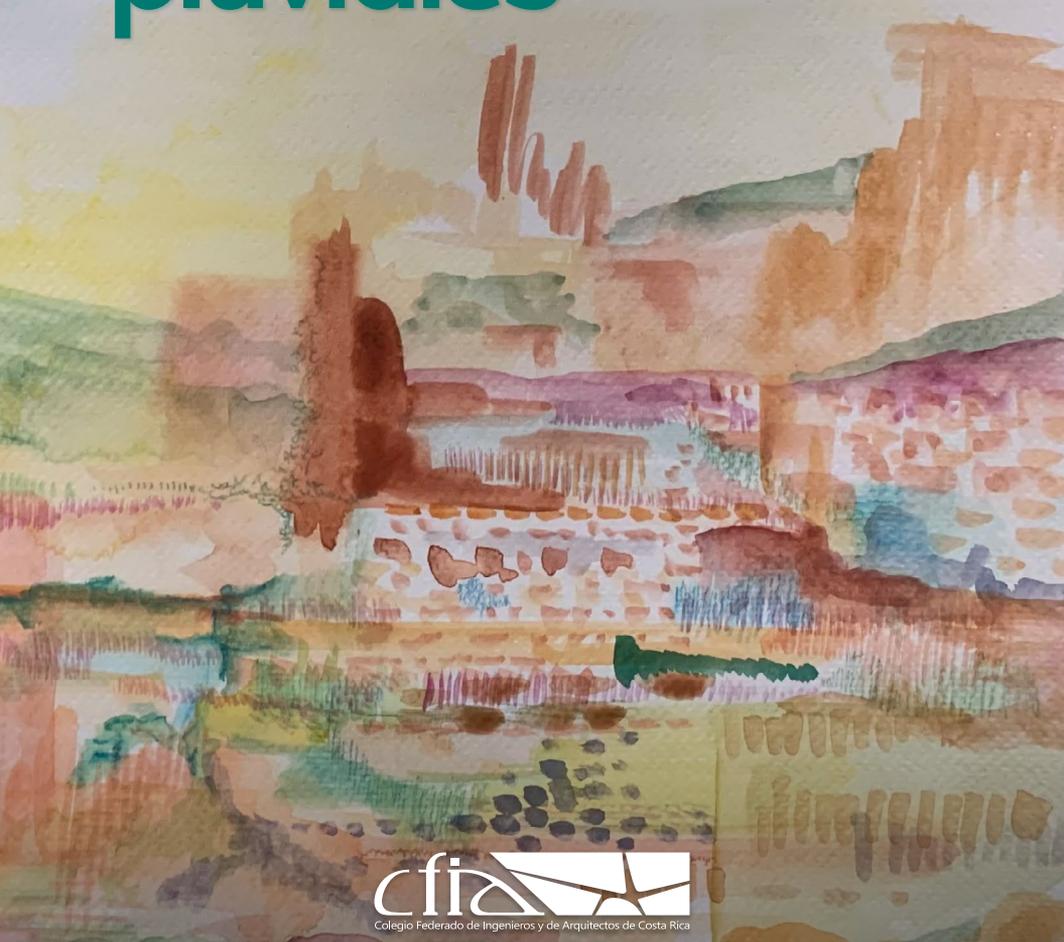


Guía de Diseño Hidrológico para **sistemas** de **alcantarillados pluviales**



cfia
Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica



45

Guía de Diseño Hidrológico para Sistemas de Alcantarillados Pluviales

©Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica



627.54

O661g Oreamuno Vega, Rafael
Guía de diseño hidrológico para sistema de alcantarillados pluviales / Rafael Oreamuno Vega, Yolanda Rivas Araya, Ignacio del Valle Granados, Marcos González Varela, Jessi Vega Méndez, Luis Castro Boschini. – 1 ed. – San José, C.R. : Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos, 2024.
190 p. ; il. : 22 X 14 cm.

ISBN: 978-9968-933-32-2

1. Alcantarillado Pluvial. 2. Hidrología Urbana. 3. Drenaje Urbano. 4. Control de Inundaciones. I. Rivas Araya, Yolanda. II. Del Valle Granados, Ignacio. III. González Varela, Marcos. IV. Vega Méndez, Jessie. V. Castro Boschini, Luis. VI. Título.

ISBN: 978-9968-933-32-2



9 789968 933322

Producto centroamericano

Hecho en Costa Rica

Octubre, 2024

Prohibida la reproducción total o parcial de esta obra, por cualquier medio, sin el permiso escrito del titular de los derechos.

Guía de Diseño Hidrológico para sistemas de alcantarillados pluviales

Conformación de la Comisión Paritaria para la Elaboración de un Código Hidrológico:

Ing. Rafael Oreamuno Vega – Colegio de Ingenieros Civiles

Arq. Yolanda Rivas Araya – Colegio de Arquitectos de Costa Rica (CACR)

Ing. Ignacio Del Valle Granados – Colegio de Ingenieros Electricistas, Mecánicos e Industriales (CIEMI)

Ing. Marcos González Varela – Colegio de Ingenieros Topógrafos de Costa Rica (CIT)

Ing. Jessie Vega Méndez – Colegio de Ingenieros Tecnólogos (CITEC)

Ing. Luis Castro Boschini – Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica (CFIA)

Diagramación y Diseño Gráfico: Bach. Daniel Cerdas Troyo

AGRADECIMIENTOS

La Comisión Paritaria para la elaboración de un Código Hidrológico agradece a las siguientes personas por el apoyo brindado para la elaboración de la presente Guía de Diseño Hidrológico para Sistemas de Alcantarillados Pluviales:

- Ing. Herbert Farrer Crespo: Por sus aportes que nos permitieron aclarar la magnitud de la problemática del manejo de las aguas de escorrentía urbana.
- Ing. Roy Delgado Alpízar de la Municipalidad de Alajuela y al Ing. Jesús Chinchilla González de la Municipalidad de Desamparados, quienes nos acompañaron en varias giras por los cantones centrales de Alajuela y Desamparados, respectivamente, y nos ayudaron a visualizar, en campo, la magnitud del problema de las inundaciones urbanas.
- Ing. Alberto Serrano Pacheco, quien contribuyó con la redacción del capítulo 4, correspondiente a los principios de hidráulica de canales abiertos.
- Ing. Alejandro Navas Carro y al personal del Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales, quienes contribuyeron con la redacción del capítulo 8 relativo al diseño y uso de pavimentos permeables.
- Arq. David Rodríguez Barrantes y el Arq. Luis Ángel Bogantes Porras, por su apoyo al desarrollo del capítulo de infraestructura verde.
- Srta. Yesenia Valverde Solano, por su invaluable apoyo en la coordinación de las reuniones, giras al campo, consecución de materiales y en la organización del taller que se desarrolló con las municipalidades de San Rafael de Heredia, Barva, Heredia, Flores y Belén para discutir sobre la problemática de la Quebrada Seca.
- M.A. María del Mar Mack Rivas, por la elaboración de la portada del documento.
- Bach. Daniel Eduardo Cerdas Troyo, del Departamento de Comunicación Corporativa CFIA, por la diagramación y diseño del documento.
- Ing. Mario Chavarría Gutiérrez, quien llevó a cabo la revisión formal del documento.
- A los y las colegas de los diferentes colegios miembros que conforman el Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica que realizaron la revisión de la primera versión del documento, sus comentarios y observaciones fueron de gran importancia para la edición del documento final y la preparación del curso de capacitación para el uso de esta guía.
- A todas aquellas personas que de una u otra forma colaboraron en la elaboración de este documento; a todas ellas, muchas gracias.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	10
1.1 La problemática de las inundaciones urbanas	10
1.1.1 Contexto país	10
1.1.2 Descripción del problema	12
Bibliografía	20
TOPOGRAFÍA DEL CUERPO RECEPTOR	23
2.1.1 Cauce de un río	23
2.1.2 Longitud del tramo del río a levantar	24
2.1.3 Levantamiento de secciones transversales	26
2.1.4 Modelo de elevación digital del cauce	28
2.1.5 Áreas de amortiguamiento fuera del cauce y áreas de flujo fuera del cauce	29
2.1.6 Ubicación y características geométricas de estructuras hidráulicas como puentes, alcantarillas o vertederos que se encuentran a lo largo del tramo del río en análisis	30
2.1.7 Infraestructura pluvial existente	30
2.1.8 Metodologías de levantamientos topográficos	33
2.1.9 Levantamientos taquimétricos	33
2.1.10 Levantamiento de perfiles y secciones transversales	34
2.1.11 Batimetrías	34
2.1.12 Levantamientos con drones	34
2.1.13 Levantamientos con método de Sistema de Posicionamiento Global (GNSS)	35
2.1.14 Información mínima para un levantamiento	36
HIDROLOGÍA	38
3.1 Introducción	38
3.2 Estudios hidrológicos	39
3.3 Estudio hidrológico del cuerpo receptor	41
3.4 Caracterización física de la cuenca del cuerpo receptor	42
3.4.1 Área	44
3.4.2 Perímetro	45
3.4.3 Índice de compacidad	45
3.4.5 Elevación media	46
3.4.6 Índice de pendiente	46
3.4.7 Número de orden	47

3.4.8 Elevación máxima de la cuenca	48
3.4.9 Elevación mínima de la cuenca	49
3.4.10 Longitud del cauce principal	49
3.4.11 Longitud al centro de gravedad	49
3.4.12 Pendiente media del cauce principal	51
3.4.13 Densidad de drenaje	51
3.4.14 Rectángulo equivalente	51
3.5 Caracterización de las condiciones actuales de uso de la tierra en el área de drenaje de la cuenca del cuerpo receptor	53
3.6 Definición de los volúmenes de máxima precipitación diaria para diferentes períodos de retorno	55
3.7 Cálculo de la precipitación efectiva	58
3.8 Hidrogramas de creciente	64
3.9 Estudio hidrológico del área del proyecto	67
3.10 Diseño bajo el criterio de caudal máximo instantáneo	67
3.10.1 Diseño bajo el criterio de volumen	74
Bibliografía	77
HIDRÁULICA	78
4.1 Introducción	78
4.2 Tipos de flujo	79
4.3 Estados de flujo	81
4.3.1 Efecto de la viscosidad	81
4.3.2 Efecto de la gravedad	82
4.4 Propiedades de los canales abiertos	83
4.4.1 Elementos geométricos de una sección transversal	83
4.4.2 Distribución de la velocidad	86
4.4.3 Coeficientes de Coriolis y Boussinesq	86
4.5 Ecuación de conservación de la energía	88
4.6 Ecuación de conservación de la masa	92
4.7 Ecuación de conservación de la cantidad de movimiento	93
4.8 Tipos de flujo	96
4.9 Régimen de flujo	97
4.10 Resalto hidráulico	98
4.11 Condiciones de flujo a la entrada y a la salida de un alcantarillado pluvial	101
4.12 Flujo no uniforme y no permanente	106
Bibliografía	109

SISTEMAS DE AMORTIGUAMIENTO	110		
5.1 Introducción	110		
Bibliografía	115		
LAGUNAS DE DETENCIÓN	116		
6.1 Diseño hidrológico de lagunas de detención	119		
Bibliografía	127		
SISTEMAS DE DETENCIÓN CON BOMBEO	128		
7.1 Principios hidráulicos y de energía en sistemas de alcantarillado pluvial con bombeo	128		
7.2 Tipos de bombas y sus características	129		
7.3 Configuración de la estación de bombeo	130		
7.4 Operación de la estación de bombeo	131		
7.5 Diseño de las tuberías de descarga	131		
Bibliografía	133		
PAVIMENTO PERMEABLE CON ADOQUINES DE CONCRETO O CON CONCRETO PERMEABLE	134		
8.1 Introducción	134		
8.2 Aplicaciones	135		
8.2.1 Aplicaciones en pavimentos	139		
8.2.1.1 Capa de rodamiento	139		
8.2.1.2 Bases permeables y drenajes en los bordes	139		
8.3 Materiales	140		
8.3.1 Agregados	140		
8.3.2 Materiales cementantes	140		
8.3.3 Agua	140		
8.3.4 Aditivos	141		
8.4 Ventajas y desventajas de su uso	141		
8.5 Bibliografía	142		
INFRAESTRUCTURA VERDE	144		
9.1 Antecedentes	144		
9.2 Objetivo	157		
9.3 Definición	157		
9.4 Concepto	157		
9.5 Definición de techo verde	157		
9.6 Beneficios ecosistémicos	161		
9.7 Características	162		
9.7.1 Estanqueidad	163		
9.7.2 Drenaje	163		
9.7.3 Capacidad de Retención del Agua	163		
9.7.4 Nutrición de las Plantas	163		
9.7.5 Filtración	163		
9.7.6 Especies de flora	164		
9.8 Tipos	164		
9.8.1 Techos Verdes Intensivos	164		
9.8.2 Techos Verdes Extensivos	165		
9.8.3 Techos Verdes mixtos	166		
9.9 Clasificación de techos verdes	168		
9.10 Construcción típica	169		
9.10.1 Membrana Impermeable	169		
9.10.2 Barrera Anti-Raíz	169		
9.10.3 Capa de Retención y Drenaje	170		
9.10.4 Filtro de Tela	170		
9.10.5 Sustrato de Crecimiento	170		
9.10.6 Selección de Plantas	170		
Bibliografía	171		
9.12 Anexo 2	174		
Vegetación para techos verdes	174		
Sedum Mexicanum	174		
Aptenia Cordifolia	175		
Alternanthera Bettzickiana o Alternanthera	176		
Soleirolia Soleirolia	177		
Filicopsida	178		
Hlorophytum Comosum	179		
Tulbalghia Violacea	180		
Armeria Maritima	181		
Duranta Repens = Duranta Erecta	182		
Nephrolepis Cordifolia	183		
Monstera Deliciosa	184		
Ajuga Reptans	185		
Platycerium Bifurcatum	186		
Ficus Repens	187		
Calistemon Citrinus o Callistemon	188		
Bergenia Cordifolia	189		

Introducción

1.1 LA PROBLEMÁTICA DE LAS INUNDACIONES URBANAS

1.1.1 Contexto país

La precipitación, el consecuente volumen de escorrentía que ésta produce y el manejo de la escorrentía superficial, en las ciudades de Costa Rica, se ha convertido en un tema importante, no solo para las municipalidades, como gobiernos locales, sino también para la academia, el sector privado y la sociedad civil organizada.

