_f , factor de corrección por forma del pilar. K_ϕ , factor de corrección por ángulo de ataque del flujo. K_c , factor de corrección por forma del lecho. K_a , factor de corrección por acorazamiento del lecho. a , ancho del pilar, m. F_r , número de Froude, aguas arriba del pilar.	Socavación en pilares	Ecuación desarrollada por la Universidad Estatal de Colorado (CSU) para el cálculo de la socavación local en pilares tanto en agua clara como en lecho móvil. Esta ecuación fue desarrollada con base en análisis dimensional de los parámetros que afectan la socavación y análisis de datos de laboratorio. Es el método más usado en los Estados Unidos de América (HEC-18, 1993, 1995) y es una de las dos que usa el programa HEC-RAS (1998).

MÉTODO Y FECHA	ECUACIÓN	TIPO DE SOCAVACIÓN	CONSIDERACIONES
Liu, Chang y Skinner	$\frac{y_s}{h} = K_f \left(\frac{L}{h} \right)^{0.4} F_r^{0.33}$ <p> y_s, profundidad de socavación, m. h, profundidad de flujo en el cauce principal, m. L, longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua, m. F_r, número de Froude, aguas arriba. K_f, coeficiente de corrección por forma de estribo. </p>	Socavación local en estribos	<p>El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional, realizada en 1961. Toma en cuenta socavación en lecho móvil.</p> <p>Estribos se proyectan dentro del cauce principal.</p> <p>No existe flujo en la llanura de inundación.</p> <p>Flujo subcrítico.</p> <p>Lecho del cauce arenoso.</p>
Artamonov	$H_T = K_\theta K_Q K_m h$ <p> H_T, profundidad de agua al pie del estribo. K_θ, coeficiente función del ángulo que hace la corriente con el eje longitudinal del puente. K_Q, coeficiente función de la relación de gasto. K_m, coeficiente función del talud que los lados del estribo. h, tirante de agua en la zona cercana al estribo. </p>	Socavación local en estribos	<p>Ecuación que permite determinar no solamente la profundidad de socavación que se produce al pie de estribos sino también al pie de espigones o espigones.</p>
Laursen	<p>a) Socavación en lecho móvil:</p> $\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[\left(\frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$ <p>b) Socavación en agua clara:</p> $\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[\left(\frac{\left(\frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{7/6}}{\left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.5}} - 1 \right) \right]$ <p> y_s, profundidad de socavación, m. h, profundidad de flujo aguas arriba en el cauce principal L, longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua. ζ, esfuerzo cortante en el lecho hacia aguas arriba del estribo. ζ_c, esfuerzo cortante crítico. </p>	Socavación local en estribos	<p>Ecuación que se basa en el razonamiento sobre el cambio en las relaciones de transporte debido a la aceleración del flujo causado por el estribo, para socavación en lecho móvil y en agua clara.</p> <p>Entre las consideraciones se tiene:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Estribos que se proyectan dentro del cauce principal. - Estribos con pared vertical. - No existe flujo sobre llanuras de inundación.

MÉTODO Y FECHA	ECUACIÓN	TIPO DE SOCAVACIÓN	CONSIDERACIONES
Froehlich	<p>Socavación en agua clara y en lecho móvil</p> $\frac{y_s}{h_e} = 2.27 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e} \right)^{0.43} F_{re}^{0.61} + 1$ <p>y_s, profundidad de socavación, m. h_e, profundidad media de flujo en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente, m. K_f, coeficiente de corrección por forma de estribo. K_θ, coeficiente función del ángulo de ataque. L, longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua, m. F_{re}, número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.</p>	Socavación local en estribos	Ecuación basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de laboratorio para socavación en lecho móvil y en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo en las llanuras de inundación.
Hire (1993)	$y_s = 4h \left(\frac{K_f}{0.55} \right) K_\theta F_r^{0.33}$ <p>y_s, profundidad de socavación, m. h, profundidad de flujo aguas arriba en el cauce principal, m. F_r, número de Froude basado en la velocidad y profundidad al pie justo aguas arriba del estribo. K_f, coeficiente de corrección por forma de estribo. K_θ, coeficiente función del ángulo de ataque.</p>	Socavación local en estribos	Ecuación desarrollada a partir de los datos obtenidos de otra ecuación del US ARMY de los EUA para la socavación que se produce en la punta de los espigones construidos en el río Mississippi.

Además, es importante señalar que el método aplicado dependerá de las condiciones del cauce del río, determinado en el estudio geomorfológico y de los datos obtenidos en el estudio geotécnico, así como de la experiencia del especialista en hidráulica fluvial o de puentes o de la experiencia de otros proyectos localizados en el área cercana, y preferiblemente en el mismo cauce, aguas arriba o abajo. Para calibrar el resultado del método aplicado es recomendable explorar la cimentación de otras estructuras localizadas en el mismo cauce, que ya hayan estado expuestas a crecidas extraordinarias y no tener daño alguno, y también las que hayan fallado por socavación.

5.2.3. Drenaje subsuperficial

El drenaje subsuperficial tiene como objetivo final la de drenar todo flujo de agua del suelo que pueda afectar a la estructura vial o todo aquel flujo que por infiltración en los taludes o terraplenes de la vía puedan llegar a afectar la estabilidad de estos y de la vía. De este tipo de drenaje se conocen los drenes longitudinales, transversales, horizontales, francés, sistemas de pozos verticales de alivio, cajas de registro y subdrenaje.

El sistema de drenaje subsuperficial debe ser una parte integral del sistema total de drenaje, ya que los drenes subsuperficiales deben operar en consonancia con el sistema de drenaje superficial para obtener un sistema general de drenaje eficiente.

El diseño de drenaje subsuperficial debe desarrollarse como una parte integral del diseño completo de la carretera, ya que un drenaje subsuperficial inadecuado también puede tener efectos dañinos sobre la estabilidad de los taludes y el desempeño del pavimento. Sin embargo, ciertos elementos de diseño de la carretera como la geometría y las propiedades de los materiales se requieren para el diseño del subdrenaje. Entonces, el procedimiento que generalmente se adopta para el diseño del subdren, es primero determinar los requerimientos geométricos y estructurales de la carretera, y luego someterlos a un análisis de dren subsuperficial para determinar los requerimientos del subdren. En algunos casos, los requerimientos del subdren van a requerir algunos cambios en el diseño original.

Por lo anterior, es importante que dentro de los estudios a realizar dentro del proyecto vial, se contemple desde un inicio los estudios necesarios para la definición de estas obras, tales como ampliar los estudios hidrológicos y geotécnicos para determinar los flujos subsuperficiales que puedan afectar la carretera o para determinar si el proyecto tendrá una cota de nivel de construcción en la cual se pueda tener afectación debido al nivel freático de la zona.

Con el fin de evitar los problemas que genera el agua subterránea o infiltrada en una carretera, es necesario proyectar sistemas específicos de drenaje subsuperficial, partiendo de los siguientes principios básicos:

- En relación con el pavimento, se debe facilitar la evacuación del agua que, por deficiencias o limitaciones en la red de drenaje superficial o por la presencia de fisuras o juntas en la superficie del pavimento, se infiltre en él.
- En relación con las explanaciones, se deberán derivar las fuentes de agua que aparezcan durante la construcción o durante la operación de la carretera. Además, se deberá abatir el nivel freático. Esta labor se efectúa normalmente durante la etapa de construcción para facilitar la ejecución de las explanaciones o para reducir el espesor necesario de pavimento; no obstante, el abatimiento se debe realizar también durante la fase de operación de la carretera para estabilizar los taludes y aumentar la capacidad portante de la subrasante.

Una de las referencias que se tiene de clasificación de los sistemas de drenaje subsuperficial es el que presenta Garber y Hoel en el cual se realiza una clasificación en cinco categorías generales (Garber & Hoel, 2007):

a) Drenes longitudinales

Los drenes longitudinales subsuperficiales generalmente consisten en tubos colocados en trincheras, dentro de la estructura del pavimento y paralelos a la línea de ejes de la carretera. Estos drenajes pueden usarse para abatir el nivel freático por debajo de la estructura del pavimento, como se muestra en la Fig. 5-23, o para eliminar el agua que se infiltra hacia la sección estructural del pavimento como se muestra en la Fig. 5-24. En algunos casos, cuando el nivel freático está muy elevado y la carretera es muy amplia,

puede ser necesario usar más de dos filas de drenes longitudinales, para alcanzar la reducción requerida del nivel freático por debajo de la estructura del pavimento (Fig. 5-25)

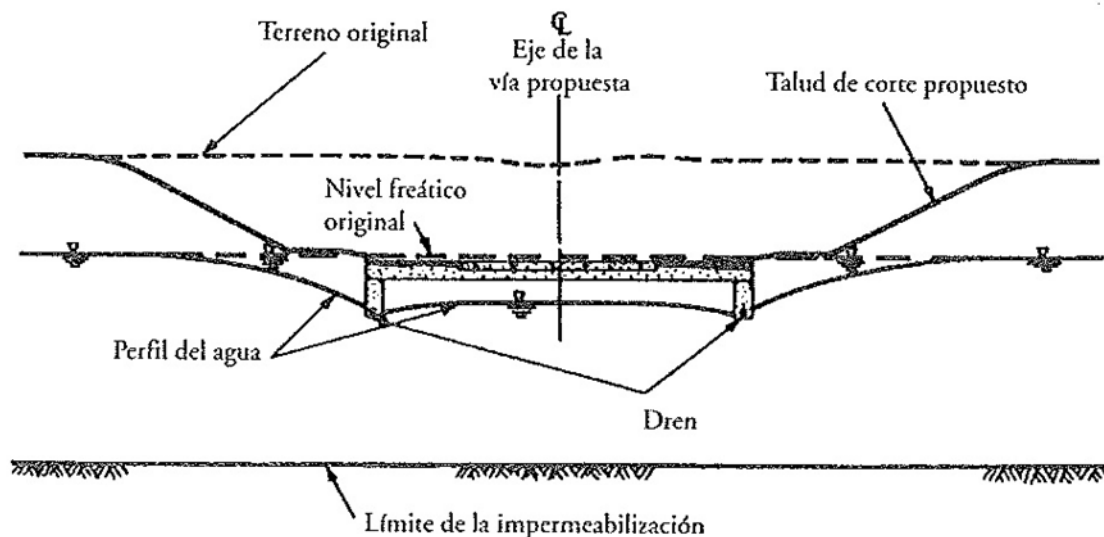


Fig. 5-23 Drenes longitudinales simétricos que se usan para abatir el nivel freático (Garber & Hoel, 2007).

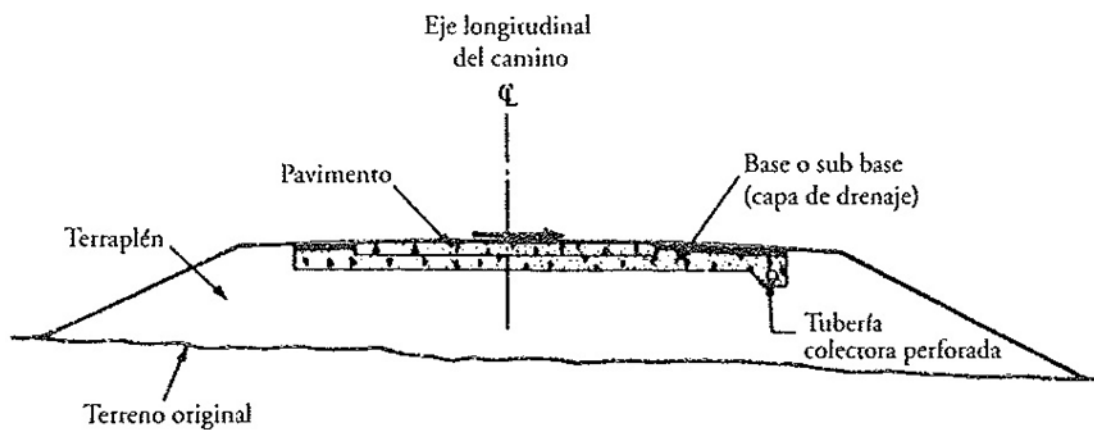


Fig. 5-24 Dren colector longitudinal que se usa para retirar el agua que se percola hacia la sección estructural del pavimento (Garber & Hoel, 2007).

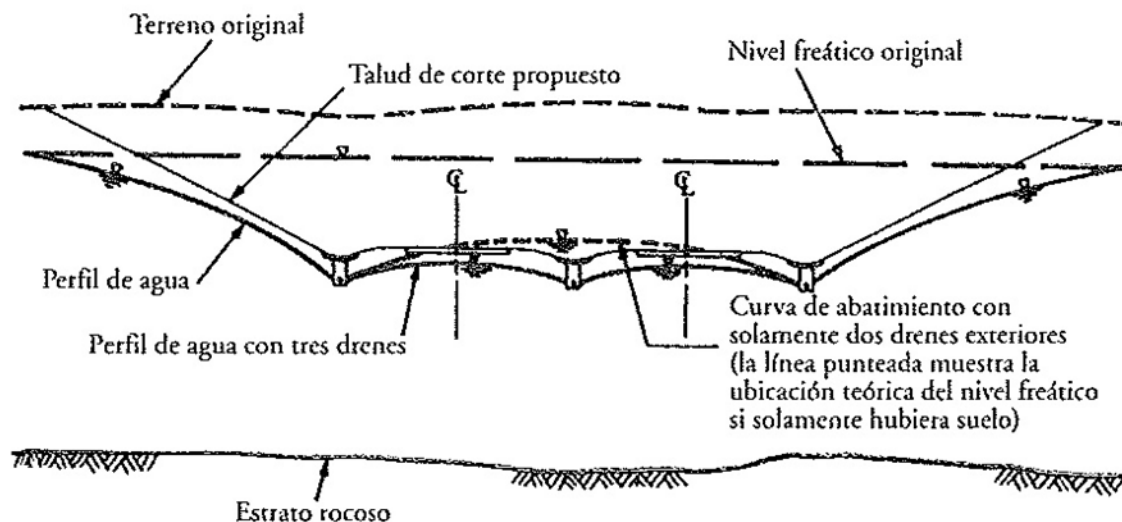


Fig. 5-25 Instalación de múltiples drenes y curvas de abatimiento longitudinales (Garber & Hoel, 2007)

b) Drenes transversales

Los drenes transversales se colocan en sentido transversal debajo del pavimento, generalmente en dirección perpendicular a la línea de eje, aunque pueden estar sesgados para formar una configuración de espina de pescado. En la Fig. 5-26 se muestra un ejemplo del uso de drenes transversales, donde se emplean para drenar agua subterránea que se ha infiltrado por las juntas del pavimento.

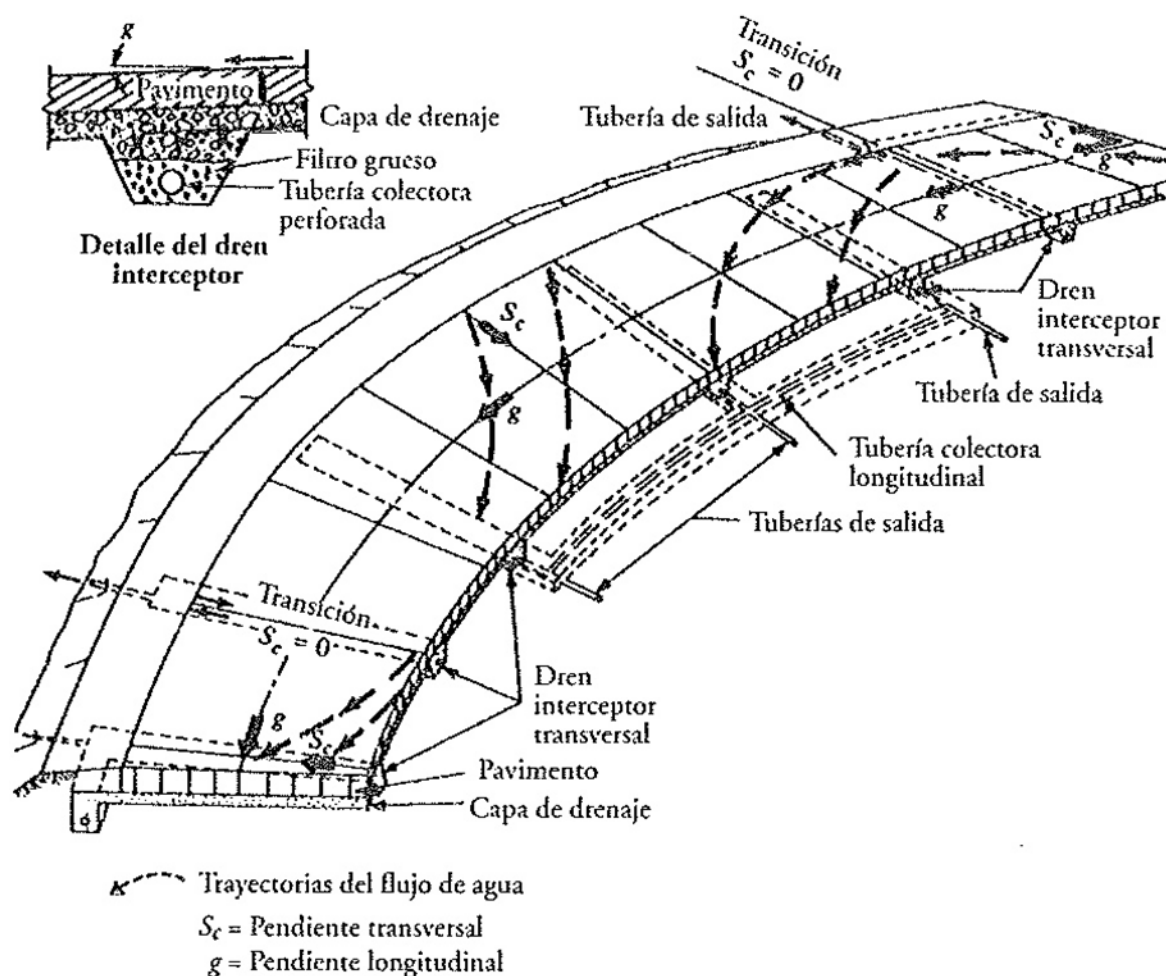


Fig. 5-26 Drenaje transversal en las curvas peraltadas. (Garber & Hoel, 2007)

c) Drenes horizontales

Los drenes horizontales se usan para aliviar la presión de poro en los taludes de los cortes y los terraplenes de la carretera. Los drenes consisten en tubos perforados de pequeño diámetro que se insertan en los taludes del corte o del relleno. Los tubos colectan el agua subsuperficial la cual luego se descarga en la cara del talud mediante vertederos recubiertos hasta zanjas longitudinales.

d) Capas de drenaje.

Una capa de drenaje es un manto de material que tiene un coeficiente de permeabilidad muy alto (mayor que 914.4 cm/día (30 pies/día)), y es colocado debajo o dentro de la estructura del pavimento, de modo que su ancho y su longitud en la dirección del flujo con mucho mayores que su espesor. Las capas de drenaje pueden usarse para facilitar el flujo del agua subsuperficial que se ha infiltrado a través de grietas hacia la estructura del pavimento, o el agua subsuperficial proveniente de las corrientes naturales de agua. Una capa de drenaje también puede usarse conjuntamente con drenajes longitudinales para mejorar la estabilidad de los taludes, mediante el control del flujo de agua, evitando con

ello la formación de una superficie de deslizamiento. En la Fig. 5-27 se muestran dos sistemas de capas de drenaje.

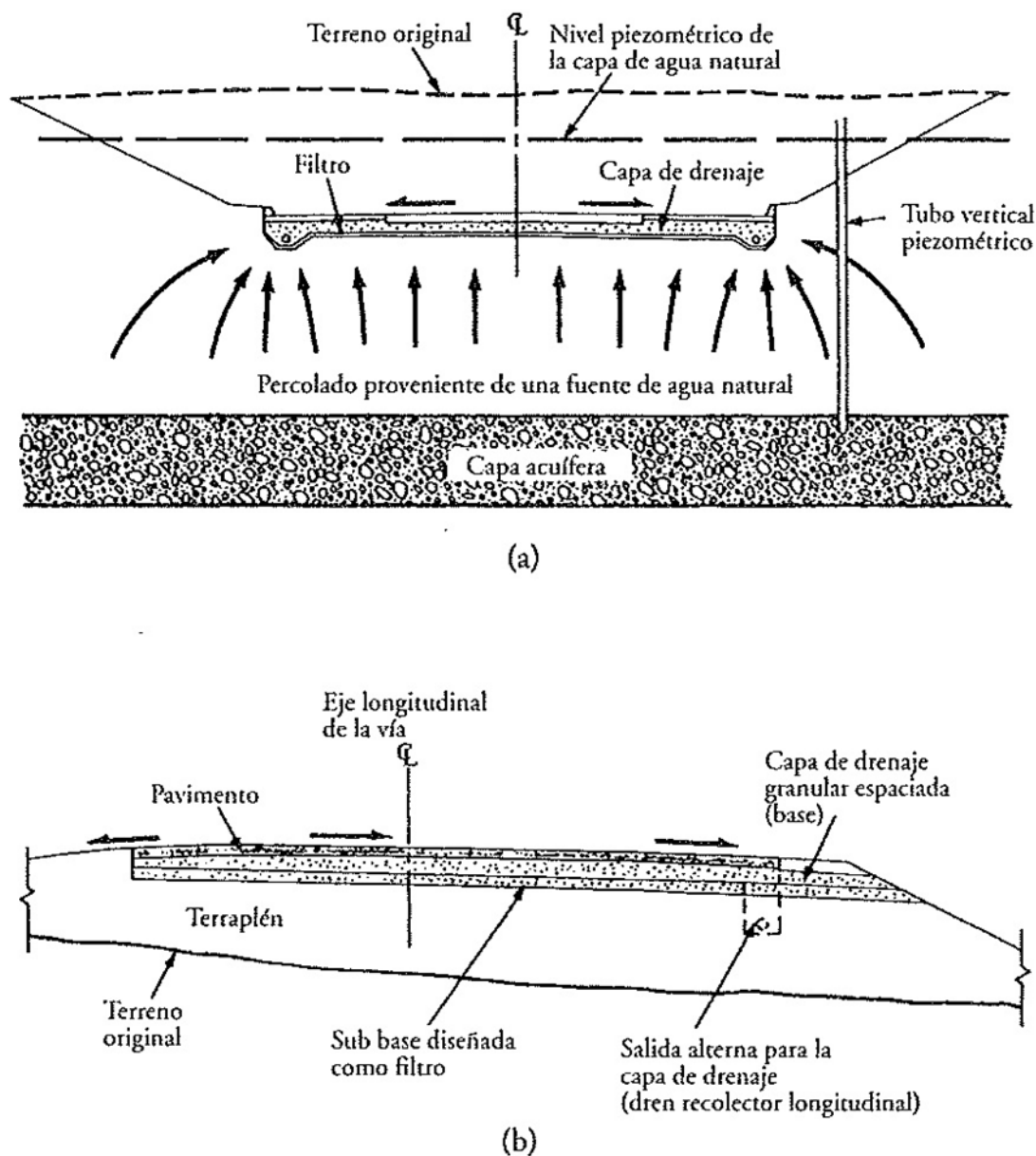


Fig. 5-27 Aplicaciones de las capas de drenaje horizontales. (Garber & Hoel, 2007)

e) Sistemas de pozos.

Un sistema de pozos consiste en una serie de pozos verticales, perforados en el suelo, dentro de los cuales fluye el agua subterránea, abatiendo con ello el nivel freático y aliviando la presión de poro. Cuando se usan como medida temporal para la construcción, el agua colectada en los pozos se bombea continuamente hacia afuera, o si no puede dejarse como derrame. Sin embargo, una construcción más común consiste en una capa de drenaje ya sea en la parte superior o en la parte inferior de los pozos para facilitar el flujo del agua colectada.

El análisis de todos los tipos de drenes anteriores puede implicar todo un capítulo, en los que se contemple el diseño de cada uno de los componentes del subdren, pero para efectos de esta guía se describirá las consideraciones a tomar en cuenta para la colocación del subdren y el cálculo del caudal a desalojar por este, ya que a partir de estos datos, ya queda a discreción del diseñador el tipo de materiales a usar y las especificaciones técnicas existentes en el mercado.

5.2.3.1. Diseño de drenes

Para el diseño de los drenes, existen varios componentes a diseñar, por lo que para esta guía los subdrenes, se trabajarán bajo la metodología de diseño de un filtro francés, en el cual se tiene en cuenta el caudal de infiltración y el caudal por abatimiento del nivel freático.

El caudal total aferente al filtro es igual a:

$$Q_f = Q_{nf} + Q_{inf} \quad (5-22)$$

Dónde:

Q_f , caudal aferente al filtro, cm^3/s .

Q_{nf} , caudal por abatimiento del nivel freático, cm^3/s .

Q_{inf} , caudal por infiltración, cm^3/s .

Caudal por abastecimiento del nivel freático El caudal por abatimiento del nivel freático es igual a:

$$Q_{nf} = K \cdot i \cdot A_a \quad (5-23)$$

Dónde:

K: Coeficiente de permeabilidad del suelo adyacente, cm/s .

A_a : Área efectiva aferente al filtro para el caso de abatimiento del nivel freático, cm^2

i: Gradiente hidráulico, m/m .

$$i = \frac{(N_d - N_f)}{B} \quad (5-24)$$

Dónde:

N_d , cota inferior del filtro necesaria para que el nivel freático no sobrepase la subrasante.

N_f , cota superior del nivel freático.

B, ancho de la semibanca de la vía, m.

Además:

$$A_a = (N_d - N_f)L \quad (5-25)$$

Dónde:

L, longitud máxima de recorrido del filtro entre cajas de desfogue, cm.

Caudal por infiltración El caudal por infiltración es igual a:

$$Q_{inf} = I_r \cdot B \cdot L \cdot F_i \cdot F_R \quad (5-26)$$

Dónde:

I_r , precipitación máxima horaria de frecuencia anual registrada en la zona de proyecto.

Usualmente se toma el intervalo entre 60 y 120 min, y se escoge la curva de 2 años.