A medida que las ciudades han crecido, se han incrementado las consecuencias de un desarrollo urbano que no responde a un proceso ordenado de planificación. Cuando las municipalidades no pueden llevar un adecuado control sobre los procesos de desarrollo urbano o cuando no pueden realizar ampliaciones y mejoras al alcantarillado pluvial, con la misma celeridad con la que se lleva a cabo el desarrollo urbano, la ocurrencia de inundaciones se incrementa con pérdidas sociales y económicas para toda la comunidad. Asimismo, una vez que el espacio ha sido completamente ocupado por el desarrollo urbano, las soluciones factibles al problema de las inundaciones urbanas resultan extremadamente caras y muy complejas técnicamente.

Adicionalmente, el tema del calentamiento global, asociado a las emisiones de gases de efecto invernadero provenientes de actividades antropogénicas, identificado hace más de 25 años, está generando cambios importantes en el país, entre los cuales se encuentran: el aumento de la temperatura, la modificación de los patrones de precipitación, la elevación del nivel del mar y la modificación de los patrones de eventos climáticos extremos.

Estos factores del clima se entrelazan, además, con diversas amenazas de origen natural y antropogénico, con condiciones de vulnerabilidad social y amenaza ambiental, generando de manera recurrente pérdidas que limitan las capacidades competitivas del país y retardan el cumplimiento de las metas de desarrollo.

La Comisión Nacional de Prevención de Riesgos y Atención de Emergencias tiene registro de 1200 comunidades afectadas por desastres a causa de las lluvias en las primeras dos décadas del siglo XXI. En este conteo destacan comunidades de todo el territorio del país víctimas del desbordamiento de ríos y problemas con el alcantarillado.

La alerta se mantiene latente en 500 de esas comunidades, que viven bajo amenaza de crecidas en ríos o quebradas y otras 85 zonas, donde destacan Sixaola, Tempisque y Parrita, que son foco de atención por las inundaciones extensivas a las que son propensas.

En el caso de la Gran Área Metropolitana los problemas se deben a anegamientos por falta de capacidad con el sistema de alcantarillado y a la impermeabilización del suelo, producto del crecimiento desordenado de las ciudades. Entre los sectores más afectados se encuentran aquellos cercanos a los ríos Cañas, Damas, Tiribí, María Aguilar, Torres y Quebrada Seca.

Desde el punto de vista económico, para el caso específico de los fenómenos climáticos, las pérdidas nacionales acumuladas para el período 1988-2012 ascienden a los 1 326,43 millones de dólares (Flores, 2014).

En orden de mayor a menor, las pérdidas acumuladas por provincia debido a fenómenos hidrometeorológicos para el periodo 1988-2012 se distribuyen de la siguiente manera: Puntarenas, San José, Guanacaste, Limón, Alajuela, Heredia y Cartago (Flores, 2014).

Con respecto a los cantones, los primeros cinco con mayores pérdidas absolutas y pérdidas promedio por declaratoria de emergencia en el periodo 2005-2011 son Talamanca, Parrita, Pérez Zeledón, Desamparados y Matina (Flores, 2014).

Además, dentro de los objetivos de los planes nacionales de desarrollo para el sector ordenamiento territorial, cambio climático y riesgo a desastres se contempla fomentar las acciones frente al cambio climático global, mediante la participación ciudadana, el cambio tecnológico, procesos de innovación, investigación y conocimiento para garantizar el bienestar, la seguridad humana y la competitividad del país. El indicador para evaluar los logros alcanzados en este sector es el porcentaje de reducción de las pérdidas económicas en los sectores vulnerables a eventos hidrometeorológicos.

1.1.2 Descripción del problema

La tasa de crecimiento urbano durante el período de 1980 a 2020 en el país, ha sido mayor que la tasa de ampliación, mejora y crecimiento de los sistemas de manejo de aguas pluviales con que cuentan las ciudades. Adicionalmente, las mejoras y ampliaciones de estos sistemas, se han dado bajo el concepto tradicional del saneamiento urbano, el cual consiste en una serie de acciones orientadas a la evacuación rápida de las aguas pluviales y de los desechos urbanos e industriales.

Este enfoque de diseño, para el manejo de la escorrentía urbana, no sólo ha sido insuficiente para atender los continuos incrementos de los volúmenes de escorrentía urbana, sino que, además, es inaceptable en la actualidad, si se considera que el crecimiento de la infraestructura, se debe llevar a cabo con total respeto al medio ambiente incorporando criterios que favorezcan la adaptación al cambio climático.

La problemática que se presenta en todo el país, tiene su origen en la poca planificación y ejecución con visión a futuro del desarrollo urbano, falta de planes reguladores, crecimiento desmedido de las ciudades por impermeabilización del suelo, y crecimiento de las zonas de vulnerabilidad social y física de los distintos gobiernos locales. A lo anterior debe sumársele, la falta de ejecución de las políticas de gobierno y el poco compromiso, por parte de las autoridades, en la ejecución de las políticas para el desarrollo urbano.

La suma de todos estos factores, ha generado una rápida expansión de la frontera urbana y una fuerte presión sobre la ocupación del espacio, sin

que esta expansión responda a una planificación ordenada y congruente con las características físicas y climáticas del territorio. Adicionalmente, el desarrollo espontáneo de los sectores urbano-marginales, incrementa la dificultad, ya no para llevar a cabo un desarrollo urbano ordenado, sino, simplemente, para controlar los procesos de crecimiento.

El uso urbano de la tierra genera cambios importantes en el patrón de la escorrentía superficial y subterránea. Si en un área de drenaje predomina el uso de la tierra con cobertura vegetal, los procesos de intercepción, encharcamiento, infiltración y evapotranspiración harán que la respuesta hidrológica de la cuenca se amortigüe, debido a que el volumen de escorrentía superficial se reduce y se da una recarga a los acuíferos, debido a los procesos de intercepción, encharcamiento e infiltración.

Este patrón de la escorrentía tiende también a equilibrar las condiciones extremas, manteniendo el caudal de estiaje alto y la escorrentía de la época húmeda baja. Asimismo, si las márgenes de los ríos no se han utilizado para el desarrollo de alguna actividad económica o para el desarrollo urbano, durante las crecientes se incrementará el área de la sección transversal del flujo, con lo cual los niveles esperados del agua durante crecientes no se elevarán demasiado y las velocidades de flujo tenderán a ser menores que si el cauce se encuentra restringido.

Cuando el uso de la tierra sobre un área de drenaje es predominantemente urbano, y como consecuencia se impermeabiliza el suelo, la respuesta hidrológica de la cuenca se acelera, ya que se minimizan los procesos de intercepción, encharcamiento, infiltración y evapotranspiración y el sistema de alcantarillado pluvial se diseña para evacuar las aguas lo más rápidamente posible. Al minimizarse estos procesos se reduce la recarga a los acuíferos y se incrementa el volumen de escorrentía superficial durante la época húmeda. Esto da como resultado un desequilibrio en el patrón de la escorrentía que presenta una disminución de los caudales mínimos de estiaje y un incremento de los caudales máximos en la época húmeda.

De igual forma, si el desarrollo urbano restringe el área de sección transversal del cauce, durante crecientes los niveles del agua tenderán

a aumentar y la velocidad del flujo se incrementará.

Esta comparación entre los patrones de escorrentía correspondientes al uso de la tierra con cobertura vegetal y al uso de la tierra con cobertura urbana, se muestran en la figura 1.1, en la cual se puede observar gráficamente la diferencia entre ambos patrones.



Figura 1.1. Representación esquemática del problema del manejo de la escorrentía urbana (Según Leopold y Dunne, 1978).

Desde 1987 la UNESCO señaló los siguientes impactos en el ciclo hidrológico que, el problema del incremento de la escorrentía superficial, debido al cambio en el uso de la tierra por los procesos de desarrollo urbano, genera:

- a. Los caudales máximos se incrementan de 2 a 5 veces sobre los que se presentaban antes del proceso de la urbanización.
- b. La frecuencia de eventos de inundaciones se puede incrementar desde una cada dos años hasta 3 ó 5 veces cada año. Un cauce que a través de los años ha adaptado su planicie inundable será ahora reformado debido al incremento de la cantidad y velocidad del agua. Habrá deslizamientos de márgenes y ampliación y erosión del lecho y caídas de árboles.

c. El escurrimiento alcanzará el cauce receptor mucho más rápido (hasta en un 50 por ciento menos del tiempo que le tomaba antes del proceso de urbanización).

d. Reducción del caudal base debido a una menor infiltración y recarga de los acuíferos

e. La sedimentación producida por un incremento de la erosión llenará tramos de remanso en los cauces, impactando directamente la vida acuática y el número y tipos de organismos que se encuentran.

f. La cantidad de contaminantes que entran al sistema fluvial durante y después de la urbanización se incrementan por un orden de magnitud.

g. La temperatura de un cauce urbano puede incrementarse en 0,08°C por cada 1% de incremento de la impermeabilidad.

Adicionalmente, si el sistema del alcantarillado pluvial con cordones y cunetas no tiene la capacidad para conducir la escorrentía superficial hacia los cuerpos colectores, el agua fluirá por fuera del sistema del alcantarillado pluvial dañando la infraestructura urbana y poniendo en peligro la vida de las personas que habitan en la zona.

En referencia a este tema se reconocen dos tipos de inundaciones urbanas:

1. Inundaciones ribereñas: asociadas al desbordamiento de los ríos y que pueden verse acrecentadas, tanto en magnitud como frecuencia, debido a los procesos de urbanización aguas arriba y a la urbanización indebida en áreas inundables adyacentes a los cursos de agua.
2. Inundaciones provocadas por el incremento del nivel de agua en los ríos, que evitan el desfogue del sistema pluvial. Cuando se presenta esta situación, el flujo de agua en el alcantarillado pluvial puede revertirse y, en consecuencia, el agua en lugar de entrar al alcantarillado pluvial por los tragantes, sale por los tragantes y por las tapas del alcantarillado, ocasionando inundaciones en zonas que están alejadas de los cauces utilizados como cuerpos receptores. Esta situación también puede presentarse cuando se sobrepasa la

capacidad del alcantarillado pluvial, lo que puede darse tanto por error de diseño, si se consideran períodos de retorno equivocados, como por la forma desordenada en que se permitió el desarrollo urbano.

A continuación, se muestran algunas fotografías que ilustran la problemática de las inundaciones en el país:



Figura 1.2. Impactos de los fenómenos hidrometeorológicos.
Fuente: Periódico La Nación, 2015.

Dentro de este contexto, los problemas de drenaje urbano actualmente se empiezan a atender solamente cuando se manifiestan y, ante la celeridad con que deben mitigarse, las mejoras a la infraestructura del sistema del alcantarillado pluvial que se construyen, sólo resuelven el

problema de forma parcial y durante un breve período de tiempo. Además, una de las principales características, causante del descontrol en el manejo de la escorrentía superficial que se observa en la mayoría de las ciudades, es que quien impermeabiliza no sufre las consecuencias del incremento de la escorrentía superficial. Los efectos hidrológicos del incremento de caudal y volumen de la escorrentía superficial, debido a la impermeabilización producida por los desarrollos urbanos, se manifiesta aguas abajo de los puntos de desfogue del drenaje pluvial.