Para la zona del proyecto, I_R adopta valores que oscilan entre 90 a 36 mm/h.

B , ancho de la semibanca de la vía, m.

L , longitud del tramo de drenaje, cm.

F_i , factor de infiltración, dependiente del tipo de carpeta de la vía.

F_R , factor de retención de la capa granular.

Caudal Total Aferente al Filtro El caudal total aferente al filtro resulta igual a:

$$Q_f = Q_{nf} + Q_{inf} \quad (5-27)$$

Para las dimensiones de la sección transversal, teniendo el caudal total aferente al filtro Q_f , se realiza el siguiente procedimiento, teniendo en cuenta la siguiente ecuación:

$$Q_f = V_i A \quad (5-28)$$

Dónde:

Q_f , caudal total aferente al filtro, cm^3/s .

V_i , velocidad de flujo dentro del filtro, la cual depende de la pendiente longitudinal y del tamaño del agregado usado en el filtro, cm/s .

De esta manera, A es igual a:

$$A = Q_f / V_i \quad (5-29)$$

Además:

$$A = H \cdot B' \quad (5-30)$$

$$B' = A / H \quad (5-31)$$

Dónde:

B' , ancho del filtro, m.

H , altura del filtro, m.

5.3. COMPONENTES GENERALES DE LOS ESTUDIOS HIDRÁULICOS

A continuación se recomienda los aspectos mínimo que deberán tenerse en cuenta en los estudios hidráulicos a presentar, tomando en cuenta que existirán particularidades por cada país de la estructura específica para cada área presentada en la recomendación del contenido:

- Recopilación de información
- Consideraciones a tomar en cuenta según los estudios previos necesarios: hidrología, geotecnia, diseño geométrico, topografía, sociales, otros
- Análisis de inspección de campo para determinación de puntos de necesidad de obras de drenaje.
- Análisis y cálculo de obras de drenaje:
- Drenaje longitudinal
- Drenaje transversal (alcantarillas y obras de paso mayores)
- Drenaje subterráneo.
- Localización en planos de las obras de drenaje.
- Conclusiones y recomendaciones finales del estudio.
- Anexos.

5.4. REFERENCIAS

- AASHTO. (2006). Highway Drainage Guidelines. En A. A. Officials. Washington, D.C, United States of America.
- Chow, V. T. (2004). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Colombia: McGRAW-HILL.
- DACGER-MOPTVDU, E. S. (2014). *Lineamientos Basicos de Adaptación al Cambio Climatico en el Diseño de Puentes en El Salvador*. San Salvador.
- FHWA. (2012). *Hydraulics Design of Higway Culverts*.
- Flemming, D. J. (1994). *Guidelines for Evaluation of Stability of Existing Pile Foundations When Exposed by Scour*.
- Garber, N., & Hoel, L. (2007). *Ingeniería de Tránsito y de Carreteras*. México: CENGAGE Learning.
- Instituto Boliviano de Normalización y Calidad, B. (2007). *Reglamento técnico de diseño de cunetas y sumideros*. Bolivia.
- Instituto Nacional de Vias, C. (2009). *Manual de Drenaje para Carreteras*. Colombia.
- Martin Vide, J. P. (2003). *Ingenieria de Libros*. España: Alfaomega.
- Minicurso de diseño de canales, T. I. (s.f.). *Tutoriales al dia-Ingeniería Civil*. Recuperado el 03 de Febrero de 2016, de <http://ingenieriacyil.tutorialesaldia.com/mini-curso-de-diseno-de-canales-con-regimen-uniforme-parte-iv-calculo-de-la-altura-normal/>
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones, Perú. (2008). *Manual de Hidrologia, Hidráulica y Drenaje*.
- MTI, M. d. (2008). *Manual para la revisión de estudios hidrotécnicos de drenaje menor*. Nicaragua.
- Norman, J., & Johnston, R. H. (1985). *Hydraulic Design of Highway Culverts; Reporte FHWA-IP-85-15*. Estados Unidos.
- Wright, P. H., & Dizon, k. (2001). *Ingenieria de Carreteras*. México: Limusa Wiley.

An aerial photograph of a coastal area. A multi-lane highway runs diagonally from the top left towards the bottom right. To the left of the highway is a railway line. Below the railway is a large, rectangular building with a corrugated metal roof. The surrounding area is a mix of dense vegetation and open land. The text "APARTADO VI" and "OBRAS DE PROTECCIÓN" is overlaid on a blue semi-transparent banner at the bottom right.

APARTADO VI

OBRAS DE PROTECCIÓN

OBRAS DE PROTECCIÓN EN CARRETERAS Y PUENTES

6.1. INTRODUCCIÓN

Obras de protección consisten en estructuras que garanticen la vida útil de las carreteras, tienda a minimizar los costos por mantenimiento de las mismas y procure la libre circulación de vehículos y peatones antes, durante y después de los posibles efectos adversos producidos por un fenómeno de la naturaleza o de tipo antrópico, y en los casos en que ameriten la aplicación de dichas estructuras. Para efectos del presente manual, se hará el enfoque a fenómenos naturales de origen hidrometeorológico y a medidas estructurales dirigidas a la prevención y mitigación del riesgo.

Deberá estudiarse la necesidad de la aplicación de las obras de protección, en función de las condiciones del entorno existentes donde se desarrolle un determinado proyecto, sea nuevo o existente, como por ejemplo: uso de suelo, existencia de zonas pobladas, grado de susceptibilidad de los suelos existentes en laderas, taludes, lecho de ríos y otros afluentes ante escorrentía superficial, entre otros. El consultor que lleve a cabo el diseño de este tipo de obras deberá establecer las condicionantes para la aplicación de uno o varios tipos de obras de protección.

Para el presente documento se consideran como obras de protección:

- Medidas de control de erosión y sedimentación en carreteras,
- Dispositivos de protección en zonas costeras y a orilla de lagos, y
- Obras de protección para puentes.
- Obras de protección fluvial

A continuación se proponen algunas medidas a considerar por el consultor, como también en los casos de reparaciones en puentes existentes debido a socavación.

6.2. MEDIDAS DE CONTROL DE EROSIÓN Y SEDIMENTACIÓN EN CARRETERAS (AASHTO, 2006)

Las medidas de control de erosión y sedimentación son aquellas componentes del diseño de una carretera que son incorporadas al mismo para reducir la presencia de sedimentación a largo plazo en un área proyectada. La aplicación oportuna de estas medidas puede reducir o eliminar la necesidad de acciones u obras de mitigación temporales. A continuación se describen algunas medidas a considerar.

6.2.1. Pendientes

Los terraplenes en carreteras, o cortes en pendiente, varían con la altura de corte o de relleno y, dependiendo del grado de susceptibilidad a la erosión de los materiales involucrados, puede afectar directamente en el control de la erosión y de las medidas de revegetación. Si bien las pendientes llanas (relación vertical-horizontal 1:2) facilitan el establecimiento y mantenimiento de la vegetación, esta condición incrementa el área total de la superficie que estaría sujeta a ser erosionada. Por otra lado, la experiencia ha mostrado que las ventajas de pendientes llanas pesan más sobre las desventajas que

conlleva la adición de áreas expuestas (Fig. 6-1). La elaboración de desniveles o bermas es un método para romper y controlar el flujo laminar en largas y empinadas laderas.

Terrenos de pendientes bajas o terrenos llanos permiten una mejor compactación de superficies de relleno disminuyendo problemas de asentamiento y deslizamientos potenciales de secciones en corte. Los cortes rústicos han sido empleados en terrenos rocosos, bajo un estado en descomposición o con rocas meteorizadas, con el propósito de proveer áreas en las cuales la vegetación pueda establecerse.

En regiones con suelos pobres o infértiles, es recomendado el acopio de tierra orgánica sobre los mismos. Así también cuando los terraplenes a un lado o a cada lado de la carretera son llevados a su inclinación final, es recomendable la colocación de tierra orgánica lo más pronto posible, esparciéndose sobre la superficie del talud para luego ser utilizada como cama de siembra.

Por otra parte se recomienda el uso de materiales sintéticos, principalmente en los casos de pendientes pronunciadas, y que según la experiencia del lugar se hayan observado deslizamientos y/o pérdida de material de la superficie del rostro de taludes a causa de la escorrentía superficial. También se recomienda su uso para reforzar el crecimiento de vegetación.



Fig. 6-1 Ejemplo de terraplenes a cada lado de una carretera. (AASHTO, 3.5.2 Permanent Erosion and Sediment Control Measures; Chapter 3 - Erosion and Sediment Control in Highway Construction, 2006)

6.2.2. Cobertura Vegetal.

Una buena cobertura vegetal es una de las mejores medidas de control existentes (Fig. 6-2). Amortigua la energía de impacto de las gotas de lluvia y mantiene al suelo junto a través del extensivo sistema de raíces, evitando así la pérdida de material del mismo. Algunos métodos consideran la siembra de pastos nativos y plantas leñosas, aplicación de brotes de raíz, estaquillados y capas de césped.

Son diversos los sitios de aplicación de este tipo de protección: terrenos fuera e inmediatos a los bordes de las calzadas, en bordes de canaletas y alcantarillas, taludes en corte y relleno, bermas, entre otros.

Existe una gran variedad de gramas, métodos de siembra, fertilizantes y procedimientos de abonado que proveen de una adecuada cobertura vegetal. Las instituciones a cargo de extensiones agrícolas locales y servicios de conservación de recursos naturales son una buena fuente de información para el caso.

Es importante que para la conservación y mantenimiento de estas medidas se establezca la debida legislación, con el esfuerzo de las municipalidades y el ministerio de obras públicas a cargo de las vías principales.



Fig. 6-2 Ejemplo de talud vegetado. (AASHTO, 2006)

6.2.3. Canales.

Los canales abiertos, naturales o contruidos, son usualmente la medida más económica de recolección y disposición del agua de lluvia en carreteras, principalmente cuando la concentración de flujo de escorrentía no puede evitarse.

Un canal bien diseñado es capaz de transportar agua pluvial sin erosión, no representa una amenaza al tráfico y provee a la carretera de un bajo costo general de construcción y mantenimiento a mediano y largo plazo. Para lograr lo anterior, se debe prestar atención al tamaño del canal, su alineamiento, grado de inclinación, revestimientos de protección y a las estructuras de control de pendientes.

A modo general se deberán considerar los siguientes aspectos en el diseño y construcción de canales:

- **El tamaño y la forma geométrica.** Ambas son características importantes en la determinación del grado de erosión de los materiales que se empleen en la conformación de un determinado canal, y/o de la susceptibilidad de los mismos ante la acción de la escorrentía superficial.

Los canales estrechos (o también llamados cunetas en la región) se deben ajustar a un tamaño y forma tal que minimice el impacto de circulación de vehículos, y proveyéndolos de una sección hidráulica adecuada. Las características empleadas, como por ejemplo pendientes reducidas, transiciones redondeadas para obtener buenas características de seguridad, son por lo general deseables desde el punto de vista de potencial de erosión. Los canales anchos tendrán poca profundidad de flujo, y la fuerza erosiva actuando en la cama del canal es directamente proporcional a la profundidad de flujo. En la reubicación y redimensionamiento de canales, se deberá prestar atención en su tamaño, estabilidad y forma. Un canal natural, si es estable es porque se ha ido formando a lo largo de un período de tiempo prolongado, debido a una descarga dominante, y llega al equilibrio con un mínimo de formación de bancos de materiales y de zonas con socavación.



Fig. 6-3 Canal al borde de una carretera. (AASHTO, 3.5.2 Permanent Erosion and Sediment Control Measures; Chapter 3 - Erosion and Sediment Control in Highway Construction, 2006)

- Las variaciones en el alineamiento del canal, las cuales deberán ser graduales, particularmente si el canal acarrea flujos rápidos. Deben evitarse curvas cerradas y cambios súbitos de pendiente, puesto que estas condicionantes aumentan el potencial de erosión hacia el canal. En la mayoría de casos de ajuste en la longitud de canales, ya sea por ajustes en el alineamiento de un tramo de carretera existente, un recorte en la distancia de recorrido resulta cuando curvas deben ser eliminadas. Sin embargo, esto puede ser contraproducente, puesto que se tiende a incrementar la velocidad de flujo, trayendo como consecuencia un incremento en el potencial de erosión hacia el fondo del canal. Por otro lado este cambio en las características del canal pueden alterar la capacidad de transporte de sedimentos del flujo, al grado que los problemas de degradación y sedimentación se desarrollen en su interior, entre otros. Por lo anterior se deberá tener el cuidado en las modificaciones que se deban realizar en el alineamiento de una carretera existente, lo cual acarrea ajustes hacia dichos drenajes. La mitigación de estos efectos puede ser mediante reubicación de meandros, presencia de estructuras de caída o de reservorios de paso con estructuras de control de pendientes.
- **Revestimientos.** Existen instancias donde a pesar de que existe una buena cobertura vegetal para el control de velocidad de flujo y características geométricas para el

control de socavación, entre otros, también se requiere de revestimientos. Los revestimientos de concreto, material bituminoso y PVC son ejemplos de revestimientos rígidos, y son efectivos siempre y cuando son apropiadamente diseñados e instalados. Usualmente el costo inicial de construcción de un revestimiento rígido es mayor que el de uno flexible. Los costos de mantenimiento pueden verse incrementados debido a la susceptibilidad al daño ante un corte excesivo en la formación del canal, y a la erosión a lo largo de la interfaz entre el revestimiento y la superficie natural del canal. La superficie de los revestimientos rígidos son por lo general lisos con baja rugosidad, lo cual es una ventaja al transporte del flujo. Sin embargo, ante los problemas de socavación por altas velocidades de flujo, se requiere de algún dispositivo disipador de energía, por lo que puede ser contraproducente que la superficie de estos revestimientos sea lisa. En los casos de revestimientos flexibles, la escollera de rocas, o conocido popularmente en algunos lugares como “riprap”, es de fácil disposición, estéticamente agradable y puede ajustarse a los cambios de la base de los canales donde se aplique.

- Las Estructuras de control. son básicamente represas o vertederos colocados de tal modo que permiten la construcción de canales en pendientes. En algunos casos la provisión de este tipo de estructuras para el control de erosión ante un régimen de flujo es más económica que las provisiones de un canal revestido sobre un terreno con pendientes pronunciadas. Estas estructuras no son recomendadas para uso en cunetas, a menos que se encuentren fuera de un área de recogimiento pluvial o sean protegidos por barandas u otras barreras de seguridad apropiadas. Deberán estar firmemente cimentadas en el terreno natural para evitar que presenten fallas por corte lateral.

La aplicación de las anteriores medidas se recomienda también en los casos de contracunetas y zanjas de aproximación.

Para mayor detalle acerca de canales, tipos de secciones, criterios de diseño y mantenimiento, consultar las referencias (FHWA, Design of Roadside Channels with Flexible Linings., 1988), (FHWA, Design of Riprap Revetment, 1989), ((SIECA), Manual Centroamericano de Mantenimiento de Carreteras, Tomo I al III, 2010) y ((SIECA), Manual Centroamericano Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales, 2011).



Fig. 6-4 Estructuras de control en canales con madera. Extraído de (AASHTO, 2006)



Fig. 6-5 Estructuras de control en canales con concreto hidráulico. Extraído de (AASHTO, 2006)

6.2.4. Alcantarillas.

Las alcantarillas generalmente contraen los flujos de inundación e incrementan las velocidades, con lo cual se aumenta el potencial de erosión, más de lo normal, en lugares particulares. En muchos casos, la erosión y la socavación en cruces de alcantarillas son perjudiciales, ya sea en terraplenes, en la misma estructura de alcantarillas o en los canales aguas abajo, si no se cuenta con un diseño y protecciones adecuadas. Una buena señal de la necesidad de protecciones a la salida en las alcantarillas es el desempeño de otras alcantarillas en el área. Para más detalle acerca de los efectos de la erosión, así como del diseño de alcantarillas, consultar la referencia (AASHTO, Chapter 4 - Hydraulic Design of Culverts, 2006).

El tamaño de la alcantarilla, ubicación, esvaje o sesgo y previsiones de alguna protección en su descarga, son importantes consideraciones de diseño en la determinación del potencial erosivo de un lugar de cruce de alcantarillas.

Generalmente, dentro de un rango de nivel de aguas aceptable, la velocidad de salida no varía sustancialmente para la selección de alternativa de tamaños de la estructura. Sin embargo, hay casos en los que el control de nivel de aguas permitiría un rango considerable de diámetros de tuberías. En estos casos la selección de un tamaño de estructura puede estar en función de las velocidades de salida y donde exista un potencial de erosión hacia la salida, se deberán tomar medidas de protección adecuadas. Dichas medidas, por lo general, consisten en la reducción de la velocidad por medio de algún dispositivo de disipación de energía o la provisión de un revestimiento de protección del canal. Las escolleras de roca es una buena medida de revestimiento de protección en canales, que también ofrece cierta disipación de energía. Para mayor información acerca de propuestas de revestimiento para disipación de energía, consultar la referencia (FHWA, Hydraulic Design of Energy Dissipator for Culverts and Channels, 1988).

También las alcantarillas deberán ser ubicadas siguiendo el curso del cauce natural, en la medida de lo posible.

El cambio de pendiente de una alcantarilla debe ser equivalente a la del canal natural. Una evaluación exhaustiva de alternativas de cambio de pendiente ayudaría a identificar cuál de éstas resultaría con menor grado de erosión y socavación, durante y después de su

construcción. Las salidas en voladizo deberán evitarse, a menos que la descarga se realice hacia estratos rocosos o cuando otras previsiones de protección deban tomarse en cuenta.



Fig. 6-6 Salida de alcantarilla tipo caja. (AASHTO, 3.5.2 Permanent Erosion and Sediment Control Measures; Chapter 3 - Erosion and Sediment Control in Highway Construction, 2006)

6.2.5. Subdrenajes.

El agua subsuperficial es una causa frecuente de deslizamientos de tierra, hombros inestables y otras alteraciones del suelo que contribuyen al problema de erosión.

Los sistemas de subdrenaje son en general de dos tipos: drenajes de alivio y de intercepción. Los drenajes de alivio se emplean por lo general para disminuir el nivel freático o para ayudar a reducir la saturación de los suelos y que promueve la escorrentía superficial, como por ejemplo en cuencas de retención de aguas pluviales. Se instalan en un patrón interconectado longitudinal, drenando en dirección del talud o ladera.

Los drenajes de intercepción son empleados para el drenaje de las aguas que se infiltran por un talud. Se instalan a través de este y drenan hacia un lado del mismo. Por lo general consisten en una serie de simples tubos, distribuidos y separados en un patrón previamente establecido por los responsables del diseño.

Para su diseño y ubicación es necesario identificar la profundidad del nivel freático o corrientes subsuperficial y aforar para conocer el volumen de agua a drenar.

Para mayor información acerca del diseño de subdrenajes, remitirse a la referencia (USDA-SCS, 1970).

6.3. ESTRUCTURAS DE PROTECCIÓN EN ZONAS COSTERAS Y A ORILLA DE LAGOS. (AASHTO, 2006)

Debido a la proyección que se tiene a nivel regional de proyectos viales en las zonas costeras y algunos problemas que han estado ocurriendo en carreteras existentes, que aunque no son comunes en todos los países de la región, se desarrolla este apartado para que sirva como referencia en el conocimiento de algunas soluciones a estos problemas.

El entorno dinámico de las zonas costeras y a orilla de lagos requiere con frecuencia de la colocación de algunos dispositivos de protección con el objetivo de asegurar la estabilidad de la carretera y/o de la infraestructura de drenaje mayor (puentes) y drenaje menor (transversal y longitudinal). Las estructuras diseñadas para reducir los efectos erosivos y proteger puertos ante la acción del oleaje, como también para regular la formación de bancos y barras de arena, son clasificadas como obras de protección costera.

A continuación se propone el uso de algunos dispositivos de protección, siendo el profesional que consulta el presente documento el que decidirá el uso de alguno o algunos según sus necesidades; así como también se presentan algunas referencias para mayor detalle de las mismas. Se recomienda el estudio de la referencia (USACE, Shore Protection Manual, Vol. I and II, 1984).

6.3.1. Malecones.

Los malecones son esencialmente estructuras verticales, construidas en paralelo a la costa, que separan áreas de tierra y agua. Se diseñan con el objetivo de prevenir la erosión causada por la acción del oleaje hacia la infraestructura de las carreteras próximas a la costa. Además, pueden emplearse para proteger las costas durante tormentas, como las ocurridas durante huracanes o depresiones tropicales, oleaje extraordinario de mar de fondo u otros fenómenos hidrometeorológicos relacionados. Para consideraciones de diseño, puede remitirse a la referencia USACE, Design of Coastal Revetment, Seawalls and Bulkheads. EM11110-2-1614, 1995.



Fig. 6-7 Malecón en una carretera. (AASHTO, 2006)

6.3.2. Revestimientos Costeros.

Este tipo de revestimientos son estructuras construidas en la costa, paralelas a la misma, y por lo general inclinadas de tal modo que igualan la pendiente natural del perfil de costa, y con lo cual se consiga disipar la energía de las olas. Son comúnmente empleados, debido a que están directamente en contacto con los terraplenes de la costa. Por otra parte hay un amplio rango de materiales económicos a disposición para su construcción, y diseños adaptables a sitios específicos.

Ante la dinámica del oleaje hacia la costa, la playa se erosiona y la energía de éste es absorbida directamente sobre la base de las estructuras. En esta acción hay remoción de

sedimento adicional y aumenta la altura del agua desde la base de las protecciones, aumentando la vulnerabilidad ante socavación. De aquí que se deben tomar medidas para proteger el pie de la estructura.

En general hay dos tipos de revestimientos, los del tipo rígido y los del tipo flexible.

a) Los revestimientos rígidos.

Este tipo de estructuras brinda protección contra las olas y corrientes en condiciones moderadas, pero por lo general no pueden mantenerse en pie en entornos severos. Las fallas ocurren con frecuencia si las partes de la estructura semimonolítica están agrietadas, removidas o socavadas. Hay dos tipos especiales de este tipo de revestimiento:

- Mezcla de suelo y cemento (suelo-cemento), para conformar un terraplén moderadamente sólido; y
- Estructura armada, como por ejemplo una combinación de rocas ligadas con concreto hidráulico, y/o con desechos de estructuras de concreto.

Para este último caso, el nivel de desplante de su fundación deberá ser suficiente para evitar que la estructura sea socavada o flanqueada, y además debería ser emplazada de manera que no sea soterrada luego de algún evento extremo. Los revestimiento rígidos son usualmente más apropiados para áreas de baja actividad de oleaje (aguas calmas), como en ensenadas, arroyos y zonas de remanso.

b) Revestimientos flexibles.

En condiciones de oleaje ligero los revestimientos flexibles, tales como bloques de concreto hidráulico, gaviones, revestimientos articulados, son los más indicados para protecciones costeras. En lugares de moderada exposición, las rocas son de frecuente uso. Todos estos tipos de revestimientos son capaces de ajustarse al asentamiento que pueda ocurrir en las fundaciones de estructuras principales, sin genera fallas graves.

En el diseño de protecciones de extensas zonas expuestas al mar o a lagos, se emplea con frecuencia terraplenes de rocas masivas. Cuando no se cuenta con rocas masivas, se emplean secciones prefabricadas de concreto armado, como tetrápodos, bloques, y otras formas especiales, siempre elaboradas con concreto hidráulico, y diseñados para propósitos y usos específicos.

Las protecciones con rocas son las más usuales y económicas cuando estas son de suficiente tamaño, calidad y cantidad. En tal sentido, se deberá tener cuidado en los siguientes aspectos para este tipo de protecciones:

- Tamaño de la roca;
- Profundidad de desplante, abajo del nivel de socavación o de roca sólida
- Altura de desplante de las escolleras, a un nivel por encima de las olas para protección por salpicadura y rociado
- Espesor (el cual deberá ser suficiente para el acomodamiento de rocas)
- Manta de filtro, filtro de rocas uniformemente graduadas, filtro de geotextil, o ambos para prevenir que el material del terraplén sea desplazado a través de los huecos entre rocas;

- Pendiente del rostro, usualmente determinada por el ángulo en reposo del material del terraplén, pudiéndose emplear rocas pequeñas para generar pendientes leves o llanas.



Fig. 6-8 Revestimientos con piedras. Extraído de (AASHTO, 2006)

6.3.3. Espigones o espolones.

Un espigón es una estructura de barrera permeable o impermeable, relativamente delgada, alineada y construida para restringir la corriente litoral o retardar la erosión hacia la orilla de la costa o de reencauzamiento de corrientes naturales de río, previo estudio de la dinámica del curso mismo. Básicamente es una estructura de espolón extendida hacia el mar desde la playa. Los factores que dependen de su diseño son: material, alineamiento, inclinación, permeabilidad, longitud, espaciamiento y configuración.

La naturaleza del espigón es típicamente expuesto a condiciones de menor severidad por la acción de las olas, ya que se extiende a través de la zona de oleaje. Algunos de los materiales típicamente empleados están: piedras masivas, concreto en bloques sólidos de gran tamaño y peso, placas de acero y pilotes de secciones tipo H, tabloncillos de madera y troncos, entre otros.

En cuanto a su alineamiento, este por lo general es normal (perpendicular) a la línea de costa. Los factores que influyen en el alineamiento son:

- Eficacia en la retención o restricción de la corriente litoral, y
- La protección misma del espigón por daños debidos a la acción de las olas.

El extremo del espigón hacia el mar puede presentar diversas configuraciones, como por lo general en forma de “T”, “L” o en ángulo al final de la sección. Así también hay diferentes tipos de materiales para su conformación: piedras, madera, concreto o acero.

Por otra parte, la permeabilidad de un espigón puede ser una característica deseable, con lo cual se permite el movimiento de sedimentos corriente abajo.

Para mayor información acerca de tipos, materiales y diseño de espigones, referirse a (USACE, Shore Protection Manual, Vol. I and II, 1984).



Fig. 6-9 Espigón de concreto con unidades prefabricadas. Extraído de (AASHTO, 2006)

6.3.4. Rompeolas.

Un rompeolas es una estructura paralela a la línea de costa, inmersa al interior del mar, y próxima a la playa y que sobresale del nivel del mismo. A menudo se construye en una serie paralela a la costa para formar un sistema de rompeolas. Generalmente están expuestos a condiciones de grandes olas y por tanto deben ser estructuras masivas. Los rompeolas reducen la energía total de las olas que llegan a la orilla de la costa proyectada y permitir la acumulación de sedimento (arena) en la región proyectada. Un solo rompeolas produce una prolongada variabilidad en la energía de las olas, lo cual se traduce en una playa sinuosa de zonas de acumulación y erosión alternas. Un incorrecto sistema de rompeolas puede dar pie a efectos negativos en la costa corriente abajo.

Se construyen frecuentemente de rocas con un intrincado de piedras o con un revestimiento de protección de concreto armado.

En contraste a los malecones y revestimientos, los rompeolas paralelos a la costa, separados en segmentos, están destinados a proteger la costa por atenuación de la energía de olas, lo cual induce la acumulación de sedimento y aumento del ancho de playa. Solo un rompeolas puede proveer de protección a un corto tramo de playa; sin embargo, un sistema de rompeolas segmentados es requerido para secciones prolongadas de costa.



Fig. 6-10 Sistema de rompeolas. Extraído de (AASHTO, 2006)

6.3.5. Mamparos.

Los mamparos son estructuras verticales que están diseñados principalmente para prevenir fallas de deslizamiento de tierras; actúan como muros de contención. También son útiles para proteger zonas altas contra daños por la acción de las olas. En protección costera, un mamparo es una estructura diseñada para retener el terraplén de la carretera para resistir la presión lateral de suelos y protegerlo de la erosión producto de la acción de las olas.

Ejemplos de materiales empleados en la práctica para la construcción de mamparos son:

- Muros por gravedad de concreto,
- Tablestacado de madera, y
- Tablestacado de acero con pantallas de concreto.

El alineamiento de un mamparo deberá ser paralelo a la línea costera. Sin embargo, en ocasiones estos dispositivos son alineados con la carretera. La altura de los mamparos es usualmente establecida con una elevación por encima del nivel máximo promedio de las olas, o la altura promedio de las olas observado luego de un incidente de desbordamiento.

La forma de un mamparo es muy importante, de tal modo que:

- Concentre la potencia de la ola como una carga horizontal en la pared;
- Desvíe parte de la ola que produce socavación; y
- Desvíe parte de la ola sobre la parte superior del mamparo.

Frecuentemente un talón de piedra es adicionado al mamparo para mejorar su capacidad para prevenir socavación.

6.4. OBRAS DE PROTECCIÓN PARA PUENTES (GARCÍA, GUZMÁN, & PASTORA, 2015)

Ante la dinámica de los ríos y el tipo de materiales de los cauces de los mismos, se deben considerar obras de protección en estructuras existentes y en caso especiales de diseños nuevos, tanto hacia las bases de los apoyos intermedios (pilas) como de los extremos (estribos). Según la cantidad de apoyos que el puente posea, se propone algunos tipos de protecciones, siendo un primer tipo en todo o de manera parcial en el ancho del cauce del río, y un segundo tipo solo en las márgenes del mismo.

En el primer tipo de protecciones, la propuesta va dirigida, principalmente, hacia los apoyos intermedios o pilas, colocando dichas protecciones directamente en la base de las mismas, o de manera indirecta, colocando protecciones a nivel del cauce del río, tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo.

Las protecciones hacia las márgenes pueden combinarse con el primer tipo de protección, dependiendo de la cantidad de apoyos intermedios, como también del tipo de materiales de arrastre y la propia dinámica de flujo del río. A continuación se describen los tipos de protecciones mencionados.

6.4.1. Protecciones en cauce del río.

Este tipo de protecciones son enfocadas principalmente hacia las pilas, para el caso que sea aplicada en todo el ancho del cauce, su longitud mínima en dirección del río debería ser de 3 veces el ancho del puente.

Para evitar que el flujo del río pase por debajo de la protección y ocasione así la pérdida de la misma, se deberán proyectar dientes de protección de altura equivalente o mayor a la altura de socavación calculada, tanto aguas arriba como aguas abajo. Deberá colocarse un colchón tipo gavión a la salida para tener una transición entre la protección y el terreno natural. La protección puede ser con una losa de concreto o con mampostería ligada con mortero. En ambos casos la superficie superior deberá de ser rugosa con el fin de no aumentar la velocidad del flujo bajo el puente (Fig. 6-11).

Si la protección solo se proyecta localmente en las pilas se recomienda una longitud en la dirección del río de al menos 3 veces el ancho del puente, mientras que en la dirección del puente la protección deberá ser de 2.5 veces el espesor de la pared de la pila desde el borde de la zapata o 3 metros como mínimo (Fig. 6-12). Se podrá implementar un sistema de losa de concreto o mampostería ligada con mortero dejando una superficie rugosa. Además, deberán colocarse dientes de control de socavación y colchones tipo gavión aguas abajo, tal como se describen para protecciones en todo el ancho del cauce.

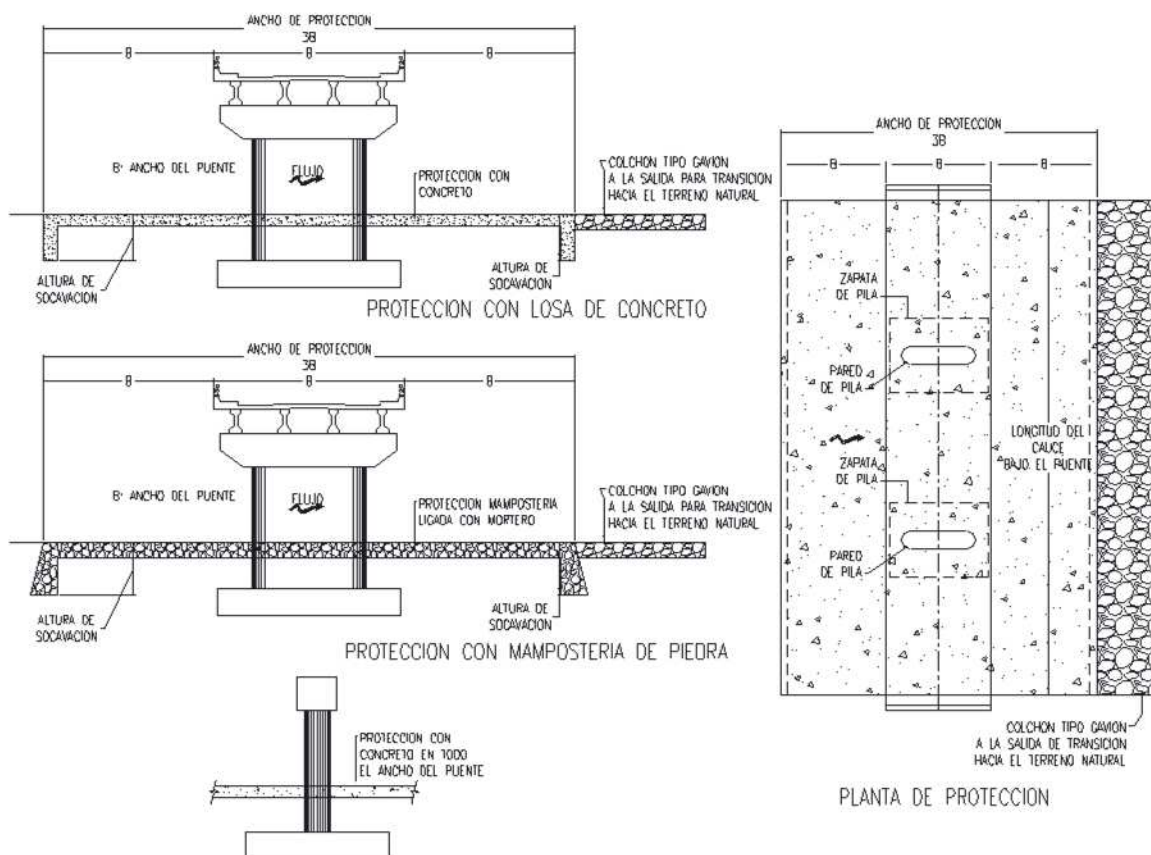


Fig. 6-11 Tipo de protección en pilas, en todo el ancho del cauce. (SPOP, 2014)

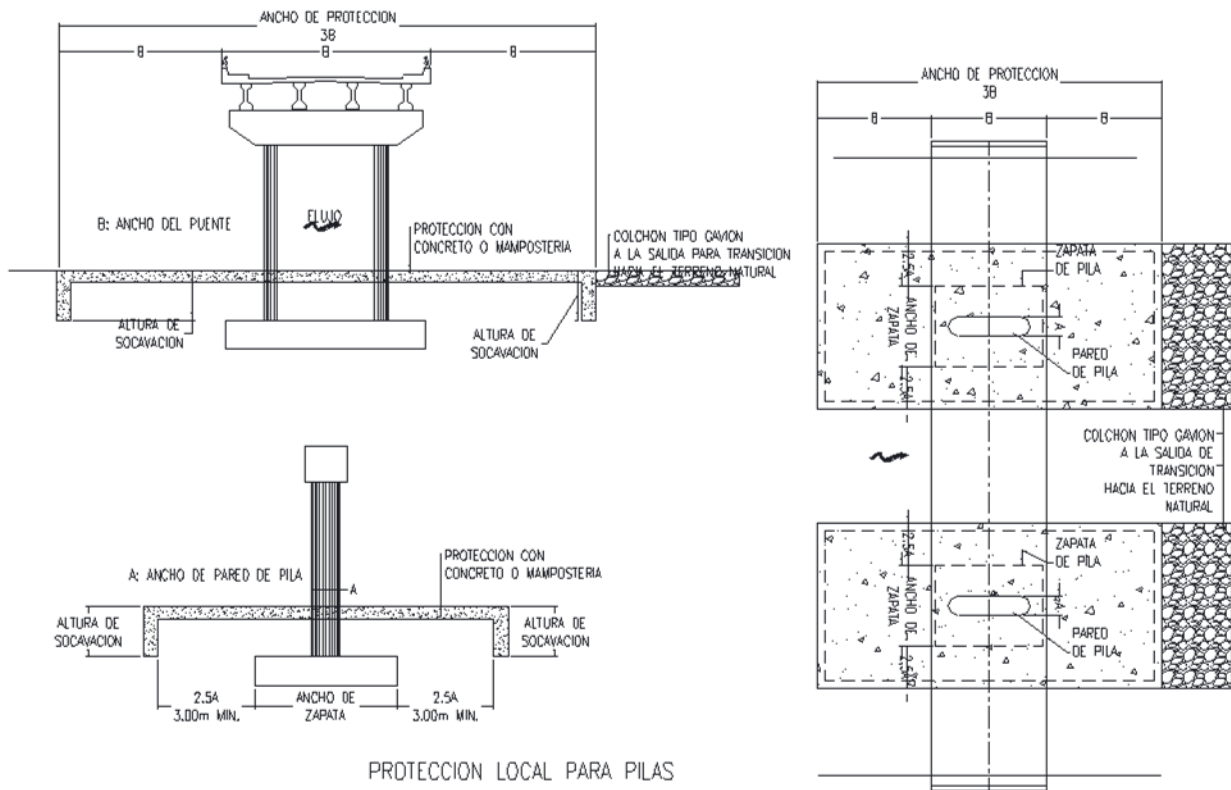


Fig. 6-12 Tipo de protecciones locales en pilas. (SPOP, 2014)

Además de este tipo de protecciones locales, se propone el uso de bloques de concreto prefabricados, los cuales se colocan alrededor de la base de la pila a proteger (Fig. 6-13). Estos elementos deberán poseer un peso tal que no puedan ser arrastrados por el flujo del río.

Esta técnica es para minimizar los posibles procesos de socavación local en las pilas, evitando asentamientos diferenciales en las fundaciones de las mismas. Por otra parte también se propone el empleo de tablestaca de la misma forma que los bloques, recomendándose esta técnica en sitios donde el tipo de suelo permita hincar la tablestaca por debajo del nivel calculado de socavación para el que la misma se mantenga estable (Fig. 6-14). Por lo general en el tipo de suelos donde se recomienda la tablestaca, se proyectan fundaciones de pilas y estribos apoyadas en pilotes, siendo que la tablestaca brinda protección tanto a fundaciones como a pilotes ante la socavación.

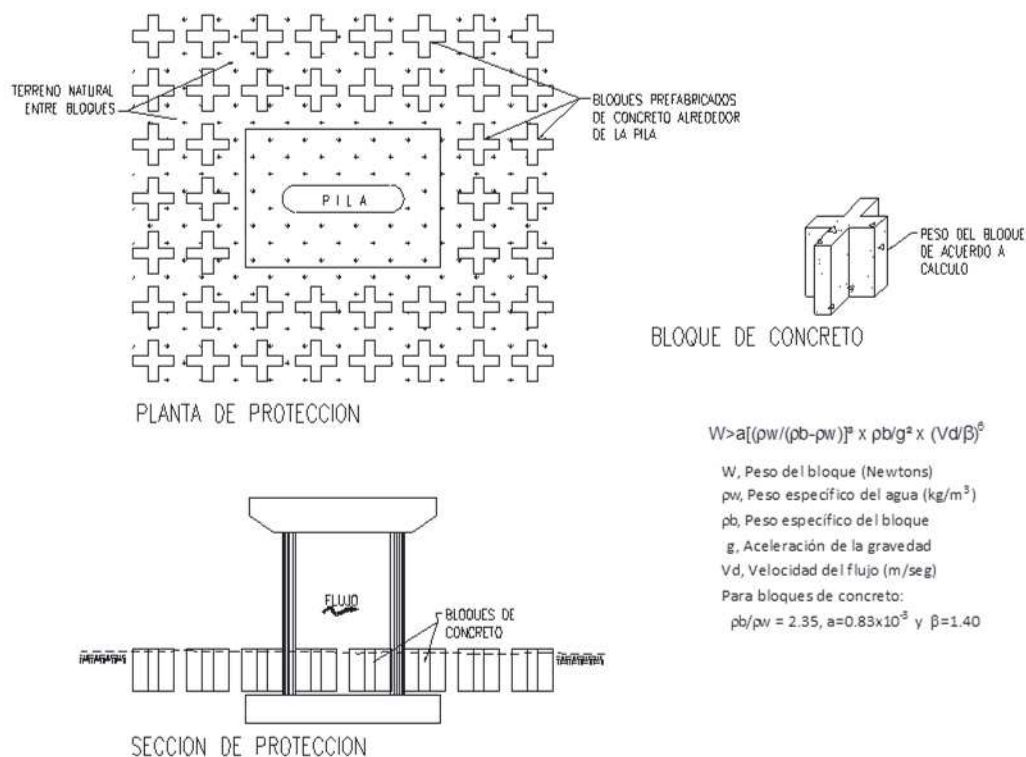


Fig. 6-13 Protección local en pilas mediante bloques prefabricados de concreto. (SPOP, 2014)

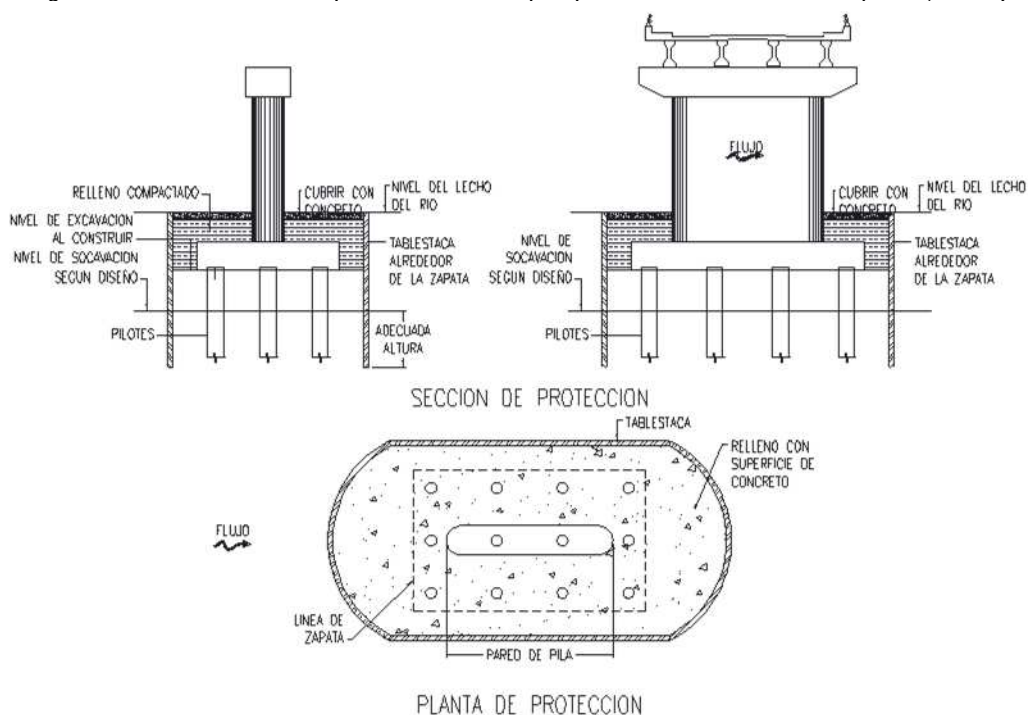


Fig. 6- 14 Protección local en pilas mediante tablestacas. (SPOP, 2014)

Una forma indirecta de protección hacia pilas de apoyo en puentes es el empleo de muros guardanivel, los cuales se empotran transversalmente en el fondo del cauce del río y

lateralmente hacia las márgenes, ubicándolos hacia aguas abajo del puente. El muro debe emplazarse a una distancia del puente y con una altura acorde a la pendiente deseada, con el fin de retener material de arrastre hasta llenar el fondo para modificar la pendiente, consiguiendo reducir las velocidades y, cuando se presenten crecidas, obtener un flujo laminar (sin turbulencias) en dicho tramo.

Cabe señalar que la altura del muro guardanivel debe proyectarse de forma que no incremente el nivel del lecho del río en la zona de ubicación del puente. De igual manera que en fundaciones piloteadas, de emplearse este tipo de protecciones en suelos sueltos (arenas o gravas), se deberá considerar la aplicación de pilotes en las fundaciones dichos muros (Fig. 6-15).

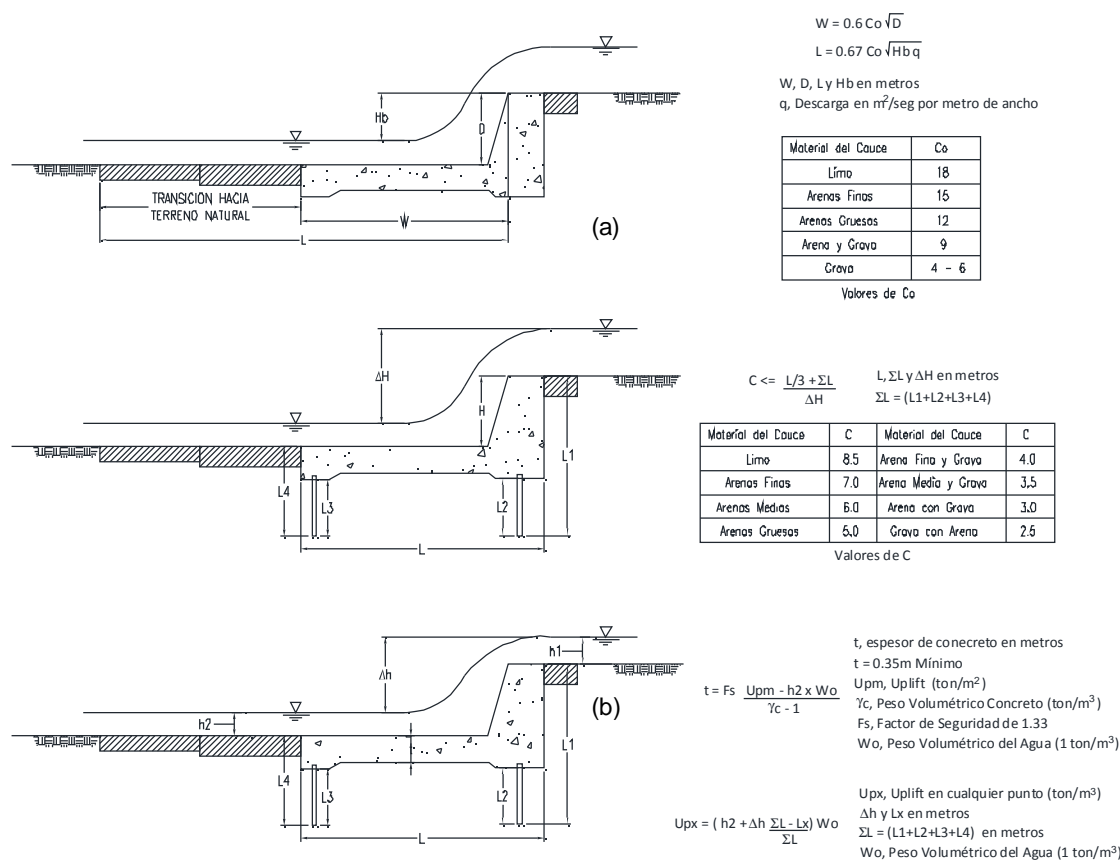


Fig. 6-15 Tipos propuestos de protecciones indirectas mediante muros guardanivel (a) Guardanivel para lechos de suelos firmes o rocosos; (b) Guardaniveles con pilotes para lechos con suelos sueltos (arenosos o de gravas). (SPOP, 2014)

6.4.2. Protecciones en márgenes del río.

Este tipo de protecciones pueden realizarse en combinación a las protecciones en todo el ancho del cauce bajo el puente, con muros tipo diente en los bordes hacia aguas arriba por debajo del nivel de cauce para contrarrestar los efectos por socavación, y empleando colchones tipo gavión hacia aguas abajo, en transición hacia el terreno natural (Fig. 6-16). Es recomendable desarrollarlas en sentido del flujo del río en una longitud como mínimo de 3 veces el ancho del puente.

Por otra parte, en caso que el puente sea de un solo claro, sin apoyos intermedios, se pueden aplicar de manera local, con una longitud en sentido del flujo del río de por lo menos 3 veces el ancho del puente y un ancho medido desde el borde de la fundación del estribo hacia el centro del cauce del río de 3 metros como mínimo (Fig. 6-17)

En caso que se proponga conformar taludes de protección, proyectados desde media altura de estribo hacia el nivel de cauce del río, se propone una protección hacia el rostro de los taludes, la cual puede ser con losa de concreto o con colchón tipo gavión. La pendiente máxima de los taludes recomendada para aplicar este tipo de protecciones es de 1:1 (relación horizontal/vertical), siendo necesario colocar anclajes si la pendiente es mayor al 1.5:1.