Para dar una idea de conjunto de lo que se ha presentado en las líneas anteriores, se incluye la figura 1.3 que incorpora todos los elementos tratados, en donde se muestran los hidrogramas de crecientes (gráfico de la variación del caudal en función del tiempo) para la condición anterior al proceso de urbanización y para la condición posterior al proceso de urbanización. Los hidrogramas de creciente se presentan juntos en la siguiente gráfica para dar una idea más completa del fenómeno.

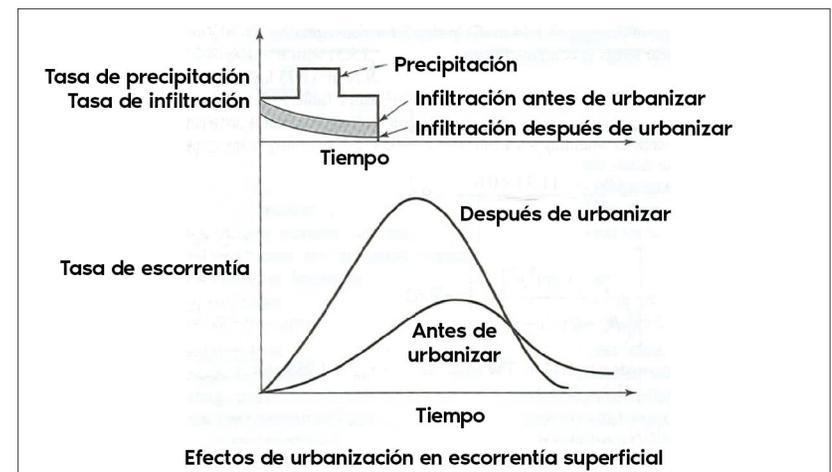


Figura 1.3. Hidrograma de creciente para las condiciones de uso de la tierra sin cubierta impermeable y con cubierta impermeable.

Los valores específicos asociados a los ejes se deben determinar para cada caso en particular, debido a que los desarrollos urbanos han seguido patrones diferentes en distintas localidades, las áreas de

drenaje presentan características físicas y climáticas diferentes y porque cada cuerpo receptor presenta características fluviales únicas.

Nótese que los efectos netos del proceso de urbanización sobre el patrón de la escorrentía superficial son: el aumento en el volumen total escurrido, así como en el caudal máximo instantáneo esperado a partir de una determinada tormenta, la disminución del volumen infiltrado, la disminución del caudal base durante la época seca y la disminución del tiempo al pico del hidrograma.

Como medida paliativa a la problemática anteriormente descrita, actualmente los gobiernos locales han comenzado a exigir, a los nuevos desarrollos de infraestructura, sistemas propios para el manejo del incremento de la escorrentía superficial que se va a generar con la construcción de estos nuevos desarrollos. Sin embargo, los sistemas exigidos por los gobiernos locales carecen de normativa y el país no cuenta con una política que guíe y oriente el manejo de la escorrentía urbana.

La respuesta técnica al problema es disciplinar la ocupación urbana por medio de un desarrollo compatible con las características físicas y climáticas de la zona donde se ubicarán áreas impermeabilizadas y, por lo tanto, con riesgo de inundaciones. Este objetivo se logra minimizando y de ser posible impidiendo, el aumento sistemático del caudal máximo instantáneo esperado durante crecientes, debido al cambio en el uso de la tierra en las áreas destinadas al uso urbano.

Esto también trae como consecuencia una disminución del riesgo a inundaciones aguas abajo de los puntos de descarga de los sistemas de drenaje urbano, ya que no se estarían incrementando los caudales máximos instantáneos durante las crecientes.

Con estas medidas se minimiza el riesgo de pérdida de vidas humanas, los impactos negativos de las inundaciones sobre las actividades económicas de la comunidad y los daños que ocasiona el exceso del flujo de la escorrentía superficial, en períodos cortos de tiempo, sobre la infraestructura urbana y sobre el cauce receptor.

La presente guía se propone unificar los criterios de diseño y la normativa existentes en cuanto a la planificación y diseño de sistemas de recolección de aguas pluviales y obras asociadas.

Plantea el diseño de sistemas de alcantarillado pluvial que incluya sistemas de detención y retención como lagunas y tanques, así como sistemas para promover la infiltración hacia los mantos acuíferos como pavimentos permeables y otros mecanismos como los techos verdes; de manera que se pueda mitigar los impactos del proceso de urbanización sobre el patrón de la escorrentía superficial y se recuperen los procesos hidrológicos de intercepción, encharcamiento, infiltración y evapotranspiración.

Procura un cambio al enfoque de diseño de los sistemas de alcantarillado pluvial, de forma que se incorporen las características espaciales y temporales de la precipitación y las características físicas del área de drenaje y del cuerpo receptor. Este cambio de enfoque requiere de mayor información meteorológica sobre las características de las tormentas y un mayor nivel de detalle en el análisis de los patrones de escorrentía del área de drenaje y de la capacidad de transporte del cuerpo receptor.

Para asegurar el éxito en la implementación de los sistemas propuestos es indispensable involucrar a todas las partes relacionadas con esta problemática, El manejo correcto de la escorrentía urbana no es sólo responsabilidad de los gobiernos locales sino también de los ciudadanos, ya que ellos son la razón del desarrollo de la infraestructura urbana.

Se requiere la participación de la comunidad en la implementación de un plan de acción que permita el manejo de la escorrentía urbana de forma adecuada. La población, la empresa privada y el gobierno (local y nacional) deben unirse para la consecución de los objetivos planteados en la presente guía.

BIBLIOGRAFÍA

Flores, R. (2014). Sistematización de la información sobre los impactos de los fenómenos naturales en Costa Rica 1988-2012. Ministerio de planificación.

Topografía

La topografía es uno de los aspectos esenciales que se deben tomar en cuenta para cualquier proyecto de ingeniería y de arquitectura; y la hidrología y la hidráulica no son la excepción.

Cada proyecto, construido o por construir y que requiere cálculos de hidrología e hidráulica, tiene la necesidad de contar con la información topográfica que soporten los diferentes cálculos y modelados de los diseños.

El manejo de la escorrentía superficial requiere hacer el análisis hidrológico e hidráulico del cuerpo receptor, así como el análisis hidrológico de los volúmenes y los caudales que produce el área de drenaje del proyecto.

Cuando el cuerpo receptor es el cauce de un río, es necesario llevar a cabo el análisis de crecientes del cuerpo receptor. Para el análisis del cuerpo receptor, es indispensable contar con la información topográfica de la geometría de los cauces, de las áreas de inundación, de las características físicas de la cuenca como área, perímetro, longitud de ríos, elevación máxima y mínima y pendientes entre otros parámetros necesarios para el diseño.

Cuando el cuerpo receptor es un alcantarillado pluvial existente, es necesario contar con la información topográfica del sistema pluvial, al que se van a desfogar las aguas del área de drenaje del proyecto. En este caso, para el análisis del cuerpo receptor es indispensable contar con la información topográfica de nivel de tapa y nivel de fondo de los pozos pluviales, diámetros de las tuberías de entrada y salida de los pozos, nivel de corona y de fondo de las tuberías de entrada y salida de los pozos y longitud y pendiente de las tuberías que conforman el sistema pluvial.

La extensión del levantamiento topográfico del sistema pluvial existente,

debe abarcar el área de drenaje que aporta caudal al punto de desfogue, de manera que se pueda cuantificar tanto el caudal que llega al punto de desfogue, como la condición de flujo que se presentará, aguas abajo del punto de desfogue, con el caudal que aportará el área de proyecto.

2.1 TOPOGRAFÍA DEL CUERPO RECEPTOR

2.1.1 Cauce de un río

Cuando las aguas de escorrentía del área de drenaje de un proyecto, desfogan directamente al cauce de un río, es necesario hacer el levantamiento topográfico del cauce para conocer la geometría del mismo. Los elementos geométricos del cauce que se deben obtener por medio de la topografía son los siguientes:

- a. Longitud del tramo del río donde se desfogarán las aguas del sistema pluvial del área del proyecto.
- b. Área y perímetro de secciones transversales específicas, si el análisis de flujo durante crecientes se hace por medio de la ecuación de flujo gradualmente variado.
- c. Modelo de elevación digital del cauce y las zonas aledañas al cauce, si el análisis de flujo durante crecientes se hace bajo condiciones de flujo no uniforme y no permanente.
- d. Áreas de amortiguamiento fuera del cauce.
- e. Áreas de flujo fuera del cauce.
- f. Ubicación y características geométricas de estructuras hidráulicas como puentes, alcantarillas o vertederos que se encuentran a lo largo del tramo del río en análisis.

2.1.2 Longitud del tramo del río a levantar

La longitud del tramo del río a levantar, para llevar a cabo el análisis hidráulico, es variable, ya que depende de las condiciones de flujo. Las condiciones de flujo que se pueden presentar son las siguientes:

Flujo subcrítico

Flujo supercrítico

El flujo subcrítico, también conocido como tranquilo, presenta las características de un tirante de aguas alto y una velocidad de flujo baja.

El flujo supercrítico, también conocido como rápido, presenta las características de un tirante de aguas pequeño y una velocidad de flujo alta.

Si el flujo que se presenta a lo largo del tramo del río donde desfogan las aguas pluviales del proyecto presenta características subcríticas, entonces se generará una curva de remanso hacia aguas arriba y una curva de remanso hacia aguas abajo. Si el flujo que se presenta a lo largo del tramo del río donde desfogan las aguas pluviales del proyecto presenta características supercríticas, entonces se producirá una curva de remanso hacia aguas abajo. Sin embargo, bajo la condición de flujo supercrítico, también es importante analizar el comportamiento del flujo aguas arriba del punto de desfogue, ya que se puede producir un salto hidráulico aguas arriba del punto de desfogue.

Bajo condiciones de flujo subcríticas se debe levantar información del cauce tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo. El profesional responsable por el análisis hidráulico del cuerpo receptor, debe determinar la longitud del tramo a levantar. La determinación de la longitud del tramo del cauce del río a levantar debe contemplar que bajo condiciones de flujo subcríticas, el perfil de flujo puede llegar a extenderse por varios kilómetros, tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo. Hacia aguas arriba, la longitud del tramo del cauce del río a levantar debe ser tal, que cualquier incremento del nivel del agua, producto del desfogue de las aguas pluviales del proyecto, converja a las condiciones de flujo que se presentan aguas arriba del punto de

desfogue. Hacia aguas abajo, la longitud del tramo del cauce del río a levantar debe ser tal, que las condiciones de frontera definidas por el profesional responsable del análisis hidráulico, no afecte los resultados del perfil de flujo a lo largo del tramo del río en consideración.

Bajo condiciones de flujo supercríticas se debe levantar información del cauce principalmente hacia aguas abajo, ya que las perturbaciones al flujo se trasladan solamente hacia aguas abajo. Sin embargo, es necesario levantar información del cauce aguas arriba del punto de desfogue ya que es posible que la perturbación al flujo en el río, que genera el desfogue, puede provocar un salto hidráulico, aguas arriba del punto de desfogue. Asimismo, se debe garantizar que las condiciones de frontera, definidas por el profesional responsable del análisis hidráulico, no afecten los resultados del perfil de flujo a lo largo del tramo del río en consideración.

El análisis hidráulico para el cálculo del perfil de flujo requiere levantar información topográfica del cauce, aguas arriba y aguas abajo del punto de desfogue. Esta información es necesaria para evaluar los impactos que el incremento de caudal, pueda tener sobre los niveles de agua en el cuerpo receptor.

La longitud del tramo del río a levantar por medio de topografía requiere de la determinación de parámetros hidráulicos del sistema pluvial. Si no se dispone de información suficiente para estimar la longitud del tramo del río a levantar, se recomienda levantar, como mínimo, una longitud de cauce de 500 metros. Esta distancia puede distribuirse dando más peso a la información del cauce aguas arriba o aguas abajo del punto de desfogue, según sean las condiciones de flujo y de acuerdo con el criterio del profesional responsable del análisis hidráulico.

Al igual que para cuando se describe el cauce por medio de secciones transversales, es necesario que el levantamiento topográfico incluya la descripción de todas las estructuras como puentes, alcantarillas o vertederos que se encuentran en el área cubierta por el levantamiento topográfico. Estas estructuras deben contemplarse en el análisis hidráulico de flujo.