Es de notar que para el caso de la protección con concreto es necesario colocar drenajes para evacuar la acumulación de agua en el talud, no así para el caso del colchón tipo gavión pues el drenaje es a través de los vacíos entre las piedras (Fig. 6-18), y como en los anteriores casos se requiere aplicar un diente de control de socavación al pie de los taludes, con una profundidad como mínimo de 1 metro. Esta propuesta también es factible mediante emplantillado de piedra, siempre y cuando se coloquen drenajes, como en el caso de la losa de concreto, y que como máximo la pendiente del talud sea de 1.5:1 (Fig. 6-19)

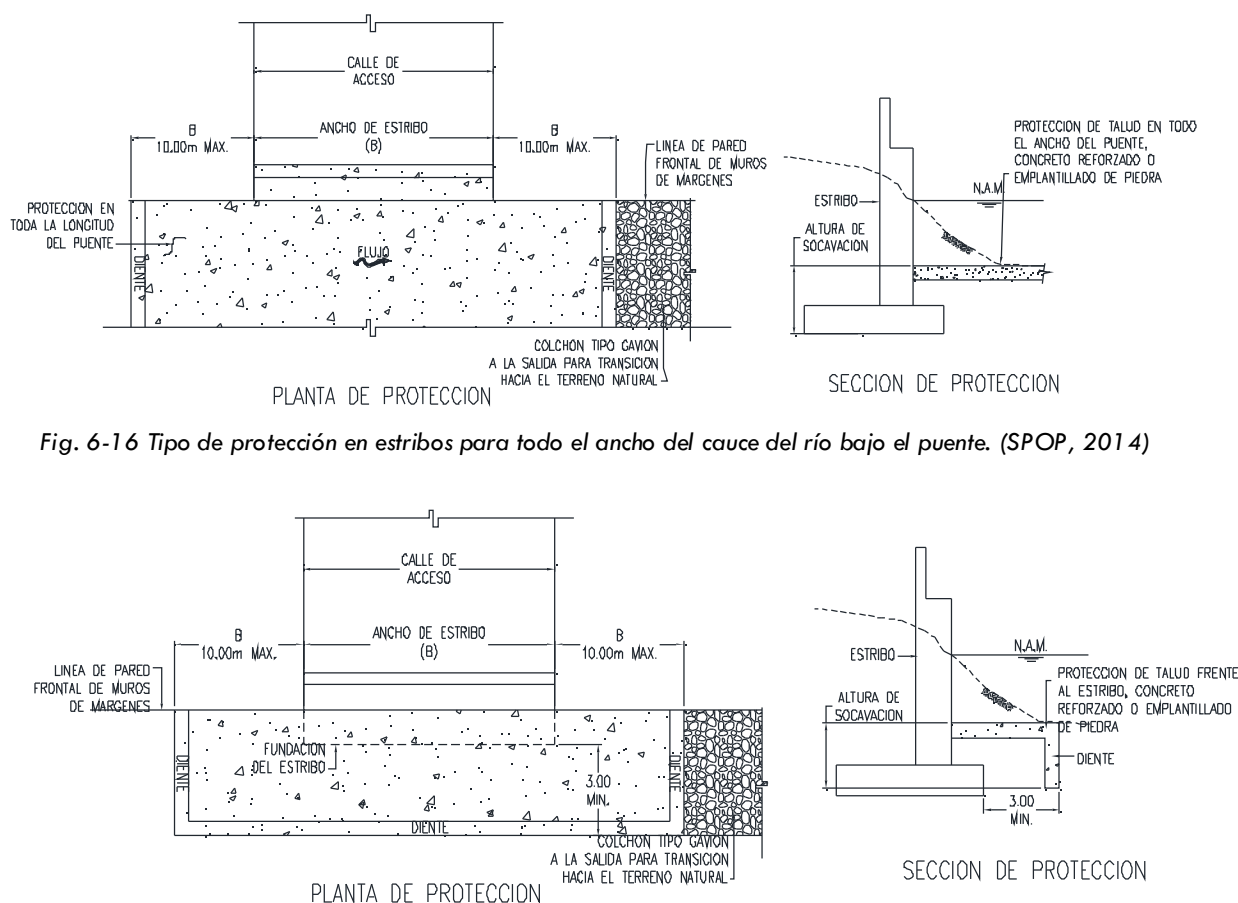


Fig. 6-16 Tipo de protección en estribos para todo el ancho del cauce del río bajo el puente. (SPOP, 2014)

Fig. 6-17 Protección local para estribos. (SPOP, 2014)

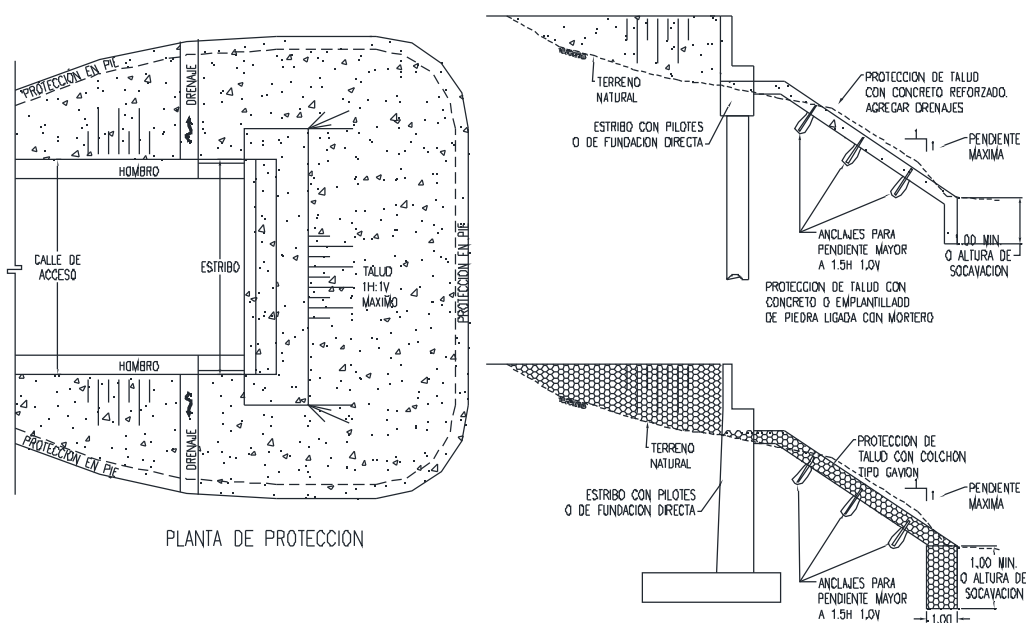


Fig. 6-18 Protección para estribos sin muros en las márgenes del río, con andajes. (SPOP, 2014)

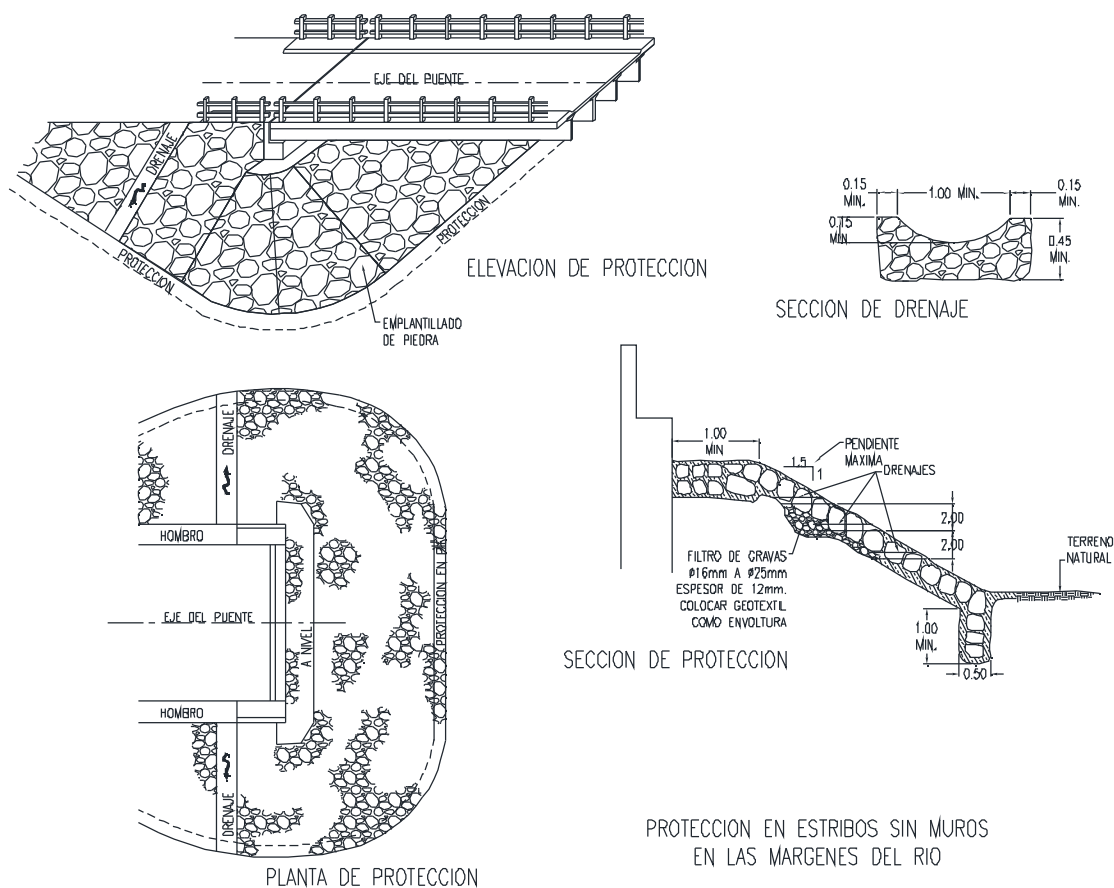


Fig. 6-19 Protección para estribos sin muros en las márgenes del río, con emplantillado de piedra. (SPOP, 2014)

En los casos de muros de protección para márgenes, aledañas a los estribos del puente, para contrarrestar la socavación local en sus bases, es factible aplicar un colchón tipo gavión como parte de la fundación del mismo. Aplicando esta propuesta al estar en funcionamiento se puede observar que en la parte frontal de los muros, si existiese socavación, el colchón se va asentando por su flexibilidad, protegiendo así la base del muro (Fig. 6-20). Esta deformación es un indicativo que debe de repararse el muro, debiéndose restablecer los materiales de la base del colchón que hayan sido removidos en el proceso de socavación.

Una propuesta similar a esta es aplicando una losa de concreto o de mampostería de piedra (Fig. 6-21). Sin embargo, al ser materiales rígidos no es recomendado emplear esta propuesta en lechos de ríos con materiales muy finos o granulares, puesto que al generarse la remoción de materiales de la base de la losa por efecto de socavación, esta tendería a fracturarse, generando espacios por donde pudiera infiltrarse parte del flujo del río por debajo de la misma hasta llegar a los materiales de apoyo de las fundaciones propias del muro, produciendo la reducción de resistencia de los mismos y a la larga que se produzcan asentamientos diferenciales, poniendo en riesgo de colapso parcial o total al puente. En los casos de unión entre el rostro de muros y el borde de protecciones, como se muestra en la Fig. 6-21, es recomendable el uso de dispositivos de sujeción, como por ejemplo ganchos de anclaje, con la finalidad que las protecciones posean mayor sujeción ante una eventual crecida extraordinaria.

Para más información sobre protecciones locales y generales en puentes consultar (Guevara, 2013).

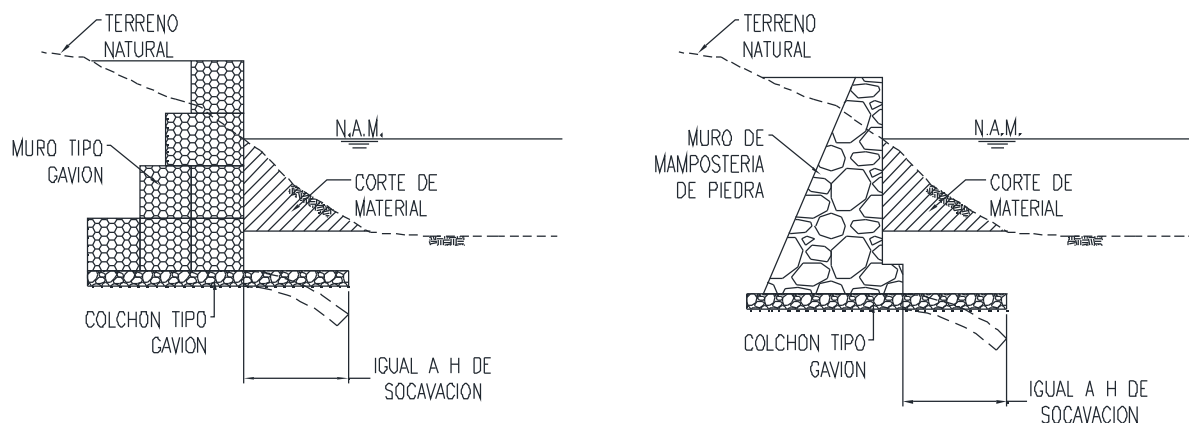


Fig. 6-20 Tipos de protecciones para muros de márgenes con colchón tipo "Reno" (tipo gavión). (SPOP, 2014)

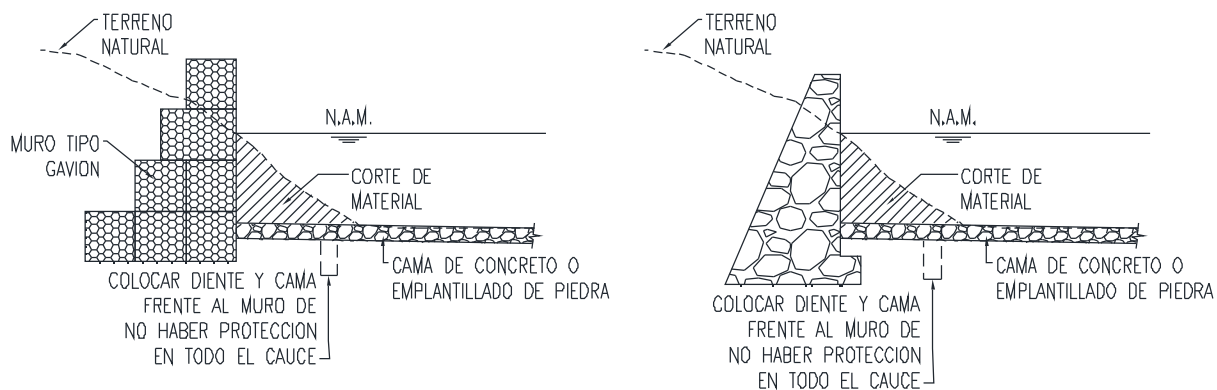


Fig. 6-21 Tipos de protecciones para muros de márgenes con losa de protección. (SPOP, 2014)

6.5. REPARACIONES EN PUENTES EXISTENTES DEBIDO A SOCAVACIÓN.

Una de los principales tipos de daños observados en los puentes, posterior a un fenómeno hidrometeorológico extraordinario, es el causado por el fenómeno de socavación. De aquí que se proponen algunos métodos de reparación de fundaciones de pilas y estribos. La aplicación de estas propuestas de reparación dependerá de la condición general del puente, luego de haberse producido la socavación, ya que de determinarse que la superestructura ha sido parcialmente afectada, lo recomendable será en la mayoría de casos el reemplazo total o parcial de la misma.

6.5.1. Reparación en fundación directa de estribos y pilas.

En el caso de que haya ocurrido la socavación por debajo de las fundaciones de pilas o estribos, que hayan sido construidas muy próximas al nivel del cauce del río, y que no hayan sido apoyadas sobre pilotes (fundación directamente apoyada en los materiales del lecho del río), se recomienda inyectar con mortero fluido para restablecer el contacto del 100% del área de la fundación y así restablecer la transmisión de cargas uniformemente hacia el suelo de cimentación (Fig. 6-22). La aplicación de relleno con lodocreto no se recomienda, puesto que esta mezcla es de mayor susceptibilidad a la acción erosiva del flujo de los ríos que el relleno con mortero fluido.

6.5.2. Reparación en fundación apoyada en pilotes de estribos y pilas.

En el caso de que haya ocurrido la socavación por debajo de una fundación apoyada en pilotes, y donde hayan quedado al descubierto una parte de estos, se recomienda rellenar con mortero fluido para restablecer el confinamiento lateral de los mismos, protegiendo este confinamiento con tablestaca de ser posible su colocación (Fig. 6-23). La aplicación tanto de mortero fluido y lodocreto es viable, ya que en este caso la transmisión de cargas es hacia estratos más profundos, aunque es más recomendable el primer tipo de relleno.

6.5.3. Reparación en fundación de estribos con socavación severa.

Nuevamente en el caso de estribos con fundaciones apoyadas sobre pilotes, cuando existe socavación severa, es decir, que hayan quedado todos los pilotes al descubierto a causa de la socavación, y además se haya perdido una porción del nivel del cauce, se recomienda

aplicar una combinación de acciones, proponiendo realizar perforaciones desde la parte posterior del muro de estribo, al nivel de rasante del puente, para la aplicación de relleno fluido, y conjuntamente aplicar el segundo método de reparación antes descrito. Es recomendable colocar colchones tipo gavión hacia el rostro expuesto del tablestacado, como una protección adicional al mismo ante el flujo del río y los materiales o escombros transportados que llegasen a impactar con las protecciones (Fig. 6-24).

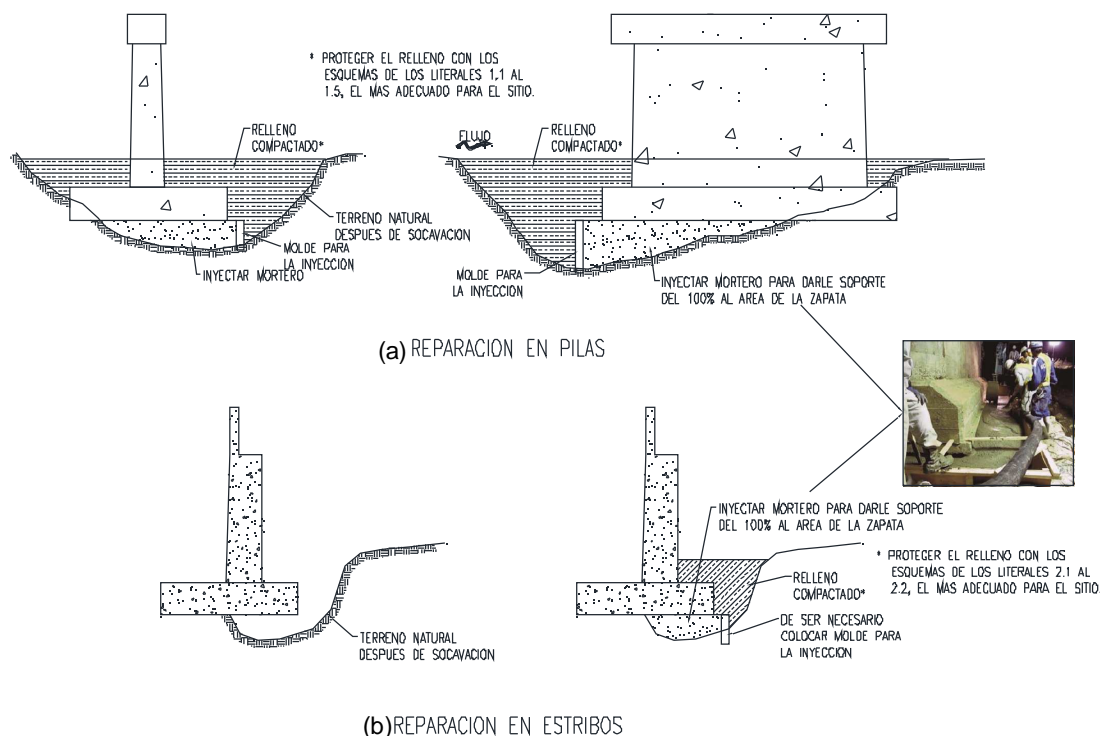


Fig. 6-22 Método propuesto de reparación en fundación directa en (a) estribos y (b) pilas. (SPOP, 2014)

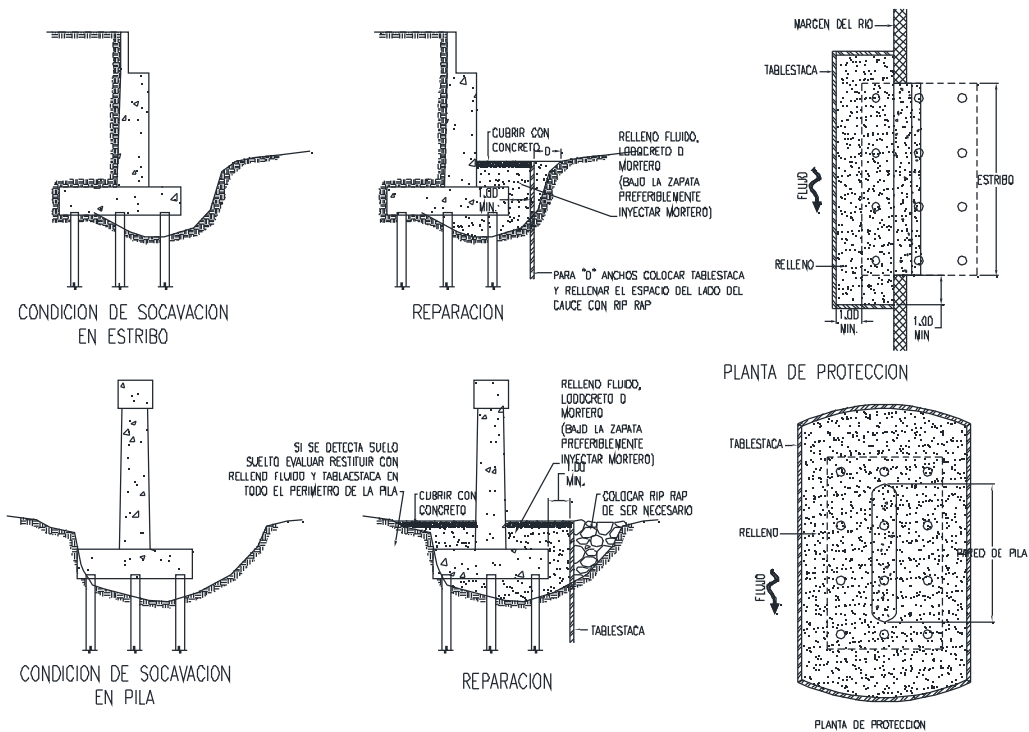


Fig. 6-23 Propuesta de reparación en pilas y estribos de fundación con pilotes. (SPOP, 2014)

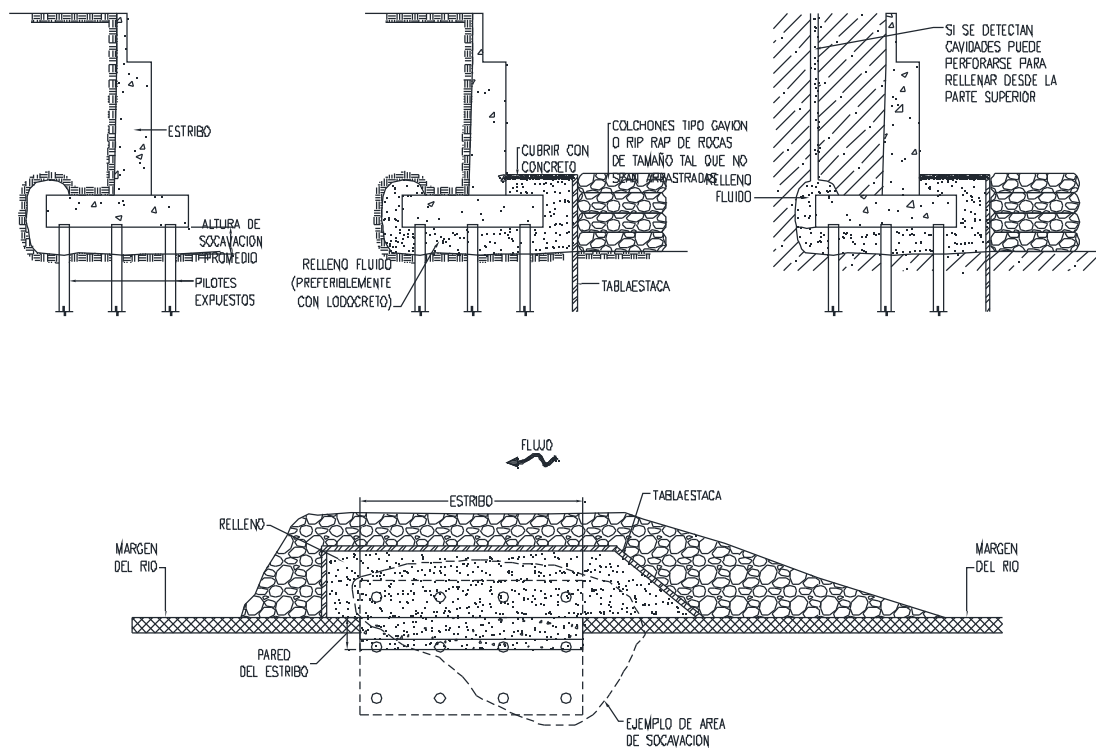


Fig. 6-24 Propuesta de reparación en estribos con socavación severa. (SPOP, 2014)

6.6. REFERENCIAS

- (SIECA), S. d. (2010). *Manual Centroamericano de Mantenimiento de Carreteras, Tomo I al III*. Guatemala.
- (SIECA), S. d. (2011). *Manual Centroamericano Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales*. Guatemala.
- AASHTO. (2006). 11.6 Shore Protection Devices; Chapter 11 - Highways Along Coastal Zones and Lakeshores. En A. A. Officials, *Highway Drainage Guidelines*, 4^o Edición. Washington, USA.
- AASHTO. (2006). 3.5.2 Permanent Erosion and Sediment Control Measures; Chapter 3 - Erosion and Sediment Control in Highway Construction. En A. A. Officials, *Highway Drainage Guidelines*, 4^o Edición. Washington, USA.
- AASHTO. (2006). Chapter 4 - Hydraulic Design of Culverts. En AASHTO, *Highway Drainage Guidelines*, 4^o Edición. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, USA.
- FHWA. (1988). Design of Roadside Channels with Flexible Linings. En U. D. Federal Highway Administration, *Hydraulics Engineering Circular No 15*. Washington, DC.
- FHWA. (1988). Hydraulic Design of Energy Dissipator for Culverts and Channels. En U. D. Federal Highway Administrator, *Hydraulic Engineering Circular No 14*. Washington, DC.
- FHWA. (1989). Design of Riprap Revetment. En U. D. Federal Highway Administration, *Hydraulics Engineering Circular No 11*. Washington, DC.
- García, J. C., Guzmán, W., & Pastora, D. (2015). Lineamientos Básicos de Adaptación al Cambio Climático en el Diseño de Puentes en El Salvador. *Revista Técnica DACGER, bajo el marco del Proyecto GENSAI, "Desarrollo de Capacidades de la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo (DACGER) para el Reforzamiento de la Infraestructura Pública".(1)*. San Salvador: MOPTVDU, El Salvador.
- Guevara, E. (Agosto de 2013). Curso de Socavación en Puentes. *Curso de Socavación en Puentes*. San Salvador: Universidad del Cauca, Facultad de Ingeniería Civil, Departamento de Hidráulica.
- SPOP. (2014). Lineamientos Básicos para la Adaptación al Cambio Climático en el Diseño de Puentes en El Salvador. En S. d. MOPTVDU, . San Salvador.
- USACE. (1984). Shore Protection Manual, Vol. I and II. En C. E. U.S. Army Corps of Engineers. Vicksburg, MS, USA.
- USACE. (1995). Design of Coastal Revetment, Seawalls and Bulkheads. EM11110-2-1614. En C. E. U.S. Army Corps of Engineering. Vicksburg, MS, USA.
- USDA-SCS. (1970). Drainage of Agricultural Lands. En S. C. Service, *National Engineering Handbook*. Washington, DC.



APARTADO VII

FUENTES DE CONSULTA

FUENTES DE CONSULTA Y CRITERIOS A TENER EN CUENTA EN LOS ESTUDIOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS POR PAÍS

7.1 COSTA RICA

Institución Rectora	Ministerio de Obras Públicas y Transporte (MOPT)
Miembros del Grupo Técnico Regional (GTR)	<ul style="list-style-type: none"> Antonio Romero Castro. Dirección de Puentes. Christian Fernández Camacho. Secretaría de Planificación Sectorial.
Documentos técnicos de referencia	<ul style="list-style-type: none"> <i>Diseño Hidrológico e Hidráulico de Drenajes Menores en Carreteras</i>. Tesis de grado presentada por el Ing. Ramiro Gamboa a la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica (1969). <i>Manual de Construcción para Caminos, Carreteras y Puentes</i>. Elaborado por el Departamento de Normas, Dirección General de Construcciones del Ministerio de Obras Públicas y Transporte (1983). <i>American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) Highway Drainage Guidelines</i>. Publicaciones HEC18, HEC 20 y HEC 23 de la Federal Highway Administration (FHWA).
Material cartográfico	<p>Las hojas topográficas se pueden adquirir en el Instituto Geográfico Nacional (IGN) a una escala de 1:10000.</p> <p>También, existe el Sistema Nacional de Información Territorial (SNIT), el cual es una herramienta de consulta que integra y difunde la información territorial del país. El sitio web de dicho sistema es www.snitcr.go.cr, sección visor cartográfico.</p>
Bases de datos viales	El MOPT cuenta con un Sistema de Administración de Puentes (SAEP). El sistema guarda los registros históricos de daños en puentes.
Instrumentación hidrológica e hidrométrica	La mayor y más completa red de instrumentación es administrada por el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE). También, el Instituto Meteorológico Nacional (IMN) y de la Universidad de Costa Rica (UCR).
Información hidrológica disponible	<p>Los registros hidrológicos pueden ser adquiridos en el ICE, IMN o la UCR a través de solicitud oficial o convenio, en el caso de instituciones públicas, o se deben comprar, en el caso de empresas consultoras.</p> <p>Cabe resaltar, que el ICE cuenta con información en bruto e información analizada o subproductos. La información es estratégica y utilizada para fines hidroeléctricos.</p>
Metodología para el análisis hidrológico	<p>No se tiene establecido una metodología concreta para el cálculo de los caudales máximos. Se pueden seguir las recomendaciones, métodos y aplicaciones informáticas que se indican en publicaciones específicas para el cálculo de caudales máximos en cuencas naturales, siempre y cuando se haga referencia a la bibliografía utilizada.</p> <p>El consejo Nacional de Vialidad de Costa Rica (CONAVI) recomienda, en especial, los documentos de libre acceso HEC y HDS, publicados por la Administración Federal de Carreteras (FHWA), Departamento de</p>

	<p>Transportes de los Estados Unidos e Instituto Nacional de Carreteras (NHI), disponibles en la página web www.fhwa.dot.gov. Aunque se debe tener en cuenta que estos documentos técnicos incluyen asuntos que no aplican para Costa Rica.</p> <p>En el caso del uso de la fórmula racional, CONAVI en sus términos de referencia, solicita para cuencas menores que 2.5 km² (250 Ha). Para el MOPT, este límite puede variar y ser mayor, siempre y cuando los resultados obtenidos sean debidamente justificados y considerados como válidos por la institución.</p> <p>En caso de utilizarse un modelo físico o matemático, se deberá indicar claramente todos los datos de entrada, el tipo de modelo utilizado y la información de salida, así como las limitaciones del programa. La Unidad Supervisora del Contrato debe ser capaz de realizar nuevamente todas las corridas de los modelos con fines de verificación.</p> <p>COEFICIENTES DE ESCORRENTIA</p> <p>Se deberá tener en cuenta y analizar la geología y cobertura vegetal de cada cuenca para la asignación de un coeficiente de escorrentía al terreno. El valor asignado deberá ser debidamente justificado, indicando el procedimiento por medio del cual se llega a cada resultado.</p> <p>Para cada cuenca, deberá tabularse el área de ésta, el valor ponderado del coeficiente de escorrentía, la intensidad y los tiempos de concentración.</p> <p>Valores recomendados de coeficientes de escorrentía pueden encontrarse en el documento <i>Diseño Hidrológico e Hidráulico de Drenajes Menores en Carreteras</i>.</p> <p>La avenida de diseño se determinará ya sea con base en el análisis de las tormentas máximas registradas en la cuenca o en la región, y trasladadas a la cuenca en estudio.</p>
Consideraciones debidas a variaciones en el patrón de lluvias en los análisis hidrológicos	No se especifican de manera puntual. Pero se deberá considerar, de manera especial, los registros meteorológicos excepcionales debido a eventos como tormentas o huracanes que han sido representativos.
Metodología para el análisis hidráulico (Fuente CONAVI)	Para cada estructura a diseñar, se deberá definir un área tributaria hasta el punto donde se ubica la obra proyectada. En el caso de alcantarillados pluviales, cada aporte de aguas al sistema (por ejemplo cada tragante), deberá analizarse como una cuenca adicional que llega al punto donde se da el aporte.

DRENAJE MAYOR Y DRENAJE MENOR

La distinción entre drenajes mayores y menores de acuerdo al caudal de diseño, de la siguiente forma:

Drenajes mayores: estructuras de paso de la vía sobre cauces de agua cuyo caudal de diseño, sea superior a $15 \text{ m}^3/\text{s}$.

Drenajes menores: dentro de este grupo se incluyen alcantarillados pluviales, caños, cunetas y los pasos de alcantarilla bajo la vía, que cuentan con un caudal inferior a $15 \text{ m}^3/\text{s}$.

PREMISAS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE PERIODOS DE RETORNO

El diseño hidráulico de los drenajes mayores se realiza para los caudales pico estimados en el sitio en estudio utilizando un período de retorno de 100 años, mientras que el de los drenajes menores transversales a la vía será utilizando uno de 50 años.

En el caso de los drenajes menores longitudinales a la vía, se realizarán utilizando un período de retorno de 25 años.

Existe la posibilidad de que el consultor considere apropiado utilizar un valor distinto para determinado análisis o tipo de estructura, pero deberá justificarlo, de modo que la Unidad Supervisora del Contrato dé el visto bueno para poder utilizar el que propone.

Para los drenajes mayores, deberá realizarse una revisión del comportamiento de la estructura propuesta para un caudal pico de 500 años, a pesar que el diseño será, según se indicó, para el período de retorno de 100 años.

DRENAJE MAYOR

Previo al diseño, deberán realizarse los siguientes análisis para los cauces de agua de los drenajes mayores:

- Análisis morfológico del cauce. Estabilidad horizontal y vertical. Pueden incluirse en el análisis fotografías aéreas históricas.
- Estudio de secciones transversales y del perfil longitudinal.
- Pendiente media del cauce principal (longitud y elevación del inicio y final del cauce con mayor longitud dentro de cada cuenca).
- Índice de sinuosidad.
- Respuesta del cauce ante las modificaciones proyectadas en el cauce.
- Cobertura vegetal y uso del suelo.
- Descripción general de la geología. Análisis de materiales en lechos y bancos. Además de la granulometría.

- Capacidad de arrastre de sedimentos y análisis de socavación.
- Condiciones hidráulicas del cauce, caudal y cota de la avenida máxima de diseño para el período de retorno utilizado.
- Historial de inundaciones.

En cuanto a la metodología de diseño, no está definida una en particular que deba utilizarse. Aunque debe realizarse e incluir dentro de la memoria de cálculo, de acuerdo a un criterio razonado y documentado, todos los estudios hidráulicos necesarios para el dimensionamiento y ubicación, tanto en planta como elevación, de las estructuras para manejo de aguas pluviales por construir. Esto se deberá realizar a partir de los caudales de diseño respectivos para cada estructura, utilizando el período de retorno indicado en cada caso, e incluyendo la revisión de todas las estructuras existentes por conservar.

Para el diseño de las estructuras para el paso de aguas transversales a la vía, se deberá acatar lo establecido en la última versión de la circular HDS-5, denominada “Hydraulic Design of Highway Culverts”, es decir, diseño hidráulico de pasos de alcantarilla en carreteras. Documento de libre acceso, emitido por la Administración Federal de Carreteras (FHWA), Departamento de Transportes de los Estados Unidos e Instituto Nacional de Carreteras (NHI) y se puede ubicar en la página web de dicha entidad (www.fhwa.dot.gov).

La pendiente del conducto por construir deberá coincidir con la del cauce que contiene el flujo de agua que pasará bajo la vía. Deberán tomarse las medidas correspondientes para protección contra socavación, tanto a la entrada como a la salida del conducto y éste no podrá tener cambios de dirección. Las transiciones de entrada y salida (cabezales) deberán ser los apropiados según las condiciones del sitio donde se colocará la estructura.

También, las estructuras para el paso de agua bajo la vía deberán consistir de un solo conducto y por tanto, no se permitirán baterías de alcantarillas. Se exceptúan casos muy específicos, según la importancia de la vía, pero será necesario hacer una consulta previa y obtener la aprobación por parte de la Unidad Supervisora.

DRENAJE MENOR

Estas estructuras deberán transportar el flujo hasta un cuerpo de agua receptor y de forma que no se generen fenómenos erosivos. En el caso que existan pendientes pronunciadas, la canalización deberá realizarse mediante estructuras reductoras o disipadoras de energía.

Algunas premisas para el diseño de drenajes menores, que pueden variar dependiendo del proyecto a realizarse son:

- El diámetro mínimo para tuberías entre pozos de registro o

	<p>cabezales, así como en pasos bajo la carretera, será de 80 cm. Entre tragantes y pozos, esta podrá ser de 60 cm de diámetro. Para sistemas de alcantarillado pluvial donde todas las entradas de agua sean mediante tragantes con rejillas o varillas separadas 10 cm entre sí, se podrán utilizar tuberías de 60 cm de diámetro incluso entre pozos, siempre que su capacidad lo permita. Las tuberías existentes, en el área por intervenir, que no cumplan con estos diámetros, deberán ser sustituidas.</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Los conductos cerrados que se diseñen con alguna metodología que solamente sea aplicable para trabajar como canal abierto, deberán tener un tirante hidráulico máximo de 0,75 veces el diámetro de la tubería. ■ Para el diseño de los pasos de alcantarilla transversales a la vía y alcantarillados en general, se deberá cumplir con las especificaciones indicadas en los documentos de libre acceso denominados HDS-04 (“Introduction to Highway Hydraulics”), HDS-5 (“Hydraulic Design of Highway Culverts”), HEC-22 (“Urban Drainage Manual”), todos de la Administración Federal de Carreteras (FHWA), Departamento de Transportes de los Estados Unidos e Instituto Nacional de Carreteras (NHI), disponibles en la página web www.fhwa.dot.gov. Como complemento a lo indicado en dicho documento y para facilitar el proceso de cálculo, se pueden utilizar herramientas acordes con esa metodología, como el modelo computacional “Culvert Master” y el “HEC-RAS”. Esto incluye alcantarillas de cualquier tipo de sección transversal, ya sea circular, rectangular, en arco, entre otros. ■ En la medida de lo posible, cuando sea viable utilizar varias opciones de estructuras transversales para el paso de aguas bajo la vía, se deberá escoger la que presente menos posibilidad de obstruirse con materiales que arrastre el agua. Es preferible una sola alcantarilla de mayor diámetro que varias de menor sección pero con la misma capacidad hidráulica. ■ El recubrimiento mínimo sobre la corona de las tuberías por colocar, deberá cumplir con lo especificado por el fabricante de la tubería, según el tipo de tubo y el tipo de cama y relleno propuestos. Para justificar el recubrimiento mínimo, se deberá adjuntar la especificación utilizada, o como mínimo se utilizará una profundidad de 60 cm para el caso de tubería reforzada clase III que cumpla con la norma C-76. En casos donde lo anterior no se pueda cumplir, deberá diseñarse una protección de concreto armado para el tubo, demostrándose que tendrá la resistencia apropiada para las cargas a que será sometida a esa profundidad. Si fuera el caso que la tubería debe colocarse a menos de 20 cm de la losa de protección propuesta, el diseño deberá contemplar tal situación, protegiendo la mitad superior de la tubería con una estructura de concreto reforzado debidamente diseñada. ■ Todos los puntos bajos de las vías por mejorar deberán tener solución pluvial mediante estructuras apropiadas, debidamente
--	---

	<p>diseñadas hasta el sitio de desfogue, el cual debe ser un cauce que tenga capacidad para recibir el vertido.</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Las estructuras para manejo de aguas pluviales (cajas, pozos, tragantes, cabezales) se deberán construir en concreto armado. ■ En el dimensionamiento de las obras y elección de su tipología, se tendrán en cuenta criterios hidráulicos y estructurales. En general, para pasos transversales a la vía, se aceptarán baterías de alcantarillas únicamente en casos especiales debidamente justificados, ya que se busca que la sección hidráulica de las estructuras tenga la menor cantidad de divisiones, con el fin de evitar posibles obstrucciones por los materiales que arrastren los cauces analizados. Así, para el paso de determinado caudal, se deberán utilizar alcantarillas de mayor diámetro o dimensiones, en lugar de varias de menor sección con la misma capacidad. ■ En los sitios donde la infraestructura de la vía intercepte la escorrentía del terreno natural en la coronación de un corte, en bermas y pies de taludes o de muros, así como en los sitios donde se considere necesario, se proyectarán cunetas de concreto reforzado con un espesor mínimo de 10 cm. ■ La sección hidráulica de las cunetas de concreto reforzado deberá diseñarse de acuerdo a la capacidad requerida de acuerdo a los caudales que se requiera transportar en cada tramo. La pendiente de las paredes de cada sección de cuneta por utilizar, deberá cumplir con lo indicado en los estándares correspondientes. ■ En sectores donde las condiciones de estabilidad y capacidad soportante del terreno lo permitan, se podrán construir cunetas de concreto simple, siempre y cuando se justifique apropiadamente. ■ La pendiente mínima, en sentido longitudinal, de las cunetas y caños, será del 0.3 %, excepto en las cunetas con caudales de diseño superiores a 5 m³/s, las cuales deberán estudiarse especialmente. ■ Toda la escorrentía superficial deberá canalizarse de modo que llegue a un cauce natural que se demuestre que tiene capacidad apropiada. No se podrán utilizar pozos o zanjas de infiltración. ■ No se permitirá el derrame de las aguas superficiales de la vía directamente sobre los taludes de relleno. Estas deberán ser conducidas mediante el uso de bordillos, cunetas u otros, hasta los puntos de descarga debidamente diseñados, con protecciones contra erosión y en caso necesario, con disipadores de energía, para un manejo apropiado de las velocidades. ■ En caso que en el sitio del proyecto existan obras para drenaje menor, se debe presentar inventario de todas, con el fin de conocer su ubicación y características hidráulicas y estructurales, haciendo distinción entre aquellas que sean susceptibles de ser aprovechadas y las que deban ser sustituidas por otras de mayor capacidad hidráulica. ■ Para las estructuras existentes que se encuentren en buen estado y cumplan con diámetros mínimos y demás premisas de diseño, se
--	--

	<p>deberá verificar si sus capacidades hidráulicas son suficientes para evacuar el caudal de la avenida de diseño, considerando los resguardos correspondientes, con el fin de estimar si procede su sustitución.</p>
Consideraciones para la protección de las obras	<p>Se deberá diseñar todas aquellas obras de protección necesarias para prevenir la erosión en los cauces que atraviesan la vía o en donde se descargan las aguas pluviales del proyecto, incluyendo las estructuras necesarias para desfogue.</p> <p>Además, es necesario calcular siempre el nivel del agua y la velocidad a la salida de las alcantarillas transversales a la vía, con el fin de verificar si es necesario proponer obras para protección contra erosión. La velocidad máxima permisible para diseño a tubo lleno será de 5 m/s. La velocidad mínima la define la fuerza tractiva, cuyo valor mínimo es de 0.1 kg/m².</p> <p>Cuando se requiera realizar el desfogue de aguas pluviales del área del proyecto, se deberá cumplir con lo que se establece en la Ley General de Caminos Públicos (Ley No. 5060), Artículo 20: <i>“...Todos los poseedores de bienes raíces, por cualquier título, están obligados a recibir y dejar discurrir dentro de sus predios, las aguas de los caminos cuando así lo determine el desnivel y, cuando sus fundos estén inmediatos a los desagües de un camino, deberán mantener estos desagües limpios, en perfecto estado de servicio y libres de obstáculos...”</i>.</p> <p>En el caso de construir disipadores de energía, la velocidad de salida del agua debe ser la apropiada, además de su diseño estructural y el de su cimentación, de modo que se garantice que el terreno tendrá la capacidad soportante apropiada para la estructura y no exista posibilidad de deslizamiento, agrietamiento o de sufrir cualquier otro tipo de daño a lo largo de su vida útil. Para el diseño de estas estructuras, es necesario acatar lo indicado en el documento HEC-14 (“Hydraulic Design of Energy Disipators for Culverts and Channels”).</p> <p>En el caso de las escolleras, se debe indicar y justificar el diámetro mínimo de las rocas por colocar, la densidad de las rocas, el espesor de la protección, pendiente máxima y el área, debidamente acotada, a lo largo de la cual se deben colocar. Además, debe indicarse si es necesario colocarlas con mortero e indicar cualquier otro aspecto necesario para su correcta construcción.</p> <p>En lo que aplique, deberá utilizarse lo indicado en los documentos correspondientes del Departamento de Transportes de los Estados Unidos e Instituto Nacional de Carreteras (NHI), disponibles en la página web www.fhwa.dot.gov, tales como el HEC-11 (“Design of Riprap Revetment”) y HEC-20 (“Stream Stability at Highway Structures”).</p>

	<p>SOCAVACIÓN</p> <p>Para la evaluación de las condiciones de socavación en cada uno de los cauces analizados, tanto por sus condiciones propias, como por la colocación de las estructuras propuestas, se puede utilizar la metodología de la Administración Federal de Carreteras (FHWA) del Departamento de Transportes de los Estados Unidos, con el apoyo de programas computacionales. En lo que aplique, se recomienda atender lo indicado en el documento HEC-18 (“Evaluating Scour at Bridges”).</p> <p>Del análisis de la socavación, se elaborará el perfil socavado del cauce superpuesto sobre el perfil original (antes de la socavación estimada), incluyendo la ubicación de las estructuras propuestas (bastiones, pilas, cimentaciones) con el objeto de determinar su efecto y sea posible el ajuste de la profundidad de desplante recomendada para fundaciones, o en su defecto, cambiar la posición de la estructura propuesta.</p> <p>En las estructuras que no se considere necesario realizar este tipo de análisis, deberá justificarlo debidamente a la unidad supervisora.</p>
Otras consideraciones	<p>El profesional a realizar los estudios deberá tener al menos 5 años de experiencia demostrada en trabajos varios relacionados con estas áreas y al menos 10 trabajos de análisis hidrológico de cuencas con áreas mayores a 10 km², donde se haya efectuado modelado hidrológico o algún tipo de análisis mediante hidrogramas y traslados de información entre cuencas. En cuanto al área de hidráulica, deberá tener conocimiento en el uso de modelos hidráulicos como HEC-RAS o similares. Esto puede variar en función del tipo de proyecto.</p> <p>En caso de encontrarse alguna diferencia de criterio entre lo que se indique en una especificación extranjera con respecto a una nacional que sea de uso oficial, se deberá aplicar lo establecido por esta última, siempre que aplique exactamente para el caso en estudio.</p>

7.2 EL SALVADOR

Institución Rectora	Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano (MOPTVDU)
Miembros del Grupo Técnico Regional (GTR)	<ul style="list-style-type: none"> ■ Emilio Ventura. Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo (DACGER). ■ Aníbal Henríquez. Dirección de Planificación de la Obra Pública (DPOP).
Documentos técnicos de referencia	<ul style="list-style-type: none"> ■ <i>American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) Highway Drainage Guidelines.</i> ■ <i>Lineamientos básicos de adaptación al cambio climático en el diseño de puentes en El Salvador</i>
Material cartográfico	Los cuadrantes topográficos a escala 1:50000 y 1:25000, las hojas altimétricas y fotografías aéreas se pueden adquirir en el Instituto Geográfico y del Catastro Nacional del Centro Nacional de Registros.

	<p>En la dirección electrónica mapas.snet.gob.sv se encuentra un visor de mapas de El Salvador suministrados por el servicio geológico, el servicio hidrológico y el servicio meteorológico con información de referencia útil en la etapa de planificación de proyectos de carreteras.</p> <p>En el caso de que el proyecto se ubique en San Salvador, la Oficina de Planificación del Área Metropolitana de San Salvador (OPAMSS) cuenta con información de referencia.</p>
Bases de datos viales	El MOP cuenta con una base de datos de la infraestructura vial del país conocido como Sistema de Gestión Vial de El Salvador (SIGESVIES) en donde se puede encontrar los tipos de alcantarillas para el drenaje mejor, tipo de rodadura de la vía, canaletas entre otros, además existe un Sistema de Administración de Puentes (SAP).
Instrumentación hidrológica e hidrométrica	La red de instrumentación es administrada por la Dirección General del Observatorio Ambiental (DGOA, conocida anteriormente como sistema nacional de estudios territoriales, SNET) del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales. La red de monitoreo hidrológico así como la ubicación de las estaciones meteorológicas se puede consultar en el sitio web: www.snet.gob.sv
Información hidrológica disponible	<p>En el sitio www.snet.gob.sv en la sección “hidrología” es posible consultar la ubicación, tipo y estado de las estaciones hidrométricas o hidrográficas del país. Además, se cuenta con un historial de inundaciones que data desde 1921 en diferentes puntos de El Salvador.</p> <p>Tanto los datos de lluvia como los hidrométricos deben comprarse en las oficinas de la Dirección General del Observatorio Ambiental del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.</p> <p>Es de hacer notar que la única estación que cuenta con intensidades registradas durante los últimos 20 años es la estación Aeropuerto de Ilopango, por lo que contiene mediciones representativas de los eventos extraordinarios, tormentas tropicales y huracanes, ocurridos durante ese período.</p>
Metodología para el análisis hidrológico	<p>DELIMITACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA</p> <p>En los planos dispondrán de la toponimia y curvas de nivel suficientes para que se observe el correcto trazado de las divisorias, estos planos se deberán presentar en una escala adecuada de 1:25,000 o 1:10,000 o mayor, según sea el caso, en formato digital donde se visualice la delimitación de las diferentes cuencas y/o subcuencas del proyecto, conteniendo las respectivas curvas de nivel. No se aceptan esquemas simples de la delimitación de las cuencas y/o subcuencas.</p> <p>De cada cuenca se debe obtener las características físicas necesarias para el cálculo de los caudales en ella generados, realizándose los cuadros resumen necesarios donde se especifique, al menos, las siguientes características de cada cuenca.</p>

- Nomenclatura
- Obra de drenaje prevista (indicar dimensiones si hay obras de drenaje existentes con su estacionamiento).
- Superficie de la cuenca desde el punto donde comienza la cuenca hasta el punto de cruce con la vía en km², indicar en porcentaje la relación del área de influencia de la cuenca con respecto a la superficie total de la misma.
- Longitud de la cuenca siguiendo el recorrido más largo posible de la escorrentía.
- Desnivel entre la cabecera de la cuenca y el punto de incidencia en el trazo
- Pendiente media resultante.
- Estacionamiento del punto de incidencia con el trazo con la cuenca
- Distintos usos de la tierra, especificando su incidencia en el total de la cuenca

DATOS HIDROLÓGICOS

Se debe tener especial cuidado cuando se empleen curvas de Intensidad – Duración –Frecuencia (IDF) de estaciones meteorológicas que no tengan datos de eventos extremos. Se deberán incorporar y tomar en cuenta los datos de las intensidades de lluvia registradas de eventos extraordinarios, en el período comprendido de 1998 al 2012, entre los que se tienen: huracán MITCH, tormenta tropical Stan y Agatha, Depresión Tropical 12-E, sin limitarse a ellos.

A partir de los datos de precipitaciones diarias máximas se recomienda realizar las gráficas de frecuencia de precipitaciones máximas en los distintos meses del año para cada estación seleccionada.

Para este proceso, se pueden emplear los datos recopilados en las estaciones pluviométricas seleccionadas, generando las series de precipitaciones máximas en 24 horas, con indicación del año y mes de ocurrencia, sobre las que se aplicarán las distribuciones de Gumbel.

Se recomienda realizar un cuadro resumen con las estaciones tratadas y las precipitaciones máximas adoptadas en ella para los distintos períodos de retorno (5, 10, 25, 50, 100 y 500 años).

COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

El coeficiente de escorrentía de cada cuenca se determina en función de la vegetación, tipo de cultivo y tipo de suelo de la misma, se debe especificar la metodología empleada para tal efecto o la fuente de la información. Dicho coeficiente debe considerar los usos del suelo definido en el plan de desarrollo territorial de la zona de influencia.

	<p>CALCULO DE CAUDAL</p> <p>Para el cálculo de los caudales generados por las cuencas se deben seguir métodos ya contrastados.</p> <p>Para el cálculo de caudales máximos en cuencas naturales, con una superficie inferior a 1.5 km², se puede utilizar el Método Racional, mientras que para superficies mayores se aplicarán otros métodos disponibles en software especializados para modelación de cuencas hidrográficas.</p> <p>Para la utilización de software de modelación de cuencas hidrográficas se deberá incluir un resumen del procedimiento de cálculo realizado por dicha aplicación, mostrando las pantallas de entrada de manera que se puedan ver los datos base de entrada y salida (inputs - outputs del software) utilizados para el cálculo, con la respectiva descripción y análisis de los parámetros empleados en el proceso.</p>
Consideraciones debidas a variaciones en el patrón de lluvias en los análisis hidrológicos	<p>Aunque la causa principal no es la variación en el patrón de lluvias del país, en el análisis hidrológico debe considerarse un aumento del 30% al 40% en las intensidades de lluvia, si se trabaja con las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) propias para El Salvador, que no hayan sido actualizadas hasta la fecha.</p>
Metodología para el análisis hidráulico	<p>PERIODOS DE RETORNO PARA EL DISEÑO DE LAS OBRAS DE DRENAJE</p> <p>Cunetas y obras de drenaje longitudinal : 20 años Alcantarillas circulares ≤ 1.5 m : 25 años Alcantarillas cajón y circulares mayores a 1.5 m : 50 años Puentes de longitudes menores a 10 m : 100 años Puentes de longitudes mayores a 10 m: 200 años Estimación de la socavación en puentes: 500 años</p> <p>METODOLOGIA DE DISEÑO</p> <p>Dentro de sus actividades deberá, sin limitarse necesariamente a ello, se debe realizar lo siguiente:</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Revisar la capacidad hidráulica y las condiciones de flujo de las obras de drenaje existentes. Para la revisión de cada obra existente, así como para el diseño de cada obra nueva, deberá utilizar, el método de la FHWA, con control de entrada y salida revisándose la capacidad de la tubería, los niveles de agua a la entrada y la salida y la velocidad en el cauce a la entrada y salida. ■ Las obras existentes pequeñas deberán ser revisadas como alcantarillas (culverts y box culverts), es decir, deben ser calculadas mediante control de entrada o de salida, solamente.

Se deberá presentar una matriz, con el listado de todas las obras hidráulicas de drenaje menor y mayor existentes y realizar un inventario consolidado que indique con claridad la intervención de cada una de las obras listadas. Indicando si satisface o no los requerimientos de capacidad hidráulica, de funcionamiento y su intervención propuesta.