Adicionalmente, se debe tomar en consideración los efectos de las condiciones de frontera sobre el perfil de flujo que se está calculando. Normalmente, el nivel del agua en las fronteras del tramo a analizar no se conoce; por lo que es necesario estimar un valor inicial del nivel del agua para comenzar con el cálculo del perfil de flujo. Esto puede ocasionar errores numéricos que afectan el cálculo del perfil de flujo a lo largo de los tramos iniciales del perfil, pero que van disminuyendo con la distancia.

En virtud de lo anterior, la longitud del tramo del río a levantar debe contemplar, no sólo que el perfil resultante refleje el impacto del incremento de caudal, sino también con las condiciones numéricas del modelo de cálculo del perfil de flujo, para evitar los posibles errores que las condiciones iniciales puedan tener sobre el perfil de flujo.

Dado que es imposible de antemano conocer cuál será la longitud del perfil de flujo así como la elevación inicial del agua durante crecientes en el cuerpo receptor, el profesional responsable del diseño del sistema pluvial debe definir la longitud mínima del tramo a levantar con el apoyo del ingeniero topógrafo, para el correspondiente análisis hidráulico.

2.1.3 Levantamiento de secciones transversales

Cuando la descripción del cauce para el análisis hidráulico se hace por medio de secciones transversales, el levantamiento topográfico de las secciones transversales debe seguir los lineamientos que a continuación se detallan:

- a.** Las secciones transversales se deben ubicar a lo largo del tramo del río donde se hará el desfogue de las aguas pluviales del proyecto, de manera que permitan determinar apropiadamente la capacidad de transporte del cauce y las áreas adyacentes a los bancos
- b.** Las secciones transversales se deben ubicar en aquellos sitios donde el cauce presente cambios en el área de sección transversal por ampliación o contracción del cauce, cambios en la rugosidad o cambios de pendiente.
- c.** Se deben ubicar de forma tal que queden perpendiculares a la dirección del flujo, tanto en el cauce como fuera del cauce.

- d.** La información que describe las secciones transversales se debe levantar en términos de distanciamiento y elevación y debe incluir el fondo del cauce.
- e.** Se debe identificar claramente cuál es la margen izquierda y cuál es la margen derecha del cauce.
- f.** En los sitios donde hay puentes o alcantarillas es obligatorio ubicar secciones transversales que detallen las características de estas estructuras y secciones transversales aguas arriba y aguas abajo de las mismas que permitan modelar la aproximación del flujo a la estructura y la salida del flujo de la estructura.
- g.** En los tramos que tienen diques como mínimo y según sus características, se debe colocar una sección transversal en el punto donde inicia y otra sección transversal en el punto donde termina.
- h.** En todos los sitios donde haya una sección de control se debe ubicar una sección transversal.
- i.** En los sitios de confluencia se debe colocar una sección inmediatamente aguas abajo de la confluencia, una sección transversal inmediatamente aguas arriba de la confluencia y al menos una sección transversal en el río afluente, aguas arriba de la confluencia.
- j.** Se deben levantar las distancias a lo largo de la margen izquierda, a lo largo de la margen derecha y a lo largo de los puntos más profundos del cauce principal, entre secciones transversales. Todas las distancias deben quedar amarradas a un punto de inicio común.

La ubicación y alineamiento de las secciones transversales que describen la geometría hidráulica del cauce, se muestran en la figura 2.3.

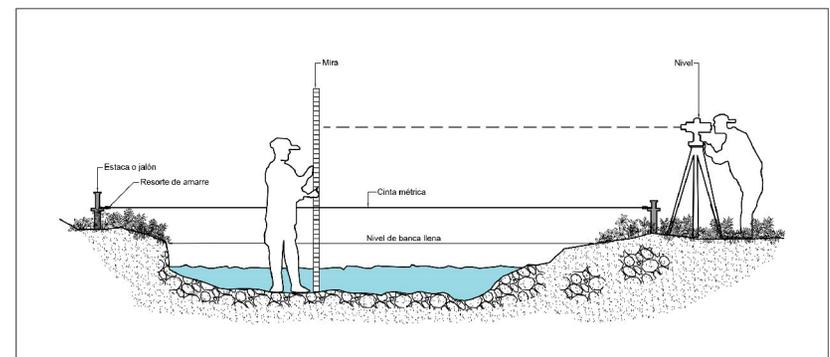


Figura 2.1. Ejemplo del detalle mínimo de una sección de río, niveles y forma.

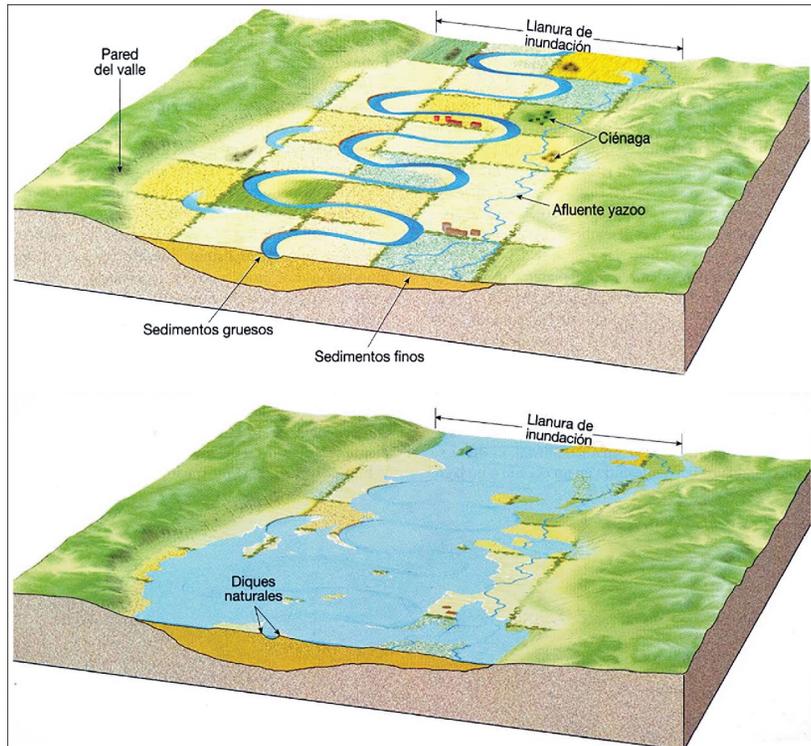


Figura 2.2. Ejemplo de los datos de la zona de inundación, áreas tributarias, perímetros.

2.1.4 Modelo de elevación digital del cauce

Cuando el análisis hidráulico se lleva a cabo bajo condiciones de flujo no uniforme y no permanente en una o dos dimensiones espaciales, es necesario construir un modelo de elevación digital del cauce y de las zonas aledañas al cauce. La construcción del modelo de elevación digital del cauce y las zonas aledañas requiere el levantamiento de suficientes puntos de elevación conocida, de manera que se puedan obtener curvas de nivel, que cubran el cauce y las zonas aledañas al cauce, según el criterio del profesional responsable del diseño. Las curvas de nivel permitirán construir el modelo de elevación digital del cauce y las zonas aledañas sobre el cual se hará el análisis hidráulico

de flujo.

2.1.5 Áreas de amortiguamiento fuera del cauce y áreas de flujo fuera del cauce

Cuando los ríos presentan terrazas aluviales o planicies de inundación, el levantamiento topográfico de las secciones transversales o la topografía para construir el modelo de elevación digital del cauce, debe incluir el levantamiento de las terrazas aluviales o las planicies de inundación. Esta información permitirá evaluar las condiciones de flujo que se presentan sobre las terrazas aluviales o sobre las planicies de inundación, cuando las crecientes del río superen el nivel de los bancos. Las condiciones de flujo sobre las terrazas aluviales y sobre las planicies de inundación son necesarias para evaluar la operación del desfogue pluvial durante crecientes.

La longitud necesaria de la sección transversal, al incluir la información de las terrazas aluvial o las planicies de inundación, debe ser tal que abarque la extensión del área inundada durante crecientes. Esta información debe obtenerse preguntando a los vecinos y habitantes de la zona cómo se comporta el río durante crecientes.

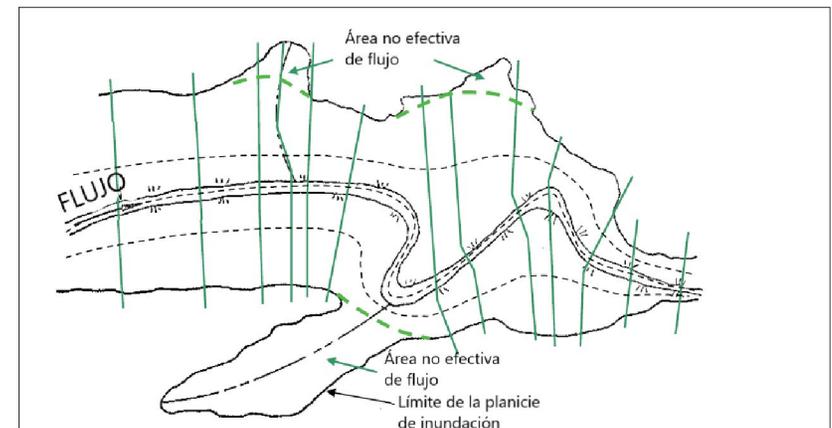


Figura 2.3. Ejemplo de ubicación y alineamiento de secciones transversales

2.1.6 Ubicación y características geométricas de estructuras hidráulicas como puentes, alcantarillas o vertederos que se encuentran a lo largo del tramo del río en análisis.

Si a lo largo del tramo del río donde desfogan las aguas pluviales del proyecto hay infraestructura transversal al cauce, como puentes, alcantarillas o vados, la geometría de estas estructuras debe también levantarse. Estas estructuras presentan una obstrucción al flujo e influyen en las condiciones de flujo, tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo de estas estructuras.

De igual manera, si hubiera estructuras paralelas al cauce como vertederos o desfogues pluviales, la geometría de estas estructuras deberá también levantarse, ya que, no sólo presentan un aporte lateral al cauce, sino que también, dependiendo de las características de flujo, el río puede aportar caudal a estas estructuras y producir condiciones de flujo reversible.

2.1.7 Infraestructura pluvial existente

Cuando las aguas de escorrentía del área de drenaje de un proyecto, desfogan a un alcantarillado pluvial existente además de lo indicado anteriormente, es necesario ampliar la información con dimensiones y niveles de las construcciones o edificios existentes, niveles de piso, aleros, cumbreras, aceras, nivel superior e inferior de pozo, entrada y salida de tuberías, pozos, cajas de registro, tragantes, diámetros y pendientes de tuberías, geometría de canales, cordón y caño y cunetas, entre otros. La información indicada debe cubrir toda el área tributaria del alcantarillado pluvial existente hasta el punto donde desfogan las aguas pluviales del proyecto, de acuerdo con el criterio técnico del profesional responsable del diseño.

La anterior información se debe levantar también para cuando se requiera determinar la infraestructura de un alcantarillado pluvial existente o similar.

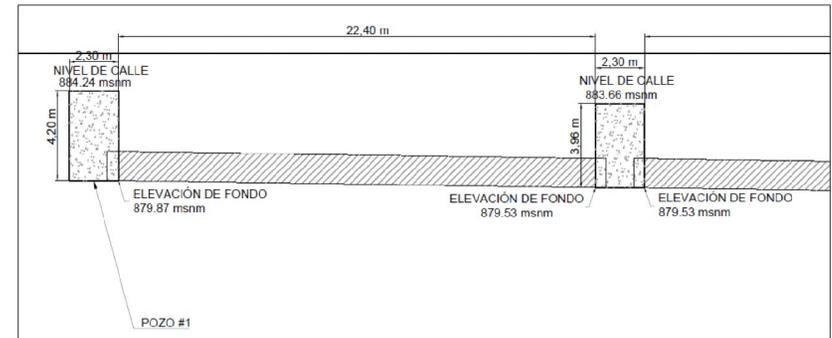


Figura 2.4. Detalle de levantamiento topográfico en sección

En los levantamientos topográficos o levantamientos de detalles se deberá tomar toda la información necesaria para la representación gráfica y elaboración del plano o mapa del área en estudio, el cual contendrá todos los datos antes mencionados.

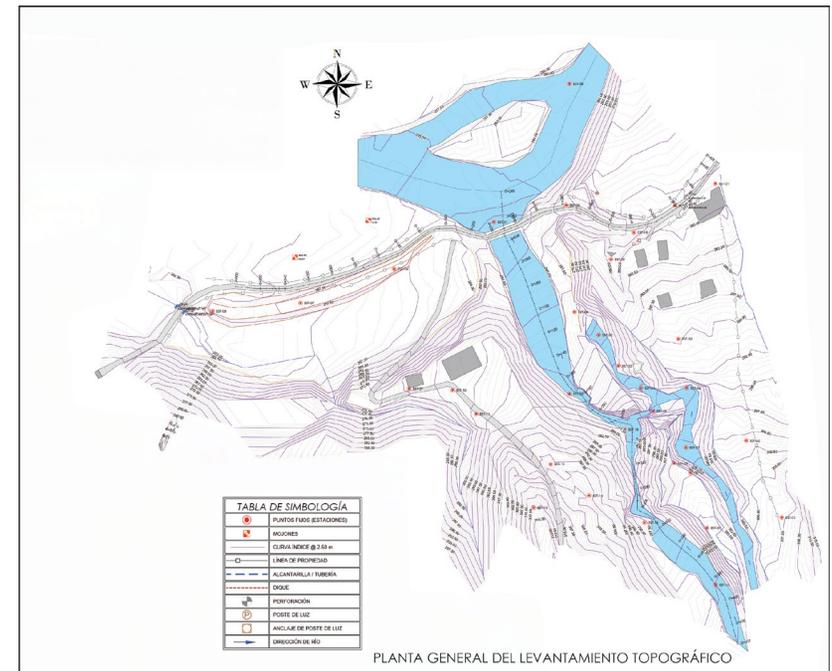


Figura 2.5. Detalle de levantamiento topográfico completo planta

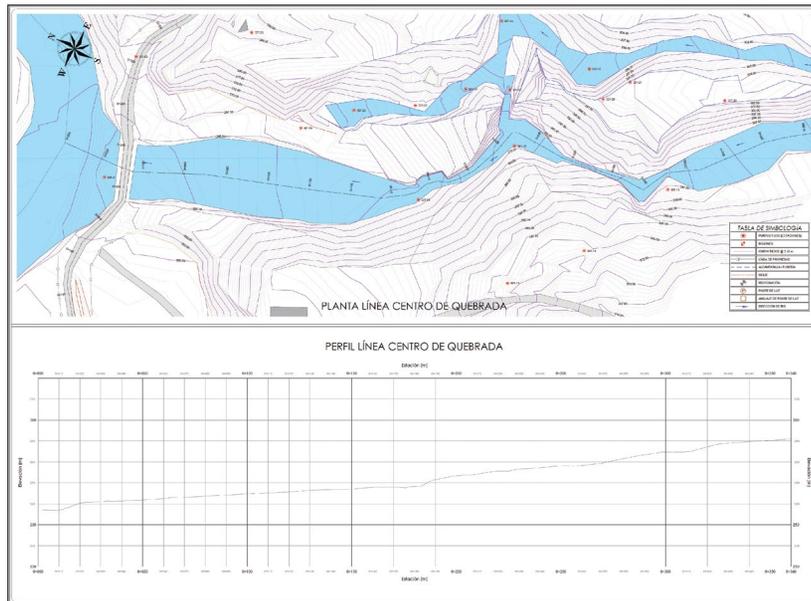


Figura 2.6. Detalle del perfil topográfico longitudinal de la quebrada

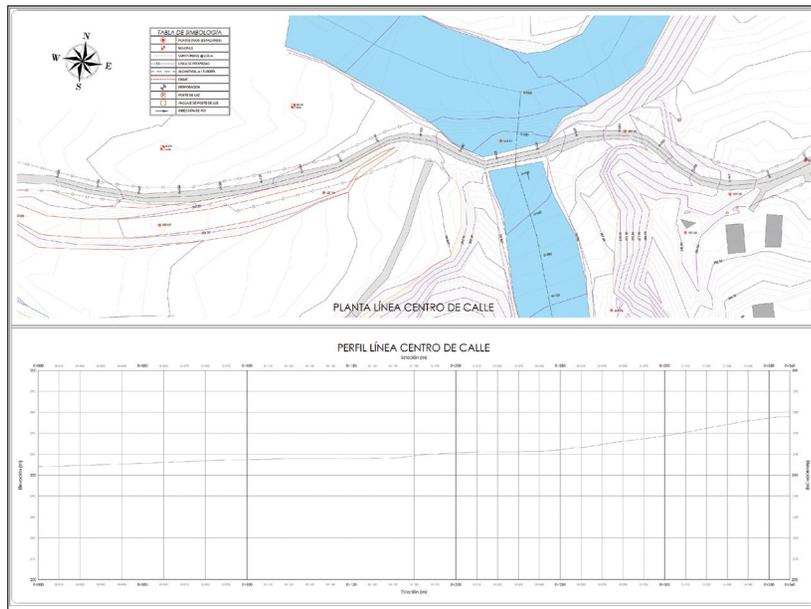


Figura 2.7. Detalle del perfil topográfico longitudinal de la calle

2.1.8 Metodologías de levantamientos topográficos

La metodología a utilizar para la obtención de dichos planos topográficos, dependerá del tipo de proyecto a analizar, por lo que la metodología a usar en la toma de datos, será definida por el profesional especializado en topografía, así como la valoración del grado de precisión y exactitud que requiera el trabajo; a mayor precisión y exactitud mayor será la complejidad en la instrumentación, toma de datos, experiencia profesional y análisis para toma de decisiones.

Los resultados de estos levantamientos topográficos serán planos con:

- a. Curvas de nivel
- b. Perfiles de línea de centro de cauce
- c. Secciones transversales de los cauces
- d. Ubicación planimétrica y altimétrica de las restricciones de cauce
- e. Perfiles y secciones transversales entre pozos
- f. Perfiles y secciones de desfogue.
- g. Accidentes topográficos

Las metodologías para realizar los levantamientos topográficos más utilizados en este momento son las siguientes:

- a. Levantamientos taquimétricos con equipos especializados
- b. Levantamiento de perfiles y secciones transversales
- c. Batimetrías
- d. Levantamientos con drones
- e. Levantamientos con métodos GNSS (GPS o similar).

2.1.9 Levantamientos taquimétricos

Los levantamientos taquimétricos determinan de forma simultánea las coordenadas Norte, Este y elevación de los puntos sobre la superficie del terreno.

Este procedimiento se utiliza para el levantamiento de detalles y puntos

de nivel en zonas donde se debe tomar mucha información. Actualmente se utilizan equipos electrónicos (Estación Total o similar), donde todos los puntos que se levantan van a tener una muy buena precisión. La toma y registro de datos (puntos levantados) es automática, reduciendo los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo de las coordenadas.

2.1.10 Levantamiento de perfiles y secciones transversales

Este método se utiliza comúnmente en levantamientos topográficos para estudios de proyectos de carretera, de vías de conducción y cauces de ríos.

En este proceso se debe establecer una o varias poligonales de apoyo, niveladas y compensadas, las cuales definirán el eje o perfil del proyecto.

2.1.11 Batimetrías

La batimetría es el equivalente submarino de la altimetría, por lo que un levantamiento batimétrico consiste en el levantamiento del fondo del mar o de algún río caudaloso o con gran profundidad.

De igual manera para la obtención de los datos, ésta puede ser obtenida por medio de varios métodos, desde mediciones directas hasta mediciones con sondas y GPS.

Los resultados finales de una batimetría son planos o mapas de la superficie marina o del río, curvas de nivel del fondo, a partir de las cuales se podrá definir la superficie, perfiles y secciones transversales.

2.1.12 Levantamientos con drones

Este levantamiento topográfico tiene como fundamento la fotogrametría, por lo que se basa en imágenes obtenidas por drones o cualquier otro vehículo no tripulado. Estas imágenes son procesadas con un software especializado para fotogrametría por medio del cual se obtendrá una serie de orto fotografías de alta resolución, a partir de las cuales se puede generar un plano de curvas de nivel, con el cual se podrán

generar perfiles, secciones transversales y realizar cualquier otro cálculo topográfico.

Este método necesita realizar trabajos previos en campo, para poder geo referenciar las fotografías, tales como la colocación de puntos de control en la zona de interés. Estos puntos deben contar con las tres coordenadas espaciales (N, E, Z).

2.1.13 Levantamientos con método de Sistema de Posicionamiento Global (GNSS)

Los GNSS o GPS son sistemas que se basan en los satélites artificiales activos, que permiten diferentes rangos de precisión según el tipo de receptor utilizado y la técnica aplicada.

GNSS es un sistema global de navegación por satélite (Global Navigation Satellite System, GNSS). Este sistema opera por medio de un conjunto de satélites que transmiten rangos de señales utilizadas para el posicionamiento y localización en cualquier parte del globo terrestre, ya sea en tierra, mar o aire.

GPS es el Sistema de Posicionamiento Global (GPS; por sus siglas en inglés, Global Positioning System), originalmente denominado Navstar GPS. Es un sistema permite posicionar cualquier objeto (una persona, un vehículo) sobre la Tierra con una precisión de hasta un centímetro.

El sistema GPS varía según la aplicación que se va a utilizar. Está formado por todos los equipos utilizados para la recepción de las señales emitidas por los satélites, así como por el software necesario para la comunicación del receptor con el ordenador, y el post proceso de la información para la obtención de los resultados.

Esta metodología podría tener dificultades en lugares boscosos ya que dependen de la recepción de la señal satelital, por lo que se recomienda utilizarla en combinación con alguna otra metodología.

2.1.14 Información mínima para un levantamiento

La información mínima que debe solicitarse para el levantamiento topográfico en caso de desfogue al cauce de río, independientemente del tipo de infraestructura a desarrollar (urbanización, casa de habitación, edificio, condominio, local comercial u otro) es la siguiente:

- a)** Elevación máxima y mínima del terreno.
- b)** Secciones transversales que describan la geometría del cauce.
- c)** Área de inundación, si el río se encuentra en una planicie de inundación.
- d)** Curvas de nivel, si el análisis se hace en dos dimensiones espaciales, bajo condición de flujo no uniforme y no permanente.
- e)** Áreas de amortiguamiento fuera del cauce.
- f)** Áreas de flujo fuera del cauce.
- g)** Ubicación y características geométricas de estructuras hidráulicas.

La información mínima que debe solicitarse para el levantamiento topográfico en caso de desfogue a alcantarillado pluvial existente, independientemente del tipo de infraestructura a desarrollar (urbanización, casa de habitación, edificio, condominio, local comercial u otro) es la siguiente:

- a)** Elevación máxima y mínima del terreno.
- b)** Sección transversal del cauce.
- c)** Área de inundación, si el alcantarillado se encuentra en una planicie de inundación.
- d)** Curvas de nivel, si el análisis se hace en dos dimensiones espaciales, bajo condición de flujo no uniforme y no permanente.
- e)** Áreas de amortiguamiento fuera del cauce.
- f)** Áreas de flujo fuera del cauce.
- g)** Ubicación y características geométricas de estructuras hidráulicas.
- h)** Diámetros de tuberías de entrada y salida.
- i)** Nivel de tuberías de entrada y salida.
- j)** Nivel superior e inferior de pozo.

HIDROLOGÍA

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describen los métodos y las técnicas comúnmente aplicados a la hidrología urbana para el diseño de sistemas de alcantarillado pluvial. Aunque los principios físicos que rigen los procesos de escorrentía de la hidrología urbana, son los mismos que se aplican al análisis del ciclo hidrológico en general, la hidrología de las zonas urbanas está dominada por dos características fundamentales. La primera de estas características es la preponderancia de zonas impermeables en el área de drenaje y la segunda característica es la presencia de una infraestructura de drenaje que favorece las condiciones de escurrimiento. Es importante hacer notar que la presencia de infraestructura de drenaje, no sólo favorece las condiciones de escurrimiento, sino que también altera los límites naturales de las cuencas, ya que, permite trasvasar aguas de un cuerpo receptor a otro, dependiendo de la facilidad para conectarse al sistema de drenaje pluvial o, inclusive, dependiendo de la existencia de un sistema de drenaje pluvial.

Debido a las características anteriormente mencionadas, la respuesta hidrológica de un área de drenaje urbana es más rápida que la respuesta hidrológica de un área de drenaje, equivalente en tamaño, pendiente y tipo de suelos, bajo condiciones no urbanas de uso de la tierra.

Además, por la preponderancia de áreas impermeables en las zonas urbanas, la recarga a los acuíferos se disminuye y el volumen de escorrentía superficial se incrementa. Esto trae, como consecuencia, la disminución de los caudales de época seca y el incremento de los caudales máximos instantáneos, durante la época húmeda, en los cuerpos receptores.

Hasta la fecha, los sistemas de alcantarillado pluvial se diseñan y construyen con el objetivo de evacuar las aguas de escorrentía

superficial lo más rápidamente posible. Este principio filosófico de diseño de los sistemas de alcantarillado pluvial, busca evitar inundaciones en las áreas urbanas para que las actividades económicas y sociales se desarrollen sin interrupciones ni pérdidas de bienes, servicios o vidas humanas.