DRENAJE MENOR

Se determinarán las características físicas y de flujo de los cauces, los caudales por evacuar y la sección hidráulica que deben tener las tuberías. Como norma general, se utilizará para tuberías un diámetro mínimo de 91 cm (36"), por facilidad de mantenimiento; además se estudiarán diferentes alternativas del material a utilizar (concreto, metal, pvc, etc.), evaluándolas con criterio técnico-económico.

Se conservarán las tuberías existentes con un diámetro menor de 91 cm (36") que se encuentren en buenas condiciones estructurales y que no hayan excedido su capacidad hidráulica y posean el recubrimiento (colchón) mínimo.

También, se evaluará las tuberías existentes, para determinar su condición física actual y la de sus diferentes dispositivos de entrada y salida, determinando también su capacidad actual y necesidades futuras. De ser necesario, se diseñarán las ampliaciones y/o modificaciones necesarias a cada estructura en particular.

Para el drenaje superficial, se procurará diseñar una red o conjunto de redes que permita evacuar la escorrentía superficial de la plataforma de la carretera y de los márgenes que viertan hacia ella, mediante un sistema de cunetas (entiéndase cualquier sistema de estructuras de drenaje) en régimen libre. Para el diseño de la red se tendrán en cuenta los criterios que respecto a la tipología de elementos y características de los mismos se definen en la norma AASHTO de Drenaje.

Para el drenaje subterráneo, se proyectará elementos de drenaje longitudinal para intercepción de las corrientes subterráneas en las zonas de corte ejecutado en laderas de pendientes fuertes, y en general, en cualquier otra zona de la plataforma en la que se prevea que la escorrentía subterránea pueda afectar a las capas que constituyen la base o subbase de la estructura del pavimento. Asimismo, puede ser necesario un drenaje profundo en los casos que no sea suficiente el drenaje longitudinal y el transversal no esté a la cota conveniente.

También, se proyectará subdrenes donde sea necesario siguiendo los estándares actuales de AASHTO y FHWA. El uso de geosintéticos se considerará donde sea técnica y económicamente factible.

	<p>Con respecto al drenaje transversal, se diseñarán las obras necesarias para recibir y descargar adecuadamente las aguas, mediante una comprobación del régimen hidráulico de funcionamiento de cada una de ellas, con el fin de determinar si la sección existente es suficiente para el manejo del caudal de cálculo de la cuenca a la que sirven. Estos requerimientos serán aplicables tanto para las obras nuevas como para las existentes.</p> <p>Las aletas y cabezales, así como los cauces revestidos, se proyectarán de concreto, ya sea simple o armado, según su dimensionamiento lo amerite. El uso de mampostería de piedra se limitará a los casos en los que se tenga disponibilidad y facilidad de explotación de piedra en el sitio de la obra.</p> <p>DRENAJE MAYOR</p> <p>Para los diseños finales de las estructuras de Drenaje Mayor, alcantarillas tipo cajón y bóvedas, se deberá utilizar los parámetros de diseño indicados en las especificaciones de las normativas LRFD “Bridge Design Specifications” Edición 2004 de AASHTO, o versiones más recientes.</p> <p>Para el caso de puentes, considerar un factor de seguridad para el tirante hidráulico resultante del análisis hidráulico-hidrológico. Al tirante resultante debe sumársele una distancia de 1.50 metros para regiones montañosas, y 1.00 metro para zonas de planicie. El incremento en el tirante hidráulico obedece a los excesivos caudales de agua en ríos, transporte de escombros, acumulaciones de material azolvado, entre otros.</p>
Consideraciones para la protección de obras	<ul style="list-style-type: none"> ■ Se deben hacer los estudios de socavación para los puentes e indicar las recomendaciones para las obras de protección aguas arriba y aguas abajo, en las aproximaciones, estribos y pilas, requeridas para cada obra de drenaje. ■ La longitud de los puentes debe ser igual o mayor al cauce del río para evitar los problemas de socavación por contracción ■ Se deben proyectar estructuras de control de erosión donde los esfuerzos cortantes que causen erosión aguas arriba o aguas abajo de las obras de drenaje. Estas estructuras de control de erosión pueden ser defensas ribereñas, dissipadores de energía, pozas de disipación, rampas de roca, protección de pilares de puente, entre otros. ■ Para la selección del método de control de erosión se debe tomar en cuenta los materiales disponibles en el área del estudio o en el país, tipo de mantenimiento requerido, mano de obra disponible, costos unitarios, etc. Se deben comparar los costos y factibilidad técnica de varios métodos de control de erosión para la selección final del material a emplear. Los métodos de control de erosión pueden ser, aunque no están limitados a: enrocados, gaviones, geosintéticos

	<p>(“geosynthetics”), celdas celulares confinadas (geoceldas o equivalentes), técnicas biotecnológicas de control de erosión.</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Debe considerarse el estudio del comportamiento del flujo del río en las zonas próximas al sitio de emplazamiento probable de los puentes, esto con el objeto de proponer obras de protección para los estribos y aproximaciones del puente ante el impacto del flujo. La protección debe darse desde los costados de los estribos siguiendo sobre las márgenes del río, una distancia de por lo menos 0.5 veces la longitud total del puente, tanto hacia aguas arriba como aguas abajo. La protección puede hacerse de muros gaviones, o cualquier otro sistema que brinde las condiciones de protección necesarias según el tipo y dirección de flujo. ■ Para los estribos y aletones, deben considerarse obras de protección y drenaje para canalizar las aguas que llegan desde las vías hacia el puente. ■ Dependiendo de la disposición de los aletones respecto de los estribos, para los costados de los mismos puede dejarse una zona de protección de 2 veces el ancho del puente a cada costado del mismo o 1.5 veces el ancho del puente más aletones de sus estribos (el mayor de ambos), y para las márgenes de los ríos puede dejarse una distancia de por lo menos 2 veces la longitud total del puente hacia dentro de los terrenos.
--	--

7.3 GUATEMALA

Institución Rectora	Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda
Miembros del Grupo Técnico Regional (GTR)	<ul style="list-style-type: none"> ■ Cesar Augusto Castillo Morales ■ Juan Carlos Galindo. ■ Dionisio Villegas Cansinos. ■ Víctor Vinicio Barrios. Dirección General de Caminos (DGC).
Documentos técnicos de referencia	<ul style="list-style-type: none"> ■ AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Official). Drainage Manual. ■ Manual de Carreteras de Hidrología, Hidráulica y Drenajes de Perú. ■ Manual de Drenajes para Carreteras de Colombia. ■ Ingeniería de Caminos Rurales. Guía de campo para las mejores prácticas de Gestión de Caminos Rurales. ■ Recomendaciones para el proyecto y construcción de drenaje subterráneo en obras de carretera. ■ Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras y Puentes, 2001.
Material cartográfico	<p>Las hojas topográficas son escala 1:50000 son distribuidas por el Instituto Geográfico Nacional “Ing. Alfredo Obiols Gómez, dependencia del Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación. Sitio web: www.ign.gob.gt.</p> <p>Mapas de amenaza sísmica y deslizamientos, mapa base de cuencas y ríos, mapa geológico de Guatemala y otro tipo de cartografía se puede consultar en el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH). Sitio web: www.insivumeh.gob.gt.</p> <p>También, se pueden consultar mapas de zonas inundables y de deslizamiento en la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres (CONRED). Sitio web: www.conred.gob.gt.</p> <p>Por último, en el sitio web de la Secretaría de Planificación y Programación de la Presidencia (SEGEPLAN) puede encontrarse el Sistema Nacional de Información Territorial (SINIT) el cual cuenta con un geoportal que permite el acceso a un conjunto de recursos y servicios relacionados con la información espacial del país. El sitio web de consulta es www.segeplan.gob.gt, sección “Sistemas en Línea” /Sistema Nacional de Información Territorial (SINIT).</p>
Bases de datos viales	<p>Las oficinas de la DGC que cuentan con datos de inventarios viales son:</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Departamento de Ingeniería de Tránsito, DPE, de la División de Planificación y Estudios. ■ División de Mantenimiento por Administración ■ También cuenta con base de datos viales, la Unidad Ejecutora de

	Conservación Vial (COVIAL)
Instrumentación hidrológica e hidrométrica	<p>Las instituciones que poseen instrumentación son el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), Instituto Nacional de Electrificación (INDE), Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación (MAGA), Empresa Municipal de Agua (EMPAGUA).</p> <p>En el sitio www.insivumeh.gob.gt puede consultarse la ubicación de las estaciones meteorológicas y la red hidrométrica del país de INSIVUMEH. Además, de información hidrológica del país.</p>
Información hidrológica disponible	<p>La información hidrológica se obtiene a través de una solicitud de datos a las instituciones mencionadas en la sección anterior. Excepto la información de INDE, la cual tiene un costo económico.</p> <p>En el caso de INSIVUMEH, institución nacional pública, cuenta con datos diarios de lluvias, la cobertura es entre 10 y 86 años, dependiendo de la estación meteorológica.</p> <p>En cuanto a series de caudales máximos instantáneos, entre 10 y 40 años, depende de la estación hidrométrica. No es extraño encontrarse con series de tiempo incompleta debido a exterioridades que han afectado el registro de datos.</p>
Metodología para el análisis hidrológico	<p>La metodología que se utiliza para el análisis hidrológico es a discreción de los consultores contratados por la DGC. Siempre y cuando justifiquen de manera adecuada sus resultados.</p> <p>En el caso de que utilicen el método racional, la DGC les limita su aplicación a cuencas menores a 1 km² (100 Ha).</p> <p>Algunas consideraciones para la determinación del caudal de diseño llevadas a cabo en la práctica son:</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ El periodo de retorno está en función de la vida útil de la carretera para el caso de diseño de drenaje menor y para el diseño de estructuras de drenaje mayor. Para puentes el periodo de retorno es de 500 años. ■ Importancia de la obra. ■ La calidad y confiabilidad de la información base, como las curvas IDF. ■ Se determinan los caudales para eventos asociados a diferentes periodos de retorno, incluido el caudal asociado al periodo de retorno de diseño.
Consideraciones debidas a variaciones en el patrón de lluvias en los análisis hidrológicos	<p>Actualmente no se hace ninguna consideración de variaciones en el patrón de lluvia por parte de la DGC. INSIVUMEH, institución que administra la mayor parte de los datos hidrometeorológicos del país, está en un proyecto de determinar los posibles cambios en el clima a futuro.</p>

<p>Metodología para el análisis hidráulico</p>	<p>El criterio utilizado para la distinción de drenaje mayor y drenaje menor está establecido de acuerdo a los criterios establecidos por la AASHTO. Drenaje menor, cunetas, contracunetas y alcantarillas hasta un diámetro de 182.88 cm (72"). Drenaje mayor: bóvedas y puentes. La frontera entre los dos tipos ha sido cuestionada por los consultores externos debido a que no se cuenta con una normativa oficial o una guía como este manual.</p> <p>PERIODOS DE RETORNO</p> <p>Valores recomendados de frecuencia de tormentas, referidos como periodos de retorno, adoptados por Guatemala de acuerdo a las normas aplicadas y experiencia:</p> <p>Drenaje mayor: 500 años (DGC); 100 años (consultores externos). Drenaje menor: 30 años.</p> <p>La metodología generalmente utilizada para el análisis hidráulico en la DGC, sigue los siguientes pasos:</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Establecer el periodo de diseño. ■ Análisis de la cuenca tributaria. ■ Cálculo de la intensidad de lluvia. ■ Calcular caudal (Método Racional, hidrograma unitario sintético SCS, otros). ■ Definición del Caudal de Diseño. ■ Determinación de las dimensiones de la estructura de drenaje. <p>Para los requerimientos mínimos de las estructuras, la DGC cuenta con el libro de Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras y Puentes, versión 2001. En Guatemala, es conocido como el Libro Azul de Caminos.</p>
<p>Consideraciones para la protección de obras</p>	<p>A partir de los estudios básicos de topografía, hidrología, geología, geotecnia, hidráulica, ingeniería de detalle para el diseño de la carretera, se establecen si se requiere protecciones adicionales o especiales. Si se requieren, los materiales deben cumplir con las especificaciones del Libro Azul de Caminos.</p> <p>En los TDR se indican las consideraciones para la protección de obras, si se requieren. Estas consideraciones se derivan de los estudios de prefactibilidad y factibilidad, o evaluaciones previas realizadas por la DGC.</p> <p>Para las obras de protección en canales de ríos, la Asesoría Técnica de Ingeniería de Ríos de la DGC, trabaja en la elaboración de un manual para el tratamiento de estos cauces y especificaciones para agregarlas al Libro Azul de Caminos.</p>

7.4 HONDURAS

Institución Rectora	Dirección General de Obras Públicas de la Secretaría de Infraestructura y Servicios Públicos (INSEP).
Miembros del Grupo Técnico Regional (GTR)	<ul style="list-style-type: none"> ■ Gustavo Ramón Suazo ■ Dénea Larissa Trejo ■ Hugo Fernando Martínez ■ Departamento de Obras Hidráulicas (INSEP)
Documentos técnicos de referencia	<ul style="list-style-type: none"> ■ Manual de diseño y procedimientos de construcción de obras hidráulicas. (1998) Yoshihiro Takemoto. ■ Manual de Carreteras de Hidrología, Hidráulica y Drenajes de Perú. ■ Manual de Drenajes para Carreteras de Colombia. ■ Manual de Carreteras. TOMO 6: Drenajes y Puentes (1996). Secretaria de Obras Públicas, Transporte y Vivienda (SOPTRAVI).
Material cartográfico	<p>Los mapas topográficos se pueden adquirir en el Instituto Geográfico Nacional (IGN) en escalas 1:50000 y 1:12500.</p> <p>También existe el portal del Centro de Información de Desastres de la Biblioteca Médica Nacional, en la cual se pueden encontrar mapas de referencia acerca de riesgo de inundación, riesgo de derrumbes de todo el país. El sitio web para consultar esta información es: http://cidbimena.desastres.hn/, sección “Recursos Adicionales”.</p>
Bases de datos viales	<p>Debido a que en Honduras se carece de mecanismos de conteo vial, será necesario que la o las empresas, personas naturales, personas jurídicas y demás, interesados en realizar proyectos de infraestructura vial; se verán en la obligación de realizar sus propios estudios de tráfico. Y los resultados de los mismos deberán ser parte integral de los diversos estudios a realizar. Asimismo deberán contener una explicación detallada de los mecanismos que se utilizaron en dichos estudios.</p> <p>Actualmente la Comisión Permanente de Contingencias (COPECO) se encuentra generando una base de datos sobre daños y ubicación de puentes en el país, en la actualidad este trabajo se encuentra en un 38%, habiéndose recabado dicha información en 7 de 18 departamentos del país.</p>
Instrumentación hidrológica e hidrométrica	La instrumentación hidrológica e hidrométrica es gestionada por el Departamento de Servicios Hidrológicos y Climáticos, dependencia de la Dirección de Recursos Hídricos de la Secretaría de Recursos Naturales, la Unidad de Hidrología de la Empresa Nacional de Energía Eléctrica (ENEE) y el Servicio Meteorológico Nacional, dependencia de la Dirección de Aeronáutica Civil y la Comisión Permanente de Contingencia (COPECO).
Información hidrológica disponible	En Honduras existen dentro de la red de observaciones y mediciones hidrometeorológicas, la medición de la lluvia mediante el uso de unos 250 pluviómetros ubicado en diferentes regiones y unos 45

	<p>pluviográficos distribuidos de acuerdo a los intereses de diferentes instituciones por lo que no presentan un patrón representativo del Territorio Nacional. En el Sur del país (Choluteca, Nacaome etc.) la densidad de los instrumentos es mucho mayor con respecto a existente en el oriente del país.</p>
Metodología para el análisis hidrológico	<p>Recolección de un mínimo de 10 años de registros de estaciones meteorológicas cerca del área del proyecto.</p> <p>Recolección completa y detallada de datos relacionados con desastres, obteniendo una relación entre ellos y las condiciones de lluvias antes del desastre.</p> <p>COEFICIENTE DE ESCORRENTIA</p> <p>Los valores de C varían desde 0.05 para áreas arenosas planas hasta 0.95 para superficies urbanas impermeables o suelos arcillosos. Es necesario tener un conocimiento apropiado de la superficie de contribución para estimar valores de C aceptables. Los valores recomendados a utilizar se en Honduras se dividen en aquellos aplicables a área urbanas y los utilizados en el área rural. La fuente de la cual se toman dichos valores es de acuerdo a bibliografía consultada.</p> <p>CALCULO DE CAUDAL</p> <p>La fórmula racional es el método que tradicionalmente ha sido utilizado en el país para diferentes diseños de obras hidráulicas viales. Para mantener la dimensión de los caudales máximos en un rango aceptable, la extensión del área a aplicarse el Método Racional se limita, en definitiva, a 4km² (400 Ha), con superficies hasta 80% urbanizadas y tiempos de concentración de hasta 5 minutos como mínimo.</p> <p>Para superficies mayores se recomienda utilizar el método del hidrograma unitario, el cual está explicado en el Manual de carreteras, drenajes y puentes.</p>
Consideraciones debidas a variaciones en el patrón de lluvias en los análisis hidrológicos.	<p>Para la formulación de futuros proyectos actualmente el Estado de Honduras está desarrollando un sistema que brinde la información necesaria tomando en cuenta los efectos que conlleva el cambio climático a fin de blindar los mismos ante los desafíos que dicho fenómeno climatológico presenta.</p> <p>Se requiere la estimación de caudales provenientes de lluvias intensas que generan crecidas extraordinarias en los cursos superficiales de agua que cruzan la sección de interés. El análisis se realiza aplicando unas veces metodologías determinísticas que abarcan desde formulas empíricas hasta la situación hidrológica e hidráulica de los eventos de crecida, usando para ellos monogramas, tablas, hasta modelos matemáticos computacionales. Otras veces se recurre a la variabilidad</p>

	<p>aleatoria del proceso hidrológico y se aplican formulaciones estadísticas y de probabilidad a las series históricas.</p> <p>A falta de investigaciones específicas y de recolección y análisis de la información hidrométrica, los caudales de diseño a menudo se evalúan con métodos indirectos cuyas bases descansan en la relación lluvia-escorrentía, variando desde ecuaciones simples que relacionan unos pocos parámetros físicos de la superficie tributaria de interés hasta simulaciones matemáticas complejas. Entre estos métodos tenemos el Método Racional y el Método del Hidrograma Unitario.</p>
Metodología para el análisis hidráulico	<p>La magnitud de las variables que intervienen en las diferentes etapas del ciclo Hidrológico (precipitación, infiltración y escurrimiento) como las que presentan la fisiografía, inciden en forma directa en la magnitud de los caudales de los cursos que concentran las aguas, las cuales determinan el tamaño de la estructura por diseñar. Se puede clasificar de la siguiente manera:</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Puentes en caminos principales (T_r: 50-100 años). ■ Puentes en caminos secundarios o alcantarillas en caminos principales (T_r: 25 años). ■ Alcantarillas en caminos secundarios, colectores pluviales o cunetas laterales (T_r: 5-10 años). ■ Tragantes, bordillos, conductos (T_r: 1-2 años). <p>Se observa que se privilegia el concepto de drenaje transversal frente al longitudinal o de conducciones; asimismo se privilegian las obras mayores (puentes) respecto de las menores (alcantarillas). Existen diferentes métodos para establecer la recurrencia de diseño, es decir, periodo en años en que en promedio se presenta una crecida igual o mayor a la considerada. Es importante aclarar el significado estadístico del término “en promedio”, esto es que en un lapso suficientemente prolongado ocurrirá una cantidad de crecidas como la considerada tal que dividiendo el lapso total por dicha cantidad resulta un número de años que representa el periodo de retorno T_r. A menudo el valor T_r aconsejable depende de la importancia de cada obra y el costo/daño involucrado en la falla.</p> <p>Para el dimensionamiento de drenajes menores y drenajes mayores, en el Manual de Carreteras de Honduras presenta detalladamente el procedimiento adecuado que los ingenieros deben llevar a cabo.</p> <p>Entre diferentes consideraciones y recomendaciones se pueden mencionar:</p> <p>DRENAJE MAYOR</p> <p>La localización de puentes está regida por la planialtimetría de la carretera y la configuración estructural (consideraciones hidráulicas de emplazamiento donde se deben evaluar factores relacionados con la estabilidad, el cauce y la construcción de obras futuras), así como su</p>

implantación con respecto a los cursos de agua (la alineación de la vía con respecto al río ya sea oblicuo o perpendicular).

La longitud de los puentes puede variar desde un metro en el caso de puentes pequeños o alcantarillas hasta algunos kilómetros en el caso de cruces sobre lagos o entradas de mar. Asimismo la ubicación de los apoyos se encuentra condicionada por los factores de:

- Característica del cruce sobre quebrada o río: que estos no interfieran en el libre flujo del caudal asimismo debe considerarse la presencia de material de arrastre en el río que pueda dañar los apoyos intermedios.
- Características del suelo de fundación; debe tener condiciones tales que acepten las presiones resultantes de las acciones de la estructura, para la cual debe poseer una capacidad resistente a carga y capacidad de deformación adecuadas.
- El tipo de material a utilizar en la estructura; uno de los materiales más utilizados es el concreto ciclópeo, concreto armado (el cual consiste en una losa maciza en espesores que pueden llegar hasta los 70 cms para luces de hasta unos 10 metros. Haciendo uso de losas nervadas se puede llegar económicamente, hasta luces de 25 metros en tramos simplemente apoyados y 40 metros en tramos hiperestáticos) y concreto pres forzado (estos permiten económicamente llegar a luces hasta el orden de los 70 metros en vigas simplemente apoyadas y del orden de los 200 metros en elementos hiperestáticos). Además del concreto el acero es también utilizado, sin embargo debemos tomar en consideración el alto costo de la inversión, estos es debido a la falta de una industria metalúrgica de perfiles laminados pesados, por lo cual al utilizar estos elementos deben ser importados, así como también los altos costos de mantenimiento de la estructura.
- Consideraciones hidráulicas altura y ancho libre; se debe dejar una holgura desde la cota inferior del tablero al nivel ocupado por el agua, para tener en cuenta los objetos flotantes que lleve la avenida. Frecuentemente se diseñan bajo la influencia de otros puentes próximos.

DRENAJE MENOR

- La construcción de cunetas laterales para evitar el escurrimiento de las aguas en la zona próxima a los hombros, se recomienda una profundidad mínima de 0.3 metros.
- Los canales contruidos son canales de sección trapecial comúnmente de 0.6 a 0.8 m de ancho de fondo y 0.4 a 0.6 m de profundidad.
- En cuanto a las alcantarillas, existen dos tipos, circulares y rectangulares, estas primeras pueden ser de concreto o metal corrugado, este último soporta importantes cubiertas en

	<p>diámetros grandes lo que las hace ideales para su empleo bajo terraplenes de gran altura en cursos de agua con caudales considerable. Lo contrario ocurre con las tuberías de concreto que suelen prefabricarse para diámetros de hasta 1.6 m lo que también restringen su uso a caudales pequeños. En lo que respecta a las alcantarillas de sección rectangular, su uso es recomendable para caudales grandes o donde haya restricciones a la altura de remanso.</p>
Obras de protección	<p>Las condiciones del flujo de agua en lo referente a su tirante, velocidad superficial, forma del cauce y características superficiales del suelo, así como la forma y dimensiones de las obstrucciones producidas por lo apoyos ubicados dentro del río, dependiendo de la velocidad de arrastre pueden verse afectados por la erosión del suelo.</p> <p>En el Manual de Carreteras de Honduras, se explican los distintos métodos existentes para la protección de una obra sujeta a la acción erosiva de un curso de agua. Los elementos comúnmente utilizados para la protección de taludes se encuentran:</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Protección de piedra volcada. ■ Protección de piedra colocada a mano. ■ Piedra inyectada con lechada de cemento. ■ Gaviones. ■ Concreto colocado en bolsas. ■ Losetas de concreto. <p>Es esencial colocar un filtro bajo cualquier tipo de protección a menos que el material del margen cumpla con los requerimientos de filtro respecto de la protección.</p> <p>Algunas obras de captación, tales como tragantes y sumideros de reja horizontal, sufren sistemáticamente de taponamiento como consecuencia de la depositación de sedimentos. De igual manera sucede en cauces pequeños de fuerte pendiente con arrastres de gran volumen proveniente de la erosión de márgenes y caída de árboles en el cauce. Por lo tanto se recomienda el uso de obras precarias que por su costo reducido puedan ser rápidamente reemplazadas en caso de falla. Entre las aplicaciones específicas incluye los diques temporarios de control, espigones perpendiculares al flujo son los mayormente utilizados (se construyen de roca, gaviones, concreto o madera en algunos casos) y cortinas de sedimentos ya sea de fardos de paja o de protección con membrana de geotextil.</p>

7.5 NICARAGUA

Institución Rectora	Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI)
Miembros del Grupo Técnico Regional (GTR)	<ul style="list-style-type: none"> ■ Jerónimo Ignacio Sánchez. ■ Fidel Rodríguez Orozco. ■ Joaquín Guevara Arce. <p>Oficina de Estudios Técnicos del Departamento de Planificación y Dirección de Conservación Vial.</p>
Documentos técnicos de referencia	<ul style="list-style-type: none"> ■ Especificaciones generales para la construcción de caminos calles y puentes (NIC 2000). ■ <i>Guía Hidráulica para el Diseño de Obras de Drenaje y Caminos Rurales</i>. Ediciones 2004 y 2011. ■ Manual de revisión de estudios Hidrotécnico (2008). ■ <i>American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) Highway Drainage Guidelines</i>.
Material cartográfico	<p>Las mapas topográficos, escala 1:50000 se pueden adquirir en el Instituto Nacional de Estudios Territoriales (INETER) incluyendo fotografía aérea a escala 1:30 000. Algunos de los mapas topográficos se pueden descargar del siguiente sitio: www.ineter.gob.ni / sección mapas.</p> <p>También, en INETER se puede adquirir Mapa de inundaciones y mapa de uso de suelos.</p> <p>El MTI cuenta con un mapa actualizado de la red vial en 300 puntos críticos el cual puede consultarse.</p>
Bases de datos viales	Cuentan con una base de datos viales llamada NICASAP, en la que se registran los chequeos de cada cruce de drenaje mayor. Además de los registros históricos de daños viales.
Instrumentación hidrológica e hidrométrica	La red de instrumentación es administrada por INETER. La localización de la red hidrométrica como de las estaciones meteorológicas se puede consultar en el sitio web www.ineter.gob.ni / sección “monitoreo”.
Información hidrológica disponible	En la <i>Guía Hidráulica para el Diseño de Obras de Drenaje y Caminos Rurales</i> del 2011 puede encontrarse la localización (coordenadas) y área de influencia de las estaciones meteorológicas más representativas de Nicaragua y recomendadas por MTI para los estudios hidrológicos. Además, del área de influencia de cada estación, determinada a través de Polígonos de Thiessen. También, es posible verificar la cantidad y el tipo de registros por estación. La mayoría de éstas poseen registros de 30 años, en promedio.
Metodología para el análisis hidrológico	<p>La <i>Guía Hidráulica para el Diseño de Obras de Drenaje y Caminos Rurales</i> del 2011 contiene un flujograma que sirve de guía al lector para la elección del método a utilizar para el cálculo del caudal de diseño.</p> <p>El primer método mostrado es el de la fórmula racional, recomendado para una superficie de drenaje que no supere los 3 km² (300 Ha). Aunque cabe destacar que, de acuerdo al documento técnico antes mencionado, al no ser la hidrología una ciencia exacta permite aplicar</p>

dicha fórmula a superficies tributarias de hasta 12 km² (1200 Ha) o mucho mayores, siempre y cuando se utilice otro método de comparación de los resultados.