Sin embargo, si bien el propósito de evitar inundaciones en las áreas urbanas se mantiene como el objetivo primario de los sistemas de alcantarillado pluvial, el principio filosófico de diseño de los sistemas de alcantarillado pluvial, utilizado hasta la fecha, está, actualmente, en discusión y revisión. Las experiencias recientes muestran que el manejo que se hace de la escorrentía urbana, no es congruente con las necesidades de la sociedad y el uso que se hace de los ríos urbanos, como cuerpos receptores de la escorrentía urbana, no es sostenible.

Por las razones anteriormente expuestas, se hace necesario un cambio en la filosofía de diseño, de manera que el manejo de la escorrentía urbana se lleve a cabo respetando el ambiente y emulando los procesos del ciclo hidrológico.

3.2 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

El diseño de sistemas de drenaje urbano para el manejo de la escorrentía superficial necesita los siguientes tres estudios hidrológicos:

- Si el cuerpo receptor del drenaje pluvial es el cauce de un río, se debe realizar el estudio hidrológico del área de drenaje del cuerpo receptor, bajo las condiciones actuales de uso de la tierra y bajo las condiciones futuras de uso de la tierra, de acuerdo con los planes reguladores que rijan para el área de drenaje del cuerpo receptor.
- El estudio hidrológico del área de drenaje del proyecto, bajo las condiciones actuales de uso de la tierra.
- El estudio hidrológico del área de drenaje del proyecto, bajo las condiciones futuras de uso de la tierra que se proponen con la construcción del proyecto a desarrollar.

El estudio hidrológico de la cuenca del cuerpo receptor es necesario

para determinar las condiciones de flujo durante crecientes y, de esta manera, definir los niveles esperados de agua y la distribución de velocidades, durante crecientes, para el diseño del desfogue pluvial.

El desfogue pluvial del sistema del alcantarillado debe estar por encima del nivel esperado de la creciente de diseño, en el cauce receptor.

El estudio hidrológico de la cuenca del cuerpo receptor se debe realizar bajo las condiciones actuales y futuras del uso de la tierra, porque la respuesta hidrológica de una cuenca depende, entre otros factores, del uso de la tierra. Un cambio en la respuesta hidrológica de la cuenca puede afectar la operación del sistema de drenaje pluvial y provocar inundaciones por desbordamientos o reversión del flujo.

El estudio hidrológico del área del proyecto debe realizarse bajo las condiciones actuales de uso de la tierra y bajo las condiciones de uso de la tierra propuestas por el proyecto a desarrollar.

El análisis hidrológico del área del proyecto debe llevarse a cabo, bajo las condiciones actuales de uso de la tierra, para determinar los volúmenes y caudales que produce el área del proyecto con la condición actual de uso de la tierra.

El análisis hidrológico del área del proyecto se debe realizar modelando las condiciones futuras de uso de la tierra propuestas por el desarrollo del proyecto. Este análisis debe hacerse por dos razones:

1. Para definir los caudales que se generan en esta área, bajo el uso de la tierra propuesto por el proyecto y determinar la geometría en planta, dimensiones y sistemas de amortiguamiento del sistema de alcantarillado pluvial del proyecto.
2. Para cuantificar la variación de la escorrentía superficial que se generará con la construcción del proyecto y, de esta manera, diseñar las medidas de amortiguamiento para el manejo del volumen caudal y del adicional de escorrentía superficial, producto del cambio en el uso de la tierra, debido a la construcción del proyecto. Acorde con los requisitos establecidos por la Secretaría Técnica Nacional Ambiental, si la escorrentía superficial que se genera el área del proyecto se

incrementa en un 10% o más, producto del cambio en el uso de la tierra propuesto por el desarrollo del proyecto, se debe agregar al sistema pluvial, un sistema de amortiguamiento.

3.3 ESTUDIO HIDROLÓGICO DEL CUERPO RECEPTOR

El estudio hidrológico del cuerpo receptor tiene dos objetivos fundamentales. El primer objetivo es determinar la capacidad de transporte del cuerpo receptor para definir si el exceso de escorrentía, que producirá el nuevo desarrollo urbanístico, puede desfogarse al cuerpo receptor, sin ocasionar problemas de inundación aguas abajo.

El segundo objetivo es determinar los niveles que alcanzará el agua en el cuerpo receptor, durante crecientes, para definir el nivel que debe tener la tubería de desfogue para que descargue libremente al cuerpo receptor. Por lo tanto, el resultado requerido del estudio hidrológico del cuerpo receptor, es el hidrograma de creciente para la tormenta de diseño, según sea el período de retorno que se defina para el diseño del sistema del alcantarillado pluvial.

El estudio hidrológico del cuerpo receptor debe contemplar, como mínimo, los siguientes apartados:

1. Caracterización física del área de drenaje de la cuenca del cuerpo receptor.
2. Caracterización de las condiciones actuales y futuras de uso de la tierra en el área de drenaje de la cuenca del cuerpo receptor.
3. Definición de los volúmenes de máxima precipitación diaria para 5 años, 10 años, 15 años, 20 años y 25 años de período de retorno.
4. Distribución temporal de los volúmenes estimados de máxima precipitación.
5. Determinación de los hidrogramas de creciente para cada uno de los volúmenes de precipitación estimados para cada período de retorno bajo las condiciones actuales y futuras de uso de la tierra.

3.4 CARACTERIZACIÓN FÍSICA DE LA CUENCA DEL CUERPO RECEPTOR

Todos los estudios hidrológicos utilizan la cuenca hidrográfica como unidad espacial de análisis. La cuenca de un río, determinada a partir de una sección dada de un cauce, se define como el área delimitada por el contorno, a partir del cual, la precipitación que cae sobre esta área, es drenada por una corriente o un sistema de corrientes, cuyas aguas concurren a un único punto de salida. El punto de salida corresponde a la sección, a partir de la cual, se delimitó el área de drenaje de la cuenca.

Es importante hacer notar que es factible que los cauces de la red de drenaje de una cuenca, reciban aportes subterráneos de cuencas vecinas. Sin embargo, en virtud de que esta condición de flujo es difícil de establecer, en adelante se entenderá como cuenca, de un cuerpo receptor, al área delimitada topográficamente por la línea divisoria superficial.

La Figura 3.1 muestra la delimitación de la cuenca del río Abangares hasta su desembocadura en el Golfo de Nicoya. En la figura se muestran las curvas de nivel de las hojas cartográficas Tilarán, Juntas, Abangares y Berrugate, escala 1:50.000, del Instituto Geográfico Nacional.

Es importante mencionar que, si el desfogue del proyecto a construir es al cauce de un río, el área de drenaje de la cuenca se debe delimitar a partir del punto de desfogue autorizado. La sección del cauce en la que se realiza el desfogue corresponde a la sección de control, a partir de la cual se delimita la cuenca.

La Figura 3.2 muestra la delimitación de la cuenca del río Abangares, hasta su desembocadura en el Golfo de Nicoya, superpuesta sobre una imagen satelital. En la figura se muestra también, el área de drenaje de la cuenca del río Abangares, delimitada hasta una sección de control ubicada, aproximadamente, 3 kilómetros aguas abajo de la ciudad de Las Juntas.

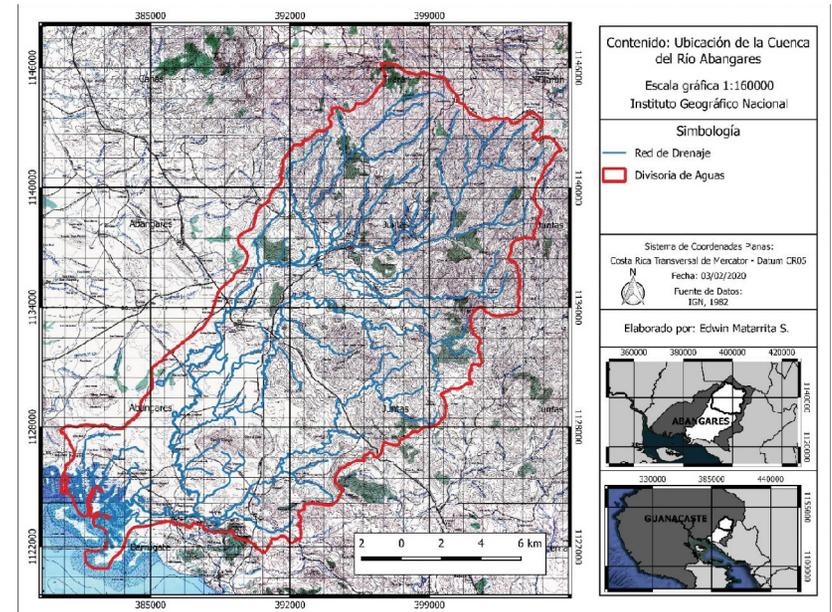


Figura 3.1. Delimitación de la cuenca del río Abangares Fuente CIEDES, UCR

Una cuenca funciona como un cuerpo colector que recibe la precipitación y la convierte en escurrimiento. El proceso por medio del cual se transforma la precipitación en escurrimiento, es función de las características físicas, las características de uso de la tierra, las características climáticas y las características geológicas de la cuenca.

Las características físicas mínimas que se deben definir en el estudio hidrológico de una cuenca, para establecer el patrón de la escurrimiento superficial y la respuesta hidrológica de la cuenca ante eventos de precipitación, son las siguientes:

- área,
- perímetro,
- índice de compacidad,
- curva hipsométrica,
- elevación máxima,
- elevación media,
- elevación mínima,

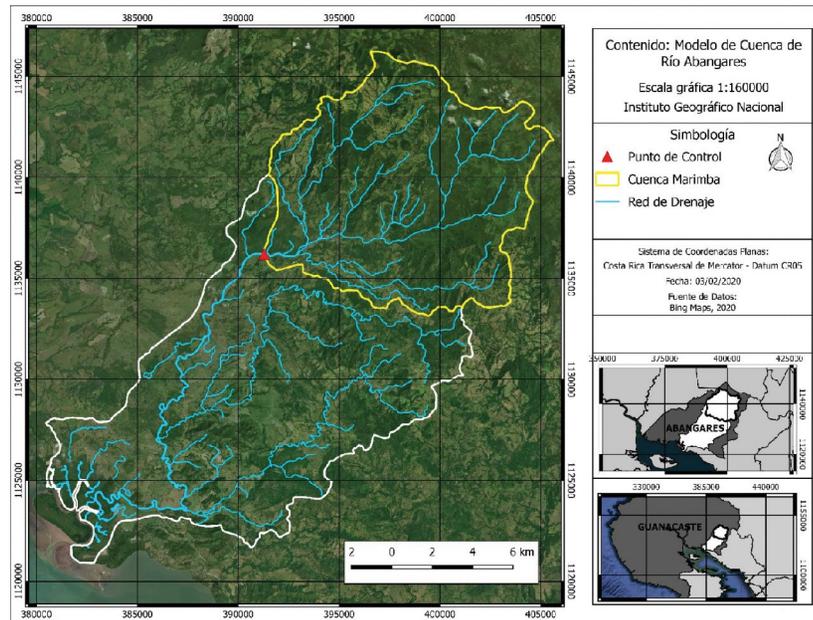


Figura 3.2. Delimitación de la cuenca del río Abangares, hasta su desembocadura en el Golfo de Nicoya y hasta una sección de control ubicada aguas abajo de la ciudad de Las Juntas. Fuente CIEDES, UCR

- índice de pendiente,
- longitud del cauce principal,
- longitud al centro de gravedad de la cuenca,
- pendiente media del cauce,
- número de orden,
- densidad de drenaje
- lado mayor del rectángulo equivalente y
- lado menor del rectángulo equivalente

3.4.1 Área

El área de drenaje de una cuenca se define como la proyección horizontal del área encerrada por la divisoria de aguas de la cuenca. La importancia del área de drenaje radica en que, por medio de este parámetro, se transforma la lámina de escorrentía en un volumen de escurrimiento superficial. El área de drenaje de la cuenca se expresa en kilómetros cuadrados, hectáreas o metros cuadrados.

3.4.2 Perímetro

El perímetro de una cuenca se define como la longitud de la divisoria de aguas, proyectada sobre un plano horizontal.

3.4.3 Índice de compacidad

El índice de compacidad relaciona al perímetro de la cuenca con el perímetro de un círculo que tiene la misma superficie. De esta manera, el índice de compacidad utiliza los datos de área y perímetro de la cuenca seleccionada mediante la siguiente relación:

$$\text{Ecuación 3.1} \quad I_c = 0,28 * \frac{P}{\sqrt{A}}$$

En donde:

I_c : es Índice de compacidad, adimensional

P: es el perímetro del área de drenaje de la cuenca, en km

A: es el área de la cuenca, km²

Según este índice, las cuencas se clasifican como circulares si presentan un índice de compacidad entre 1,0 y 1,25; ovaladas, si el índice de compacidad se encuentra entre 1,25 y 1,50; oblongas, si el índice de compacidad está entre 1,50 y 1,75; rectangulares, si el índice de compacidad se encuentra entre 1,75 y 2,0; y rectangulares alargadas para valores del índice de compacidad superiores a 2,0.

Mediante el índice de compacidad se puede clasificar la cuenca por su forma, en comparación con un círculo. La forma de la cuenca es un indicador de la manera como se distribuyen espacialmente los histogramas de precipitación e influye sobre la forma del hidrograma, particularmente en cuencas pequeñas. Una forma alargada implica que el agua va a discurrir por un solo cauce y es de esperar que le tome menos tiempo a la escorrentía superficial para llegar a la sección de salida de la cuenca. Los hidrogramas de creciente de cuencas alargadas tienden a ser pronunciados. Por otra parte, una forma más redondeada, implica que el tiempo de viaje de la escorrentía superficial, hasta la sección de salida de la cuenca, será mayor que para una

cuenca de forma alargada, lo cual resulta en hidrogramas de creciente más achatados.

3.4.5 Elevación media

La elevación media se define como la elevación, a partir de la cual, el 50% del área de drenaje de la cuenca queda por encima o por debajo, de dicha elevación. Conforme se eleva el relieve por encima de la altura mínima de la cuenca se tiene una elevación media mayor, mientras que ésta disminuye cuando se dan pocas variaciones de altitud en el relieve.

La Figura 3.3 muestra la curva hipsométrica y la elevación media de la cuenca del río Abangares.

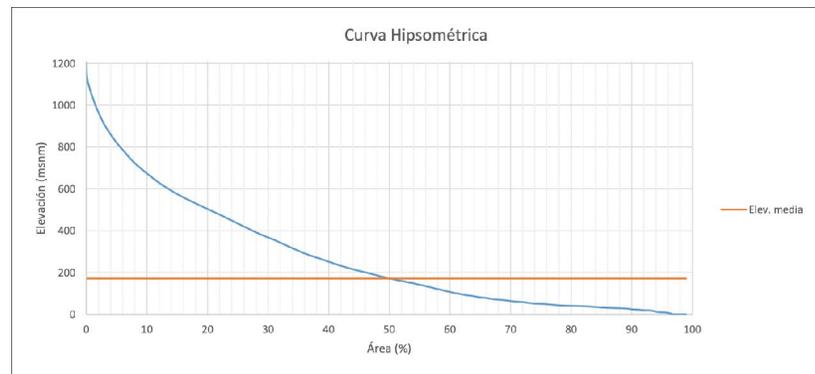


Figura 3.3. Curva hipsométrica y elevación media de la cuenca del río Abangares. Fuente CIEDES, UCR

3.4.6 Índice de pendiente

El índice de pendiente indica el valor medio de las pendientes para un área de drenaje definida. Se calcula por medio de la expresión.

$$\text{Ecuación 3.2} \quad I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} * \sum_{n=2}^n \sqrt{(a_n - a_{n-1})\beta_i}$$

En donde:

I_p : Índice de pendiente,

L: Longitud mayor del rectángulo equivalente,

a_n : cotas de las curvas de nivel,

β_i : relación del área comprendida entre las curvas de nivel a_n y a_{n-1} , con respecto al área total de la cuenca

El índice de pendiente permite definir el relieve de una cuenca. Una cuenca con un índice de pendiente superior al 0,35 se considera como escarpada y una cuenca con un índice de pendiente menor a 0,05 se considera como suavemente ondulada.

3.4.7 Número de orden

El número de orden es un indicador que refleja el grado de ramificación o bifurcación de la red fluvial de una cuenca hidrográfica.

El número de orden de un cauce se establece de la siguiente manera:

- Los cauces que no tienen tributarios se definen como cauces de primer orden.
- Cuando dos cauces del mismo orden confluyen, se asigna al tramo del cauce, aguas abajo de la confluencia, el número de orden $n + 1$.
- Cuando dos cauces de orden distinto confluyen, el tramo del cauce, aguas abajo de la confluencia, mantiene el número de orden mayor.

El número de orden de una cuenca corresponde al del cauce de mayor orden.

Un número de orden bajo corresponde a cuencas con suelos con una alta permeabilidad o suelos resistentes a la erosión, debido a la estructura propia del suelo o debido a la protección del suelo por la cobertura vegetal. Por el contrario, un número de orden alto, refleja una cuenca con suelos poco permeables y con alto potencial de erosión.

La Figura 3.4 muestra la red fluvial de la cuenca del río Abangares con el número de orden de cada uno de los cauces que componen la red fluvial de esta área de drenaje.

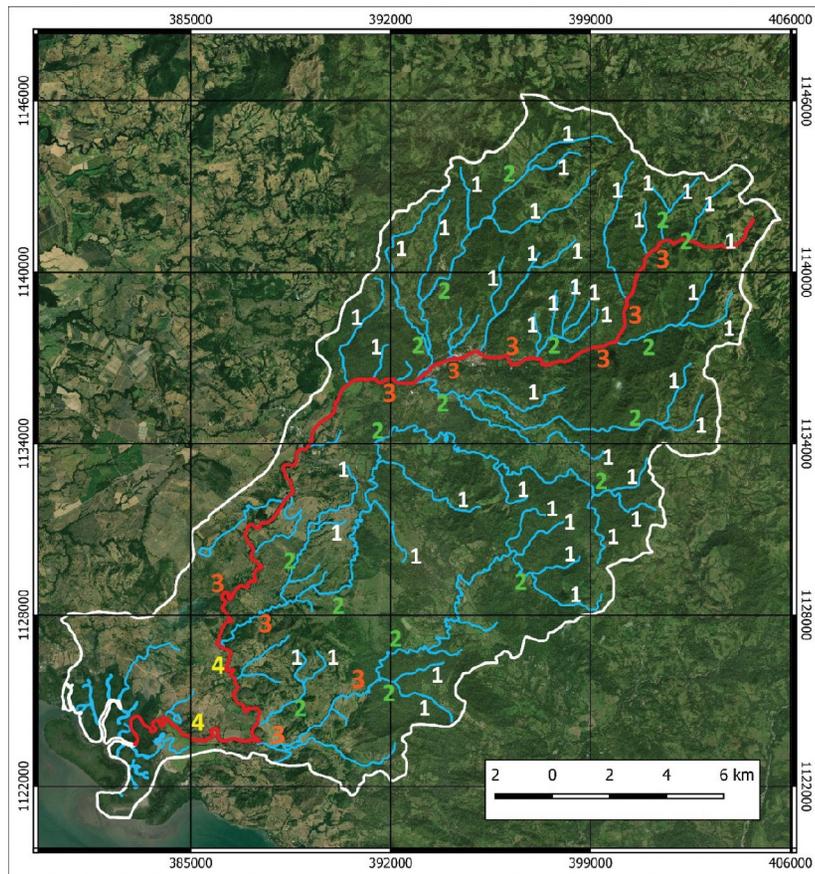


Figura 3.4. Red fluvial de la cuenca del río Abangares con el número de orden de los diferentes cauces que conforman la red fluvial de la cuenca. Fuente CIEDES, UCR

3.4.8 Elevación máxima de la cuenca

La elevación máxima de la cuenca corresponde al punto más alto de la divisoria de aguas. Es un punto de referencia, necesario para la construcción de la curva hipsométrica.

3.4.9 Elevación mínima de la cuenca

La elevación mínima de la cuenca corresponde al punto más bajo, a partir del cual se delimita el área de drenaje de la cuenca. Este punto es necesario para el cálculo de la pendiente media del cauce principal.

3.4.10 Longitud del cauce principal

La longitud del cauce principal corresponde a la longitud del cauce más largo de la cuenca. La determinación del cauce más largo de la cuenca se lleva a cabo partiendo del punto de la elevación mínima de la cuenca; se sigue a lo largo de los tramos de los cauces de mayor número de orden, hasta las nacientes de los tramos de primer orden. El cauce que, desde la naciente hasta el punto más bajo de la cuenca, presenta la mayor longitud, corresponde al cauce principal de la cuenca y la longitud de este cauce corresponde a la longitud del cauce principal.

La determinación de la longitud del cauce principal de la cuenca es necesaria para la determinación de la pendiente media del cauce.

La Figura 3.5 muestra la red fluvial de la cuenca del río Abangares y se destaca, en rojo, el cauce principal de la cuenca.

3.4.11 Longitud al centro de gravedad

La longitud al centro de gravedad de la cuenca se define como la distancia desde el punto más bajo de la cuenca, hasta el punto del cauce más próximo al centro de gravedad de la cuenca. Esta longitud se mide a lo largo del cauce principal.

La longitud al centro de gravedad de la cuenca es un parámetro necesario para el cálculo del tiempo de desfase entre la precipitación y la escorrentía, cuando se utiliza el método del hidrograma unitario de Snyder, para estimar los hidrogramas de creciente de una cuenca.

La Figura 3.6 muestra la red fluvial de la cuenca del río Abangares, en la cual, en color naranja, se destaca la longitud al centro de gravedad de la

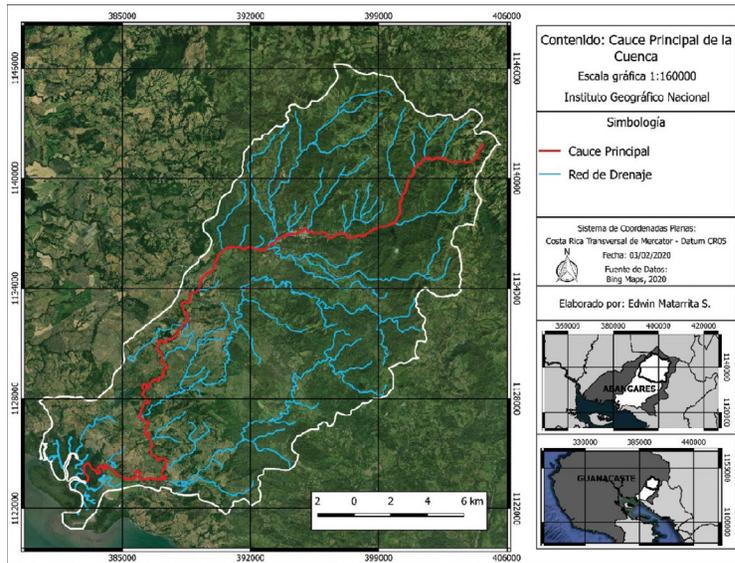


Figura 3.5. Red fluvial de la cuenca del río Abangares. En color rojo se muestra el cauce principal de la cuenca. Fuente CIEDES, UCR

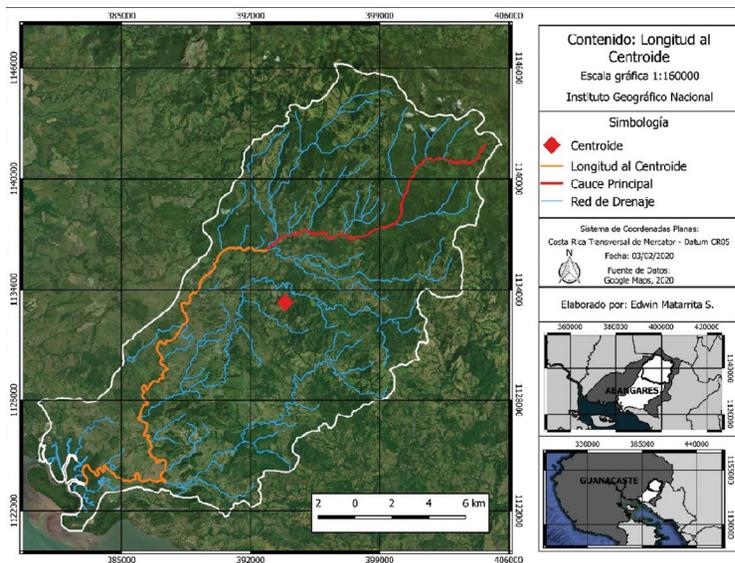


Figura 3.6. Red fluvial de la cuenca del río Abangares. En color naranja se muestra la longitud al centro de gravedad de la cuenca. Fuente CIEDES, UCR

cuenca. La longitud al centro de gravedad de la cuenca, está medida a lo largo del cauce principal.