Para el cálculo del tiempo de concentración (T_c), se muestran dos fórmulas:

- Primero, la de Kirpich-Ramser, que depende de la longitud del curso principal del río hasta el punto de interés, la diferencia de nivel entre el parte agua y el cruce de la estructura de drenaje y la pendiente promedio de la cuenca.
- La segunda fórmula es la de Basso y colaboradores del Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano (PHCA), la cual varía con respecto a la fórmula de Kirpich en el factor de proporcionalidad, disminuyendo el tiempo de concentración en un 48%.

Independientemente de la fórmula a utilizar, el T_c mínimo para el cálculo del caudal no debe ser menor a 5 min.

Las intensidades son calculadas a través de curvas IDF o ecuaciones de ajuste cuyos coeficientes han sido determinados por INETER y se encuentran en la *Guía Hidráulica para el Diseño de Obras de Drenaje y Caminos Rurales*.

La otra alternativa para el cálculo del caudal máximo, y recomendada en la guía hidráulica en el caso de superficies de drenaje superiores a los 3 km² (300 Ha), es el método de la Natural Resources Conservation Services (NRCS) antes conocido como USSCS. Este último método contiene valores adaptados de Curva Número (CN) para Nicaragua.

También, debido a la presencia de pantanos en algunas subcuencas de las regiones autónomas del norte y del sur, RAAN y RAAS, se incluye en la guía hidráulica un apartado con una metodología que considera la reducción de caudales por efecto de embalsamiento que producen los pantanos.

COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA

El coeficiente de escorrentía es tomado de la referencia bibliográfica (Chow, 1994) que incorpora, además de la cubierta vegetal y la topografía, la frecuencia de las lluvias.

Al final, el coeficiente de escorrentía a utilizar es un coeficiente ponderado cuyo resultado se recomienda sea comparado con los mostrados por otras fuentes bibliográficas; como por ejemplo Engineering Hydraulics, editado por Rouse, y preparada por Kirpich, (1950) cuya tabla se puede encontrar en el documento técnico de referencia.

<p>Consideraciones debidas a variaciones en el patrón de lluvias en los análisis hidrológicos.</p>	<p>Existe el Contrato N° ES-007-2015 de asistencia técnica que consiste en el desarrollo de capacidad adaptativa para el cambio climático. Esta asistencia técnica es llevada a cabo a través de un convenio de donación FND C32 (Fondos Nórdicos) y realizado por un consorcio de 4 empresas: IDOM, NGC, METEOSIM-CONDISA.</p> <p>El contrato incluye las siguientes 5 componentes:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) Fortalecimiento Institucional, coordinación, involucración de agentes 2) Proyecciones de las variables climáticas a escala regional y la identificación de impactos sobre el transporte por carretera. 3) Revisión de estándares, manuales de diseño, políticas e instrumentos legales para la introducción de criterios de cambio climático en los instrumentos de diseño y mantenimiento de carreteras. 4) Estudios de pre inversión de 30 proyectos en los cuales se incluirán obras de adaptación al cambio climático. 5) Ejecución de 3 proyectos piloto a partir de los 30 proyectos mencionados en el apartado anterior. <p>Los resultados de las nuevas disposiciones en cuanto a estándares, manuales de diseño, políticas e instrumentos legales se esperan tener durante el año 2016.</p>
<p>Metodología para el análisis hidráulico</p>	<p>En la Guía Hidráulica para el Diseño de Estructuras de Drenaje en Caminos Rurales, se explican diferentes metodologías aplicables al diseño de estructuras para caminos rurales y bajo volumen de tránsito. En cada subapartado de la guía se muestran los criterios de diseño y metodología para el dimensionamiento de obras de drenaje tales como badén estándar, badén trapezoidal, alcantarillas, cajas, vados con tuberías y puentes que no obstruyen el cauce natural y puentes que sus estructuras constriñen el cauce.</p> <p>DRENAJE MAYOR Y DRENAJE MENOR</p> <p>La distinción entre drenaje mayor y drenaje menor está en función del área tributaria a la estructura. Siendo 3 km² (300 Ha) el valor que marca el límite entre uno y otro.</p> <p>PREMISAS PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE PERIODOS DE RETORNO</p> <p>Badén estándar y badén trapezoidal: 2 años. Alcantarillas de carreteras terciarias: 15 años. Cajas para cuencas menores a 3 km² (300 Ha): 15 años. Cajas para cuencas mayores a 3 km² (300 Ha): 25 años. Vados con tuberías: 2 años. Cajas y puentes para caminos terciario: 50 años. BADEN</p> <p>El análisis de los badenes, triangulares y trapezoidales, se hace como el de un canal con una altura máxima de agua de 30 cm. La velocidad es</p>

evaluada a través de la fórmula de Manning y el caudal a través de la fórmula de continuidad.

ALCANTARILLAS

Las consideraciones para el diseño de alcantarillas son las siguientes:

- Colocarlas en los cruces de caminos sobre drenajes naturales, perpendiculares a la dirección del flujo, a fin de reducir la longitud del tubo y el área afectada a un mínimo.
- Usar tubos individuales de gran diámetro o un cajón de concreto, en vez de varios tubos de menor diámetro, para prevenir potenciales taponamientos.
- En cauces muy anchos los tubos múltiples son más recomendables para mantener la distribución del flujo natural a través del canal.
- Para sitios con altura limitada, usar "tubos aplastados", abovedados o tubos de sección en arco que maximizan la capacidad, al mismo tiempo que minimizan la altura.
- Colocar alineadas las alcantarillas sobre el fondo y en la parte media del cauce natural de tal manera que la instalación no afecte la alineación del canal del arroyo ni la elevación del fondo del cauce.
- Determinar el caudal de diseño con el Método Racional.
- Para el cálculo de las alcantarillas, se deberá establecer una relación de carga máxima permisible de altura de agua de la entrada entre el diámetro propuesto, valores comprendidos en el rango $1.00 < (HW/D) < 1.20$.
- Procurar que el nivel del agua al borde del muro del cabezal sea como mínimo de 40 cm libres de la rasante al nivel del agua.
- Por razones de mantenimiento se recomienda el diámetro mínimo de 91.44 cm (36").
- Para el dimensionamiento, se utiliza el método gráfico (nomograma) a partir de la fórmula por control de entrada, desarrollada por la Administración de Caminos Federales de los Estados Unidos (FHWA). Dicho método se encuentra ilustrado en la Guía Hidráulica para el diseño de Estructuras de Drenaje de Caminos Rurales.

CAJAS

- Para determinar el caudal de diseño usar el Método Racional o el del NRCS de acuerdo al criterio del tamaño de la cuenca.
- La profundidad del remanso (H_e) o profundidad del agua a la entrada, es un factor importante en la capacidad de descarga del conducto la H_e o carga hidráulica máxima de la caja para determinar el caudal que puede evacuar la estructura, se puede considerar como el nivel del agua al borde del muro del cabezal; procurar un mínimo de 40 cm libres entre el nivel del agua y la rasante. Además, se recomienda enchapar con mampostería la zona que cubre el remanso para evitar la erosión.

- El dimensionamiento se realiza por medio de nomogramas elaborados por la FHWA para cajas de concreto y para cajas de mampostería.

VADOS CON TUBERIAS

- Para determinar el caudal de diseño usar el Método del NRCS, ya que por lo general los cursos de agua que drenan los vados son cuencas medianas que requerirían de un puente o cajas para un tránsito permanente.
- La carga hidráulica máxima asociada al caudal del período de retorno, debe alcanzar como máximo 30 cm por encima de la losa del vado.
- El procedimiento de diseño es la combinación de la metodología para el diseño de alcantarillas, con la aplicación de la fórmula de vertederos de cresta ancha. El caudal total es la suma de los caudales individuales calculados por cada método.
- Cuando sea posible, usar tuberías del mayor diámetro o dimensiones en el caso de cajas, en lugar de un número mayor con menores dimensiones.
- Dicha metodología se encuentra ilustrada en la Guía Hidráulica para Diseño de Estructuras de Drenaje de Caminos Rurales de Nicaragua.

PUENTES

- Se recomienda el uso de "diseños estandarizados" para puentes menores.
- Usar el procedimiento del NRCS para el cálculo del caudal de diseño para las cuencas medianas que requieren puentes para el cruce de sus aguas por las carreteras.
- Usar claros de puente suficientemente largo o una estructura de longitud adecuada para evitar contraer el cauce natural de flujo del cauce.
- Permitir un borde libre mínimo, generalmente de al menos 1.0 metro, entre la parte inferior de las vigas del puente y el nivel de aguas máximas esperado con escombros flotantes.
- Para puentes pequeños, los bordes libres recomendados dependen del caudal del flujo que pasa por el cauce. Siendo éstos de 60 cm para caudales comprendidos entre 3 y 30 m³/s, y de 90 cm para caudales entre 30 y 300 m³/s.
- También, se puede emplear el criterio utilizado por la U.S Bureau of Reclamation para el bordo libre. Cuyo valor se obtiene a través de la fórmula $BL=0.552 (2.5 Y)^{1/2}$, donde "Y" es el tirante o profundidad del agua en metros.
- Para el dimensionamiento de los puentes, en la Guía Hidráulicas para el Diseño de Estructuras de Drenaje en Caminos Rurales se abordan dos casos: puentes que no obstruyen el cauce natural y puentes que sus estructuras constriñen el cauce.

	<p>COEFICIENTES DE RUGOSIDAD</p> <p>La estimación del coeficiente hidráulico de rugosidad se recomienda hacer por el método de Cowan, el cual es función del tipo de material presente en el cauce y en las márgenes, el grado de irregularidad superficial, la variación de la sección transversal del canal, al efecto relativo de las obstrucciones, la vegetación presente y al grado de meandrosidad.</p>
Consideraciones para la protección de obras	<p>En los documentos de referencia, se hace alusión a las siguientes obras de protección en el caso de vados con tuberías:</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Usar una estructura o una losa suficientemente larga para proteger el "perímetro mojado" del cauce natural del arroyo. Agregue protección por arriba del nivel esperado de aguas máximas. Permita un cierto bordo libre, típico de entre 30 cm y 50 cm en la elevación, entre la parte superior de la superficie reforzada de rodamiento (losa) y el nivel de aguas máximas esperado ■ Proteger toda la estructura con pantallas impermeables, enrocamientos, gaviones, losas de concreto, u otro tipo de protección contra la socavación. ■ Construya las cimentaciones sobre material resistente a la socavación (roca sana o enrocamiento grueso) o por debajo de la profundidad esperada de socavación. ■ En el caso de puentes: ■ Proteger los accesos de los puentes de aguas arriba y de aguas abajo mediante muros de alero (aletones), enrocamiento, gaviones, vegetación u otro tipo de protección de taludes donde sea necesario ■ Los cimientos del puente se deben construir en terreno firme. Cimentar en materiales no susceptibles a la socavación (idealmente roca sana o enrocamiento grueso) o por debajo de la profundidad máxima esperada de socavación. Se puede estimar la profundidad de socavación con los criterios expuestos en el documento. ■ Prevenir la socavación de la cimentación o del cauce mediante la colocación local de enrocamiento pesado de protección, de jaulas de gaviones, o de refuerzo de concreto.

7.6. PANAMÁ

Institución Rectora	Ministerio de Obras Públicas de Panamá (MOP)
Miembros del Grupo Técnico Regional (GTR)	<ul style="list-style-type: none"> ■ Porfirio Rangel. ■ Jean Michael Guelfi. Sección de drenajes. Dirección Nacional de Estudios y Diseño.
Documentos técnicos de referencia	<ul style="list-style-type: none"> ■ Manual de aprobación de Planos para Urbanizaciones*. Ministerio de Obras Públicas. Dirección Ejecutiva de Estudios y Diseños. Departamento de Revisión de Planos (2003). ■ Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá. Período 1971-2006. Empresa de Transmisión Eléctrica S.A (2008). ■ Manual de Especificaciones Técnicas del Ministerio de Obras Públicas ■ Estudio de Drenaje de la ciudad de Panamá (1972). ■ Diseño del sistema pluvial de la ciudad de Colón (1981). <p>*Aunque este manual fue concebido para reglamentar el diseño y construcción en urbanizaciones, también se ha optado por utilizar los criterios hidrológicos e hidráulicos para el diseño de drenajes en carreteras.</p>
Material cartográfico disponible	<p>Los mapas topográficos pueden obtenerse en el Instituto Geográfico Nacional Tommy Guardia a una escala de 1:25000 de todo el país, y mapas urbanos a escala 1:5000 y 1:12500. Además se cuenta con fotografías aéreas y ortoimágenes actualizadas.</p> <p>La dirección de internet donde se puede consultar el material disponible es http://ignpanama.anati.gob.pa/</p> <p>Además, el Sistema Nacional de Protección Civil (SINAPROC) cuenta con mapas de riesgo de inundaciones y deslizamientos de tierra que pueden servir de referencia en la planificación de proyectos.</p>
Bases de datos viales	Existe una propuesta para la creación de una base de datos viales, pero a la fecha de realización de este documento, no se ha concretizado de creación.
Instrumentación hidrológica e hidrométrica	<p>La red de instrumentación está a cargo, por ley, de la Empresa de Transmisión Eléctrica S.A de Panamá (ETESA) según se encuentra plasmado en el documento “Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá. Período 1971-2006”.</p> <p>Cuenta con una red de aproximadamente 300 estaciones. La mayoría de ellas automáticas. El plan a mediano plazo es la transmisión por telemetría de la información y abrir el acceso a los usuarios que la requieran, de acuerdo a fuentes de la empresa.</p>

	<p>La ubicación de la red de instrumentación puede consultarse en la dirección www.hidromet.com.pa en la sección “red de estaciones”. Además de datos hidrológicos históricos en la sección “hidrología”.</p>
Información hidrológica disponible	<p>ETESA administra la red y, además, elabora subproductos a partir del análisis los datos. Éstos pueden ser adquiridos a través de solicitud a la empresa.</p> <p>Por otro lado, en el Manual de Aprobación de Planos se encuentran las fórmulas de intensidades que se utilizan en el MOP para la determinación de caudales máximos para el diseño de estructuras de drenaje. Dichas formulas provienen del estudio Drenaje de la ciudad de Panamá (1972) para la vertiente del Pacífico, excepto la península del Azuero, y surgen del análisis estadístico de datos de precipitaciones pluviales en un período de 57 años. Los datos fueron obtenidos de las estaciones meteorológicas de Balboa Heights y Balboa Docks, adyacentes a la ciudad de Panamá y la estación pluviométrica de la Universidad de Panamá. Del análisis de la información, se obtuvieron las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) para períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 30, 50 años.</p> <p>Para la vertiente del Atlántico, las fórmulas recomendadas son las presentadas en el documento Diseño del Sistema Pluvial de la Ciudad de Colón (1981) cuyos registros provienen de la estación meteorológica de Cristóbal, adyacente a la ciudad de Colón. Las observaciones de las precipitaciones fueron durante un período de 22 años (1957-1979). Las curvas IDF están hechas para períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 30 y 50 años.</p> <p>También, ETESA, durante el año 2015 apoyó la realización del trabajo de graduación de Alcely Lao y Antonio Pérez titulado “Generación de Relaciones de Intensidad Duración Frecuencia para Cuencas en la República de Panamá”, en el cual se realizó la actualización de las curvas IDF de 10 cuencas importantes del país.</p>
Metodología para el análisis hidrológico	<p>De acuerdo al Manual de Aprobación de Planos, se establece el uso de la fórmula racional para áreas tributarias no superiores a 2.5 km² (250 Hectáreas). No se especifica una fórmula específica a utilizar para el cálculo del Tiempo de Concentración (Tc).</p> <p>En el caso que el área tributaria sea superior a 2.5 km² (250 Hectáreas), se pueden usar otras metodologías de análisis para el cálculo del caudal máximo; incluyendo la mostrada en el informe Análisis Regional de Crecidas Máximas de Panamá.</p> <p>Dicho informe, es una actualización de una versión previa realizada en 1986 por los profesionales del departamento de Hidrometeorología del Instituto de Recursos Hidráulicos y Electrificación de Panamá (IRHE), antigua institución encargadas del tema energético e hidrometeorológico en Panamá. Los datos utilizados para esta regionalización provienen de las estaciones de ETESA y de la Autoridad del Canal de Panamá (ACP).</p>

	<p>COEFICIENTES DE ESCORRENTIA</p> <p>Los coeficientes de escorrentía a utilizar para el análisis hidrológico, de acuerdo al Manual de Aprobación de Planos, son los siguientes: 0.85 en áreas sub-urbanas y en rápido crecimiento. 0.90 -1 áreas urbanas deforestadas. 1.0 áreas completamente pavimentadas.</p> <p>Sea cual sea el caso, el valor mínimo del coeficiente de escorrentía no debe ser menor que 0.85.</p>
Consideraciones debidas a variaciones en el patrón de lluvias en los análisis hidrológicos.	<p>Hasta la fecha de realización de este documento, MOP no incluye en sus Términos de Referencia alguna consideración debida a variaciones en el patrón de lluvias en los análisis hidrológicos. Pero, por otro lado, ETESA, administradora de la mayor parte de los datos hidrometeorológicos, está realizando las primeras modelizaciones climáticas para estimar escenarios a futuro. A octubre de 2015, están en proceso de validar 40 años, desde 1969 hasta 2009, para luego poder proyectarse a futuro.</p>
Metodología para el análisis hidráulico	<p>Se debe diseñar para el área tributaria total que afecta a la estructura de drenaje.</p> <p>DRENAJE MAYOR Y DRENAJE MENOR</p> <p>Se considera como drenaje menor a las cunetas y alcantarillas de tuberías y como drenaje mayor a los cajones y puentes, pero no se posee un valor o parámetro establecido para diferenciarlas, como el diámetro, caudal o área de la cuenca.</p> <p>PREMISAS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE DRENAJE PERIODOS DE RETORNO</p> <p>El período de retorno a utilizar dependerá del tipo de estructura proyectada:</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ Alcantarillas pluviales, aliviaderos de sistemas pluviales y zanjas de drenajes pluviales: 20 años. ■ En caso de tener una conexión a un alcantarillado pluvial existente, el mismo debe tener una capacidad de desalojar la peor lluvia de 10 años. ■ Entubamientos, muros de retén en cauce y otras estructuras permanentes del sistema pluvial: 10 años. ■ En el caso de puentes sobre cauces: 100 años. ■ Canalización de ríos y quebradas y cajones pluviales: 50 años. <p>METODOLOGIA DE CALCULO</p> <p>En el Manual de Aprobación de Planos no se especifica el uso de una fórmula específica para el diseño hidráulico.</p> <p>Si se utiliza en el diseño la Fórmula de Manning, se recomienda utilizar los siguientes valores de rugosidad (n):</p>

■ Canales:

- 0.012 canales de matacán repellado.
- 0.015 canales de matacán liso sin repellar.
- 0.020 canales de matacán liso y fondo de tierra, excavaciones naturales de trazado sinuoso.
- 0.025 cauces de tierra lisa con vegetación rasante.
- 0.030 cauce de tierra con vegetación normal, lodo con escombros o irregular a causa de erosión.
- 0.035 excavaciones naturales, cubiertas de escombros con vegetación.

■ Tubería:

- 0.013 tubos de concreto.
- Si se utiliza la fórmula de Bazin en el diseño, se recomienda los siguientes valores de (m):
- 0.06 tubos de barro vitrificado.
- 0.14 mampostería de cemento, tubos de concreto, canales revestidos de concreto.
- 0.05 mampostería de piedra bruta.
- 0.50 canales de tierra en buenas condiciones.
- 0.05 canales de tierra con vegetación y roca.
- 0.38 canales excavados en roca.
- 0.75 cursos de aguas naturales con vegetación y rocas.

DRENAJES

- El diseño de canales y cunetas abiertas laterales a la vía deberán de contemplar suficientes sitios de descarga, máximo cada 150.0 m. Las secciones de las cunetas trapezoidales pavimentadas deberán diseñarse con una base no menor de 30 cm.
- Tuberías

La relación de d/D para tuberías no debe exceder el valor de 0.80 de la capacidad del drenaje.

Según el Manual antes mencionado, las tuberías no pueden ser de un diámetro menor a 0.6 m, aunque este valor puede incrementarse en los Términos de Referencia, según las consideraciones del proyecto y se trata de evitar el uso de baterías de tubo o cajones.

■ Cajones Pluviales

La relación de tirante h/H no debe exceder el valor de 0.80.

En ríos y quebradas en áreas de uso público, no se permitirá su encajonamiento. Solo se permite la canalización abierta.

El cálculo hidráulico contemplará que la estructura sea diseñada con más ancho que altura vertical y que ésta no sea mayor que los niveles existentes en los terrenos y cuenca de la periferia.

	<p>■ Puentes vehiculares</p> <p>Se deberá realizar una topografía especial y secciones transversales cada 20 m hasta una distancia 100 m aguas arriba y 100 metros aguas abajo.</p> <p>La distancia libre entre el Nivel de Aguas Máximas (NAME) y el nivel inferior de viga, conocida como gálibo, no deberá ser menor a 1.80 m.</p>
Consideraciones para la protección de las obras	<p>■ Rango de velocidades medias permisibles para evitar la erosión o sedimentación en las estructuras de drenaje, de acuerdo al Manual de Aprobación de Planos:</p> <p>Para tuberías de hormigón armado (HR): $0.91 \text{ m/s (3 pies/s)} < v < 3.66 \text{ m/s (12 pies/s)}$</p> <p>Canales de mampostería: $3.048 \text{ m/s (10 pies/s)} < v$</p> <p>Canales de concreto: $4.57 \text{ m/s (15 pies/s)} < v$</p> <p>Canales de canto rodado, arena y tierra: $v < 1.52 \text{ m/s (5 pies/s)}$</p> <p>De manera general, se especifica que la velocidad media permisible debe encontrarse dentro de los siguientes rangos: $1.0 \text{ m/s} < v < 5 \text{ m/s}$.</p> <p>■ El recubrimiento de tuberías de H.R sobre la corona debe ser de 45 cm hasta la parte inferior de la estructura de pavimento.</p> <p>■ Toda sección de un canal diseñado, dependiendo del material con que se vaya a construir, debe mantener un talud con una inclinación que garantice la estabilidad o permanencia del mismo.</p> <p>■ Los sitios de descarga se deberán construir cabezales con el propósito de sostener los extremos de los tubos y evitar la erosión de los cauces y rellenos adyacentes. Si se estima conveniente se puede exigir la construcción de zampeados. En el caso de que la descarga sea a un sistema existente, el diseñador deberá verificar la capacidad hidráulica del sistema receptor, y de no tener la capacidad necesaria, deberá presentar alternativas de solución. La descarga puede hacerse por medio de tuberías, zanjas o canales pavimentados siempre a favor del flujo.</p>
Otras consideraciones	<p>No se permite, en los diseños y en las obras, la inclusión de tuberías de acero. Todas las tuberías transversales a la vía a construir, obligatoriamente deberán ser de hormigón reforzado.</p>



APARTADO VIII

GLOSARIO

GLOSARIO DE TÉRMINOS

Agradación. Agradación es la acumulación de sedimentos en los ríos y arroyos. La agradación ocurre cuando los sedimentos de un río superan la cantidad que dicho río puede arrastrar en su cauce.

Aguas superficiales. Aguas superficiales son aquellas que se encuentran sobre la superficie del suelo. Esta se produce por la escorrentía generada a partir de las precipitaciones o por el afloramiento de aguas subterráneas. Pueden presentarse en forma correntosa, como en el caso de corrientes, ríos y arroyos, o quietas si se trata de lagos, reservorios, embalses, lagunas, humedales, estuarios, océanos y mares.

Alcantarilla: Un conducto cerrado usado para la conducción agua de drenaje superficial bajo un camino, vía férrea, canal u otro impedimento, posee de una a cuatro celdas o tramos que pueden ser de forma circular, rectangular u ovalada. La alcantarilla cuenta con el piso revestido y además requiere de aletones, cabezales y delantales para garantizar su funcionamiento.

Aletón. Pared vertical a cada lado de una alcantarilla.

Aluvión. Un término general para todos los detritos de material depositado o en tránsito por una corriente incluyendo grava, arena, sílice, arcilla, y variaciones y mezclas de éstas.

Amenaza. Es un fenómeno, sustancia, actividad humana o condición peligrosa que puede ocasionar la muerte, lesiones u otros impactos a la salud, al igual que daños a la propiedad, la pérdida de medios de sustento y de servicios, trastornos sociales y económicos, o daños ambientales. La amenaza se determina en función de la intensidad y la frecuencia.

Análisis probabilístico: procedimiento utilizado para interpretar un registro pasado de eventos hidrológicos, en términos de probabilidades futuras de ocurrencia.

Área de drenaje. El área drenada dentro de una corriente en un punto dado. Puede ser de diferentes tamaños por escorrentía superficial, flujo subsuperficial y flujo base, pero generalmente el área de escorrentía de superficie es considerada como el área de drenaje.

Bastión (estribo). Parte de la subestructura que sirve de apoyo al extremo de todo un tramo en un puente. Sirve además de muro de retención al relleno que se encuentra en la parte trasera.

Bordillo. Es un elemento de forma prismática, macizo y con una sección transversal condicionada. Se usa para separar superficies a nivel o desnivel, con el fin de delimitar visualmente, confinar un área determinada o separar superficies con diferentes tipos de tráfico.

Bordo libre: Distancia vertical entre el nivel máximo del agua, generado por una creciente de diseño y el borde de un canal o la cresta de la cortina de la presa o de otra estructura hidráulica.

Cabecal o cabecera de alcantarilla. Un muro construido en la parte superior de una alcantarilla para fijar el suelo adyacente.

Calzada. Se denomina calzada a la parte de la calle o de la carretera destinada a la circulación de los vehículos.

Capacidad de infiltración. En hidrología, se denomina capacidad de infiltración a la velocidad máxima con que el agua penetra en el suelo. La capacidad de infiltración depende de muchos factores; un suelo desagregado y permeable tendrá una capacidad de infiltración mayor que un suelo arcilloso y compacto.

Capacidad de una instalación de drenaje de lluvia. El flujo máximo que puede ser transportado o almacenado por una instalación de drenaje de lluvia sin causar daño a una propiedad pública o privada.

Caudal pico. El flujo máximo instantáneo de una condición de lluvia en una localización específica.

Caudal. Normalmente la tasa de flujo de agua. Un volumen de fluido pasando en un punto por unidad de tiempo comúnmente expresado en metros cúbicos por segundo. El punto, localización, o estructura donde se descargan a un cuerpo de agua natural, las aguas residuales o descargas de drenaje de un tubo o canal abierto.

Ciclo hidrológico. El ciclo hidrológico o ciclo del agua es un ciclo biogeoquímico, en el cual hay un proceso de circulación del agua entre las distintas partes de la hidrósfera, permitiendo al agua pasar de un estado físico a otro mediante reacciones químicas.

Cimentación superficial. Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas.

Cimentaciones profundas. Se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Deben ubicarse profundamente, para poder distribuir sobre una gran área, un esfuerzo suficientemente grande para soportar la carga.

Coefficiente de escurrimiento. El coeficiente de escurrimiento o esorrentía a la relación entre la lámina de agua precipitada sobre una superficie y la lámina de agua que escurre superficialmente.

Coefficiente de rugosidad. El coeficiente de rugosidad n , es un parámetro que determina el grado de resistencia, que ofrecen las paredes y fondo del canal al flujo del fluido.

Contracuneta. Las contracunetas son zanjas, generalmente paralelas al eje de la carretera, construidas a una distancia mínima de la parte superior de un talud en corte. Su sección transversal es variable, siendo comunes las de forma triangular o cuadrada.

Corte Una porción de superficie de tierra o área de cual la tierra ha sido removida o será removida por excavación.

Creciente: elevación rápida y comúnmente breve del nivel de las aguas de un cauce hasta un máximo, desde el cual dicho nivel desciende a menor velocidad.

Cuenca hidrográfica. Una cuenca hidrográfica es un territorio drenado por un único sistema de drenaje natural, es decir, que drena sus aguas al mar a través de un único río, o que vierte sus aguas a un único lago endorreico.

Cuneta. Una cuneta es una zanja o canal que se abre a los lados de las vías terrestres de comunicación (caminos, carreteras) y que, debido a su menor nivel, recibe las aguas pluviales y las conduce hacia un lugar que no provoquen daños o inundaciones.

Curso de Agua. Cualquier río, corriente, crique, arroyo, ramal, natural o desagüe artificial en o dentro de escorrentía de lluvia que fluye continuamente o intermitente.

Curva de nivel. Línea en un mapa la cual representa un contorno o puntos de igual elevación.

Datum. Cualquier nivel de superficie para el cual las elevaciones son referidas, normalmente usando el Nivel Medio del Mar.

Degradación. Alteración general de la superficie terrestre debida a procesos de denudación.

Disipador de Energía. Un dispositivo usado para reducir la energía del agua que fluye para prevenir erosión.

Distribución de frecuencias. En estadística, se le llama distribución de frecuencias a la agrupación de datos en categorías mutuamente excluyentes que indican el número de observaciones en cada categoría. Esto proporciona un valor añadido a la agrupación de datos. La distribución de frecuencias presenta las observaciones clasificadas de modo que se pueda ver el número existente en cada clase.

Divisoria de aguas. Es una línea imaginaria que delimita la cuenca hidrográfica.

Dren Abierto. Un curso de agua natural o construido como canal abierto que transporta agua de drenaje.

Dren. Una tubería ranurada o enterrada o perforada u otro conducto (dren subsuperficial) o una zanja (dren abierto) para acarrear los excesos de agua subterránea o agua superficial.

Drenaje de Fundación. Un tubo o serie de tubos que colectan agua subterránea de la fundación o zapata de las estructuras para mejorar la estabilidad.

Drenaje longitudinal. Son zanjas drenantes que se disponen longitudinalmente a la carretera o elemento a proteger, aguas arriba de los mismos, con el fin de interceptar flujos de agua hacia éstos.

Drenaje Natural. Los patrones de flujo del agua de lluvia que corre sobre la tierra en su pre estado de desarrollo.

Drenaje Subsuperficial. Una zanja con relleno permeable, usualmente conteniendo piedras y tubo perforado, para interceptar agua subterránea o filtraciones.

Drenaje subterráneo. Su misión es impedir el acceso del agua a capas superiores de la carretera, especialmente al firme, por lo que debe controlar el nivel freático del terreno y los posibles acuíferos y corrientes subterráneas existentes.

Drenaje superficial. Conjunto de obras destinadas a la recogida de las aguas pluviales, su canalización y evacuación a los cauces naturales, sistemas de alcantarillado o a la capa freática del terreno.

Drenaje transversal. Permite el paso del agua a través de los cauces naturales bloqueados por la infraestructura viaria, de forma que no se produzcan destrozos en esta última. Comprende pequeñas y grandes obras de paso, como puentes o viaductos.

Dreno francés. Una zanja de drenaje rellena con grava, material que transmite el agua; puede contener un tubo perforado.

Duración. El periodo de tiempo de un evento de lluvia.

Erosión. La erosión es el desgaste o denudación de suelos y rocas que producen distintos procesos en la superficie de la tierra.

Escorrentía. El agua derivada de las lluvias que caen dentro de una cuenca tributaria, fluyendo sobre la superficie del suelo o colectada en canales o conductos.

Escurrimiento directo. Parte del escurrimiento total procedente de una lluvia que llega al punto de medida dentro de un plazo corto, después de iniciada la tormenta, y que excluye el gasto base.

Escurrimiento. Parte de la precipitación que fluye hacia el cauce sobre el terreno (escurrimiento superficial) o dentro del suelo (escurrimiento subsuperficial o interflujo).

Flujo Base. Descarga de corriente derivada de una fuente subterránea como diferenciada de una de una escorrentía superficial. Algunas veces considerada para incluir flujos desde lagos o reservorios regulados.

Flujo crítico. Es un estado teórico en corrientes naturales y representa el punto de transición entre los regímenes subcrítico y supercrítico. Corresponde a un número de Froude igual a uno.

Flujo Laminar. Flujo en baja velocidad en el cual las partículas de flujo se deslizan suavemente a lo largo de líneas rectas paralelas en cualquier lugar al eje de un canal o tubo.

Flujo subcrítico o tranquilo. Tiene una velocidad relativa baja y la profundidad es relativamente grande, prevalece la energía potencial. Corresponde a un régimen de llanura. Corresponde a un número de Froude menor a uno.

Flujo supercrítico o rápido. Tiene una velocidad relativamente alta y poca profundidad prevalece la energía cinética. Propios de cauces de gran pendiente o ríos de montaña. Corresponde a un número de Froude mayor a uno.

Flujo Uniforme. Un estado de flujo uniforme cuando la velocidad media y el área de la sección transversal permanece constante en todas las secciones de un tramo.

Gestión de riesgo. La gestión de riesgos es un enfoque estructurado para manejar la incertidumbre relativa a una amenaza, a través de una secuencia de actividades humanas que incluyen evaluación de riesgo, estrategias de desarrollo para manejarlo y mitigación del riesgo utilizando recursos gerenciales.

Gradiente de energía: línea imaginaria que muestra la disminución o pérdida de carga total a lo largo de una conducción o de un canal.

Hidráulica. La hidráulica es la rama de la física que estudia el comportamiento de los fluidos en función de sus propiedades específicas. Es decir, estudia las propiedades mecánicas de los líquidos dependiendo de las fuerzas a que pueden ser sometidos.

Hidrograma unitario: El hidrograma que resulta de 1 mm de lluvia exceso (o 1 pulgada o 1 cm) distribuido uniformemente en espacio sobre un área para una duración dada.

Hidrograma: gráfico que representa la variación en el tiempo de algún dato hidrológico observado como: nivel, gasto, velocidad, sedimento, etcétera.

Hidrología: (del griego hydor-, agua) es la disciplina científica dedicada al estudio de las aguas de la Tierra, incluyendo su presencia, distribución y circulación a través del ciclo hidrológico, y las interacciones con los seres vivos. También trata de las propiedades químicas y físicas del agua en todas sus fases.

Hietograma: gráfico que muestra la intensidad de las precipitaciones en función del tiempo.

Infiltración. La infiltración es el proceso por el cual el agua en la superficie de la tierra entra en el suelo.

Lecho rocoso La roca más o menos sólida se coloca encima o debajo de la superficie de la tierra. Puede ser suave, media o dura, o dura y tener una superficie lisa o regular.

Limo. El limo es un sedimento clástico incoherente transportado en suspensión por los ríos y por el viento, que se deposita en el lecho de los cursos de agua o sobre los terrenos que han sido inundados. Para que se clasifique como tal, el diámetro de las partículas de limo varía de 0,0039 mm a 0,0625 mm.

Mapa topográfico. Demostración gráfica de las características de un área de terreno y en el que se muestra las curvas de nivel y sus elevaciones de acuerdo a un datum definido.

Marga. La marga es un tipo de roca sedimentaria compuesta principalmente de calcita y arcillas, con predominio, por lo general, de la calcita, lo que le confiere un color blanquecino con tonos que pueden variar bastante de acuerdo con las distintas proporciones y composiciones de los minerales principales.

Medio Ambiente. La suma total de todas las condiciones externas que pueden actuar sobre un organismo viviente o comunidad para influenciar su desarrollo o existencia.

Nivel freático. (1) La superficie libre del agua subterránea. (2) Esa superficie sujeta a la presión atmosférica bajo el suelo, generalmente el aumento de precipitación con las temporadas u otras condiciones.

Nomograma. Un nomograma o ábaco es un instrumento gráfico de cálculo, un diagrama bidimensional que permite el cómputo gráfico y aproximado de una función de cualquier número de variables. En su concepción más general, el nomograma representa simultáneamente el conjunto de las ecuaciones que definen determinado problema y el rango total de sus soluciones.

Obra de Drenaje. Una obra de drenaje es un dispositivo utilizado para dar paso al agua, restituyendo la continuidad de la trayectoria de los cauces interceptados principalmente por las obras lineales: carreteras, ferrocarriles, etc.

Pendiente. Grado de desviación de una superficie desde el horizonte, medido como una razón numérica o porcentaje. Expresada como una razón, el primer número es comúnmente la distancia horizontal y la segunda es la distancia vertical.

Perímetro mojado. Es el contorno de la sección transversal que está en contacto con el agua.

Permeabilidad (suelo). La calidad de un suelo que posibilita agua o aire para moverse a través de él. Usualmente expresado en milímetros por hora.

Peso específico. Se le llama peso específico a la relación entre el peso de una sustancia y su volumen.

Pilas. Son los apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos. Deben soportar la carga permanentemente y sobrecargas sin asientos, ser insensibles a la acción de los agentes naturales.

Pilote. Se denomina pilote a un elemento constructivo utilizado para cimentación de obras, que permite trasladar las cargas hasta un estrato resistente del suelo, cuando este se

encuentra a una profundidad tal que hace inviable, técnica o económicamente, una cimentación más convencional mediante zapatas o losas.

Porosidad. El volumen de espacio de poros en el suelo o roca.

Proyecto. Memoria de diseño y conjunto de estudios y planos constructivos, que definen las obras que serán construidas, cumpliendo con las normas existentes para cada componente del proyecto, así como las especificaciones técnicas y presupuesto base para licitación pública.

Radio hidráulico. Es el cociente entre el área de la sección mojada y el perímetro mojado.

Remanso. Acción o efecto en un cuerpo de agua en el cual su flujo es lento u opuesto al flujo normal del cauce. Zonas de influencia de obstrucciones en el cauce de los ríos donde el agua se detiene o la dirección de su flujo se invierte, tal como un puente estrecho, construcciones o material de relleno que limita el área a través del cual el agua debe fluir. En los estuarios ocurre este efecto debido a las mareas.

Riesgo. El riesgo se define como la combinación de la probabilidad de que se produzca un evento y sus consecuencias negativas. Los factores que lo componen son la amenaza y la vulnerabilidad.

Río. Un río es una corriente de agua continua, y más o menos caudalosa, que desemboca en otra corriente o en el mar. Los ríos existen de forma perenne o intermitente. Los ríos perennes tienen agua todo el año; los intermitentes, sólo durante la época de lluvia.

Sección transversal. Un gráfico o ploteo de las elevaciones del terreno a través de la corriente del valle o porción de él, usualmente es una línea perpendicular a la corriente o dirección de flujo.

Sedimentación. El proceso en que los suelos se depositan, residuos y otros materiales sobre la superficie del suelo o en cuerpos o cursos de agua.

Sedimento. Material sólido que está en suspensión, mientras está siendo transportado, o ha sido movido de su sitio original por el aire, agua, gravedad, o hielo y viene a depositarse sobre la superficie de la tierra.

Socavación. El claro y acción de cavar del flujo del agua, especialmente erosión hacia abajo erosionada causada por la corriente de agua en filtración aparte del lodo y limo del lecho de corriente y ribera exterior de un canal curvado.

Subestructura de puente. La subestructura consiste de todos los elementos requeridos para soportar la superestructura y la carretera del paso elevado.

Suelo. El mineral no consolidado y material orgánico sobre la superficie inmediata de la tierra que sirve como un medio natural para el crecimiento de plantas en el suelo. Ver también suelo aluvial, Arcilla, Suelo cohesivo, marga, Permeabilidad (suelo), Arena, Horizonte del suelo, Perfil del suelo, Subsuelo, Suelo superficial, capa vegetal.

Suelos aluviales. Suelos desarrollados de la transportación y relativamente material depositado (aluvial) caracterizado por una modificación débil (o ninguna) del material original por el proceso de formación de suelos.

Superestructura de puente. Es la parte superior de un puente, que une y salva la distancia entre uno o más claros. La superestructura consiste en el tablero (losa) soporta directamente las cargas y las armaduras.

Talud. Para la ingeniería y la arquitectura, el talud es la diferencia que existe entre el grosor del sector inferior del muro y el grosor del sector superior, creando una pendiente. Esto permite que el muro pueda resistir la presión que ejerce la tierra detrás de él.

Tasa de infiltración. La tasa, usualmente expresada como pulgadas por hora en el cual el agua se mueve a través del perfil del suelo.

Terraplén. En ingeniería civil se denomina terraplén a la tierra con que se rellena un terreno para levantar su nivel y formar un plano de apoyo adecuado para hacer una obra.

Tiempo de concentración (tc). Es el tiempo de viaje de una partícula de agua desde el punto hidráulicamente más remoto en el área de contribución de la cuenca hasta el punto bajo estudio.

Tiempo de retención. El intervalo entre el centro de masa de la precipitación de lluvia y el flujo pico de la escorrentía resultante.

Tirante. También conocido como profundidad del flujo o calado es la profundidad del flujo (generalmente representada con la letra h) es la distancia vertical del punto más bajo de la sección del canal a la superficie libre del agua.

Tormenta de Diseño. Un estimado de la cantidad de precipitación esperada dentro de un periodo dado de tiempo.

Tormenta de Diseño. Un evento seleccionado, descrito en términos de probabilidad de ocurrencia una vez dentro de un número dado de años, para el cual se ha diseñado y construido el drenaje o mejorado los controles de flujo.

Tránsito de avenidas. El tránsito de avenidas es un procedimiento matemático para predecir el cambio en magnitud, velocidad y forma de una onda de flujo en función del tiempo (Hidrograma de Avenida), en uno o más puntos a lo largo de un curso de agua (Cauce o canal).

Tributario. Río que no desemboca en el mar, sino en otro río más importante con el cual se une en un lugar llamado confluencia.

Vano. Espacio de una estructura porticada que queda abierta entre apoyos y vigas.

Velocidad Media. Velocidad promedio de una corriente fluyendo en un canal o conducto en una sección transversal dada o en un tramo. Es igual a la descarga dividida por el área de la sección transversal del tramo.

Vida de útil. El periodo de tiempo para el cual se espera que una instalación o estructura realice su función.

Vulnerabilidad. Son las características y las circunstancias de una comunidad, sistema o bien que los hacen susceptibles a los efectos dañinos de una amenaza.

Zampeado. Revestimiento rígido de hormigón ciclópeo (piedra y mortero) que se instala para proteger de la erosión los taludes o el cauce del río.

Zanja. Una salida de drenaje artificial abierta en la cual escurren excesos de agua superficial o subterránea de precipitación o caudales de una crecida, puede fluir continuamente o intermitentemente.

Zapata. Una zapata es un tipo de cimentación superficial que puede ser empleada en terrenos razonablemente homogéneos y de resistencias a compresión medias o altas.

An aerial photograph of a multi-lane highway winding through a densely forested, hilly landscape. The highway has several vehicles, including cars and a large truck. To the left of the highway, there is a residential area with many small houses. The sky is clear and blue. A semi-transparent blue rectangular box is overlaid on the bottom right of the image, containing the text 'APARTADO IX' and 'ANEXOS' in white, bold, sans-serif font.

APARTADO IX

ANEXOS

Manual Centroamericano de Hidrología e Hidráulica para el diseño de estructuras de drenaje en carreteras

Este formulario tiene como objetivo recolectar la información inicial sobre las disposiciones hidrológicas e hidráulicas en centroamérica para el diseño de obras de drenaje en carretera. Las respuestas servirán de insumo para la realización del diagnóstico regional y el respectivo manual

1. 1) País

País correspondiente a los datos proporcionados

Mark only one oval.

- ☐ Costa Rica
- ☐ El Salvador
- ☐ Guatemala
- ☐ Honduras
- ☐ Nicaragua
- ☐ Panamá

2. 2) Nombre

Nombre completo de la persona que lo rellena

.....

3. 3) Institución a la que pertenece

.....

4. 4) Unidad o departamento dentro de la institución en la que labora

.....

5. 5) Profesión / Cargo

Profesión o cargo de la persona que proporciona la información

.....

6. 6) Contacto

Correo electrónico de contacto de la persona que proporciona la información

.....

REFERENCIAS PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE

7. 7) ¿Qué unidad o departamento, dentro de su institución, elabora los Términos de Referencia (TDR) de las licitaciones para proyectos viales?

.....

.....

.....

.....

.....

8. 8) ¿ Cuenta, la unidad o departamento elaboradora de los TDR, con un documento de referencia para establecer los criterios de evaluación de los parámetros hidrológicos e hidráulicos para el diseño de las obras de drenaje de carreteras?

Mark only one oval.

- ☐ Si
- ☐ No

9. 9) ¿Cuál es el nombre del / los documento(s) de referencia utilizados?

Agregar el autor y el año de publicación y versión del documento

.....

.....

.....

.....

.....

10. 10) Si fuera el caso de contar con un documento de referencia nacional, ¿Se conoce si está basado en alguna norma internacional? ¿En cuál?

.....

.....

.....

.....

.....

11. 11) ¿De qué otra institución, a parte de la suya, dependen para otorgar los permisos de aprobación para la construcción de obras viales?

.....

12. **12) En casos de existir otra institución que interviene en el otorgamiento de permisos, ¿En qué aspectos interviene?**
-

Consideraciones hidrológicas, hidráulicas, de gestión de riesgo y adaptación al cambio climático en la ubicación y planificación de infraestructura vial

13. **13) Dentro de su institución, ¿Se tienen definidos los alcances de las actividades a realizar de acuerdo a la fase en que se encuentre el proyecto vial?**

Por ejemplo, qué actividades se realizan durante la fase de prefactibilidad, factibilidad o diseño

Mark only one oval.

- ☐ Si
- ☐ No

14. **14) ¿Con qué material cartográfico cuentan en su oficina?**

Puede marcar más de una opción

Check all that apply.

- ☐ Mapas topográficos
- ☐ Mapas geológicos
- ☐ Mapas de uso de suelo
- ☐ Mapas de riesgo
- ☐ Cuerpos de agua
- ☐ Medios cartográficos digitales
- ☐ Other:

15. **15) ¿Cuál es la escala de los mapas con los que cuentan?**
-

16. **16) ¿Cuentan dentro de su institución con criterios para disminuir la vulnerabilidad de las estructuras de drenaje?**

Mark only one oval.

- ☐ Si
- ☐ No
- ☐ Other:

17. 17) ¿Cuenta su institución con una red de instrumentación hidrometeorológica propia?

Ej, Pluviógrafos, Pluviómetros, Limnímetros, Limnigráfos, Escalas

Mark only one oval.☐ Si☐ No**18. 18) En caso de que cuenten con instrumentación propia. ¿Qué tipo de instrumentación?***Check all that apply.*☐ Pluviómetros☐ Pluviografos☐ Limnímetros☐ Limnigráfos☐ Escalas☐ Other:**19. 19) En caso de NO contar con una red de instrumentación propia ¿Qué institución es la encargada de administrar la información hidrometeorológica? ¿Cómo la adquiere su institución?**

.....

20. 20) ¿Con qué tipo de datos cuentan dentro de su institución para realizar los análisis meterológicos?*Check all that apply.*☐ Datos históricos (Informes descriptivos, marcas de agua)☐ Registros de la instrumentación☐ Datos analizados (Curvas IDF, curvas de descarga)☐ Other:**21. 21) ¿Existe en su institución alguna base de datos de inventarios viales? ¿Qué unidad o departamento posee estas bases de datos viales?**

Registros históricos de inundaciones, registros históricos de daños en estructuras existentes

.....

22. **22) Si la respuesta anterior es afirmativa, ¿Se incluye en dicha base de datos información histórica de daños viales?**

Mark only one oval.

- ☐ Si
- ☐ No
- ☐ Other:

RECOPIACIÓN DE DATOS DE CAMPO

23. **23) ¿Se cuenta, dentro de su institución, con un formulario para el levantamiento de datos de las estructuras viales durante las visitas de reconocimiento de campo?**

Brindar formato respectivo

Mark only one oval.

- ☐ Si
- ☐ No

24. **24) ¿Dónde se vuelca la información de las visitas de campo? ¿Quién está a cargo de administrar la información?**

.....

.....

.....

.....

.....

25. **25) ¿Se realiza algún tipo análisis con la información recopilada en campo?**

Planificación, gestión de riesgo, plan de mantenimiento

.....

.....

.....

.....

.....

CONSIDERACIONES HIDROLÓGICAS E HIDRÁULICAS

26. **26) Dentro de su institución ¿Existe alguna metodología estandarizada para el análisis hidrológico?**

Mark only one oval.

- ☐ Si
- ☐ No

27. **27) En caso de que la respuesta anterior sea NO , ¿Cuál es la metodología que se utiliza comúnmente para el análisis hidrológico?**

.....

28. **28) ¿Se cuentan con criterios para incluir la variable de cambio climático en el análisis hidrológico?**

Mark only one oval.

☐ Si

☐ No

29. **29) En caso de que la respuesta anterior sea afirmativa, ¿Cuales son los criterios?**

.....

.....

.....

.....

.....

30. **30) ¿Cuentan, dentro de su institución, con criterios para definir el caudal de diseño?
¿Cuáles son?**

.....

31. **31) Dentro de su institución ¿Existe alguna metodología estandarizada para el análisis hidráulico de acuerdo a la estructura de drenaje?**

Mark only one oval.

☐ Si

☐ No

32. **32) Si no es el caso, ¿Cuál es la metodología que se utiliza comúnmente para el análisis?**

.....

33. **33) ¿Cuentan en su oficina con algún software para la modelización o simulación hidrológica e hidráulica?**

Mark only one oval.

☐ Si

☐ No

34. 34) ¿Qué software utilizan?

.....

35. 35) ¿Quién utiliza el software?

.....

Obras de Protección

36. 36) En cuanto al diseño de las obras de protección que se realizan en su institución ¿Se toman consideraciones especiales para la realización de obras de protección en estructuras de drenaje?

Mark only one oval.

☐ Si

☐ No

37. 37) ¿En qué metodología se basa el diseño de las estructuras de protección?

.....

38. INFORMACIÓN ADICIONAL

Este espacio está disponible para que el encuestado agregue información que considere necesario considerar acerca de los criterios hidrológicos e hidráulicos utilizados en su institución para el diseño de las obras de drenaje

.....

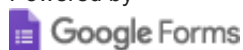
.....

.....

.....

.....

Powered by





La publicación de este documento fue posible gracias al apoyo de
la Agencia de Cooperación Internacional del Japón, JICA,
y ejecutado por la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y
Gestión Estratégica del Riesgo, DACGER,
del Ministerio de Obras Públicas de El Salvador MOPTVDU
y la Secretaría de Integración Económica Centroamericana, SIECA.

Prohibida su reproducción parcial o total para venta al público.