3.4.12 Pendiente media del cauce principal

La pendiente media del cauce se calcula como la diferencia de nivel, desde la elevación correspondiente a la naciente del cauce principal hasta la elevación mínima de la cuenca, dividida entre la longitud del cauce principal. Es importante mencionar que la diferencia de elevación se expresa en metros y, usualmente, la longitud del cauce principal se expresa en kilómetros. Por esta razón, se debe uniformar los valores de longitud del cauce con los valores de elevación, para obtener el valor correcto de la pendiente media del cauce principal.

3.4.13 Densidad de drenaje

La densidad de drenaje se representa como el cociente de la suma total de las longitudes de todos los cauces de una cuenca, entre el área total de la cuenca. Define la longitud media de cauces por unidad de superficie. La expresión utilizada es:

$$\text{Ecuación 3.3} \quad D = \frac{\sum L}{A}$$

En donde se tiene:

D: Densidad de drenaje en km/km².

∑L: Sumatoria de las longitudes de todos los cauces que se pueden identificar en la cartografía o en las imágenes áreas de la cuenca.

A: Área de drenaje total de la cuenca en km².

3.4.14 Rectángulo equivalente

El rectángulo equivalente se refiere a una transformación puramente geométrica de la cuenca, en un rectángulo que tiene el mismo perímetro, la misma superficie, el mismo índice de compacidad y la misma distribución hipsométrica de la cuenca.

Este índice fue introducido por los hidrólogos franceses para determinar la influencia de las características físicas de la cuenca sobre el patrón de la escorrentía. Actualmente, la importancia de obtener las dimensiones del rectángulo equivalente radica en que, el cálculo del índice de pendiente requiere la definición de una longitud representativa del recorrido de la escorrentía y esta longitud se define como el lado mayor del rectángulo equivalente.

El lado mayor del rectángulo equivalente se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$\text{Ecuación 3.4} \quad L = \frac{I_c \sqrt{A}}{1,12} * \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{I_c} \right)^2} \right)$$

En donde se tiene:

L: Longitud mayor del rectángulo equivalente en km

I_c : Índice de compacidad de la cuenca

A: Área de drenaje total de la cuenca, en km².

El lado menor del rectángulo equivalente se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$\text{Ecuación 3.5} \quad l = \frac{I_c \sqrt{A}}{1,12} * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{I_c} \right)^2} \right)$$

En donde se tiene:

l: Longitud menor del rectángulo equivalente en km

I_c : Índice de compacidad de la cuenca

A: Área de drenaje total de la cuenca, en km².

Al calcular el lado mayor del rectángulo equivalente se recomienda calcular también el lado menor del rectángulo y verificar que el área y el perímetro del rectángulo equivalente coinciden con el área y el perímetro de la cuenca del cuerpo receptor.

3.5 CARACTERIZACIÓN DE LAS CONDICIONES ACTUALES DE USO DE LA TIERRA EN EL ÁREA DE DRENAJE DE LA CUENCA DEL CUERPO RECEPTOR

El uso de la tierra juega un papel de gran importancia en la respuesta hidrológica de una cuenca. En una cuenca con cobertura forestal, la vegetación generará un volumen de acumulación de precipitación en las hojas de los árboles. Este volumen no llega a la superficie del terreno por lo que no se refleja ni como recarga al acuífero ni como escorrentía superficial. El volumen de agua interceptado por la vegetación regresa a la atmósfera por evaporación directa a partir de la superficie de las hojas de los árboles.

La cobertura boscosa favorece la infiltración debido a que, al saturarse la vegetación, la tasa a la que precipita el agua desde las hojas de los árboles, es menor que la tasa a la que precipita la lluvia. Esto permite que se infiltre un mayor volumen de agua en el suelo, ya que, al ser menor la tasa a la que el agua llega a la superficie del terreno, el suelo tiene más tiempo para atrapar la humedad y tarda más tiempo en saturarse.

En virtud de lo anterior, un área de drenaje con cobertura boscosa tendrá una respuesta hidrológica más lenta y generará un volumen de escorrentía superficial que oscila entre un 20% y un 40% del volumen total precipitado, para períodos de retorno menores a 10 años y entre un 30% y un 50% del volumen total precipitado, para períodos de retorno mayores a 10 años. (Mays, L.W., 2001).

Al eliminarse la cobertura boscosa para dar paso a diferentes actividades económicas y sociales, los procesos de intercepción e infiltración disminuyen, la respuesta hidrológica es más rápida y el volumen de escorrentía superficial se incrementa. Para áreas de drenaje con actividades agrícolas, el volumen de escorrentía superficial representa entre un 30% y un 45% del volumen total precipitado, para

períodos de retorno inferiores a 10 años y entre un 40% y un 60% del volumen total precipitado para períodos de retorno mayores a 10 años.

Para áreas de drenaje con cobertura de pastos, el volumen de escorrentía superficial, para períodos de retorno inferiores a 10 años, oscila entre un 25% y un 40% del volumen total precipitado y entre un 35% y un 50% del volumen total precipitado, para períodos de retorno superiores a 10 años (Mays, L.W., 2001).

El uso urbano de la tierra es el que presenta el mayor volumen de escorrentía superficial, así como las respuestas hidrológicas más rápidas. Las superficies cubiertas con asfalto y concreto generan un volumen de escorrentía superficial que representa entre un 75% y un 92% del volumen total precipitado. (Mays, L.W., 2001).

Como se puede apreciar, el uso de la tierra es un factor determinante en la definición del patrón de la escorrentía de una cuenca. El uso de la tierra condiciona, tanto el volumen de escorrentía superficial, como la rapidez de la respuesta hidrológica de la cuenca.

Por las razones anteriores, para generar los hidrogramas de creciente y al hacer las estimaciones de caudales máximos instantáneos en una cuenca, es necesario caracterizar el uso actual y futuro de la tierra, para poder definir los parámetros hidrológicos que mejor representen el patrón de la escorrentía del área de drenaje del cuerpo receptor.

La caracterización del uso actual de la tierra del área de drenaje del cuerpo colector, debe ajustarse, lo más fielmente posible al uso actual de la tierra.

El uso actual de la tierra a que está sujeta el área de drenaje de una cuenca, se puede obtener de fotografías aéreas o imágenes satelitales recientes.

En caso de no contar con información fotográfica o satelital reciente, se recomienda actualizar la información por medio de visitas de campo que permitan identificar los cambios en el uso de la tierra, que ha sufrido la cuenca.

En la Figura 3.7 se muestra el mapa de uso de la tierra de la cuenca del río Abangares, realizado por medio de imágenes de satélite y verificado por medio de visitas de campo.

La estimación de la respuesta hidrológica de la cuenca del cuerpo receptor, bajo las condiciones futuras del uso de la tierra, se debe hacer, tomando como referencia, los planes de ordenamiento territorial de los cantones, cuya área administrativa se encuentre dentro de los límites de la cuenca.

De no contarse con esta información se deberá hacer un análisis de las tendencias de crecimiento de el o los cantones que no poseen plan de ordenamiento territorial y, de esta manera, hacer la proyección del uso futuro de la tierra en la cuenca del cuerpo receptor.

3.6 DEFINICIÓN DE LOS VOLÚMENES DE MÁXIMA PRECIPITACIÓN DIARIA PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO

El diseño de un sistema de alcantarillado pluvial, requiere conocer la respuesta hidrológica del cuerpo receptor, ante diferentes condiciones de tormenta. La respuesta hidrológica de la cuenca ante eventos de precipitación es necesaria, ya que el desfogue del sistema del alcantarillado pluvial, al cuerpo receptor, se hace durante crecientes. Por esta razón, es necesario estimar los hidrogramas de creciente y los correspondientes niveles máximos esperados del agua, del cuerpo receptor, para establecer el nivel mínimo del cabezal de desfogue para que el sistema del alcantarillado pluvial descargue libremente al cuerpo receptor.

Los hidrogramas de creciente del cuerpo receptor se estiman para tormentas con diferentes períodos de retorno. El período de retorno de una tormenta o cualquier otro evento climático, se define como el intervalo promedio de recurrencia del evento climático. En esta definición

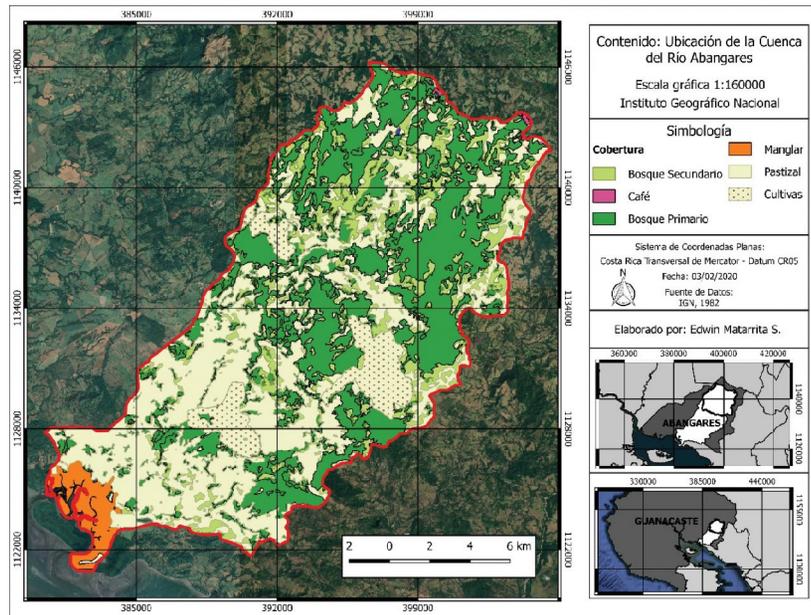


Figura 3.7. Mapa de uso de la tierra de la cuenca del río Abangares. Fuente CIEDES, UCR

es muy importante la palabra promedio, ya que el evento climático en cuestión no se repite, invariablemente, al final de cada período de retorno. Así, por ejemplo, si un evento extremo de precipitación ocurre en un año dado y vuelve a presentarse al año siguiente y durante los siguientes 18 años no se vuelve a presentar, se dice que esta tormenta ocurrió, en promedio, 2 veces en 20 años, por lo tanto, tiene un período de retorno de una vez cada 10 años, aunque haya ocurrido en dos años consecutivos.

La estimación de las tormentas para diferentes períodos de retorno se lleva a cabo por medio de un análisis de frecuencia de eventos extremos. Las técnicas utilizadas para el análisis de eventos extremos están normalmente restringidas a registros cuya longitud es de 10 años y, en el mejor de los casos, se cuenta con registros que apenas exceden los 50 años. Con base en esta información se debe estimar los eventos de tormenta con una probabilidad de ocurrencia igual o menor a 0,04% o, lo que es lo mismo, igual o mayor a 25 años de período de retorno.

Se debe hacer notar que, en la práctica, la verdadera distribución

de probabilidad de los eventos de precipitación no se conoce. Por esta razón, el problema a resolver se convierte en cómo seleccionar una distribución estadística simple y representativa de los eventos de precipitación, que permita definir, con una precisión satisfactoria, la probabilidad de ocurrencia de estos eventos, para el diseño de los sistemas de alcantarillado pluvial.

El análisis de frecuencia de eventos extremos requiere que los datos que se utilicen en el análisis, sean homogéneos e independientes. La restricción de homogeneidad se refiere a que todos los datos provengan de la misma población. Esto quiere decir que los datos utilizados en el análisis provengan de la misma estación meteorológica y que esta estación no haya cambiado de ubicación a lo largo del tiempo.

La restricción de independencia se refiere a que un dato no tenga influencia sobre otros.

El análisis de frecuencia de eventos extremos de precipitación, se lleva a cabo con base en la serie anual de máximas precipitaciones diarias. Para determinar la distribución de probabilidad que ajusta la serie bajo análisis, se genera el histograma de frecuencia de los datos que componen la serie. El histograma de frecuencia se construye dividiendo el rango de variación de los datos en sub intervalos con incrementos regulares.

Según la forma que presente el histograma de frecuencias de la serie anual de máximas precipitaciones diarias, el volumen de la tormenta de diseño se estimará por medio de alguna de las distribuciones de frecuencia utilizadas en hidrología para el cálculo de eventos extremos. El análisis estadístico se recomienda realizarlo por medio de la distribución de eventos extremos generalizada, que puede derivar en una distribución Gumbel, una distribución Weibull o en una distribución Frechet. La ventaja de utilizar el modelo de la distribución de eventos extremos generalizada es que esta distribución se desarrolló, específicamente, para el análisis de eventos extremos.

Otras distribuciones estadísticas que se han utilizado como la Pearson o la log Pearson tipo 3, fueron diseñadas para otro tipo de análisis

y, por similitud se han utilizado para el análisis de eventos extremos de precipitación y caudal. Por esta razón este , en esta guía no se recomienda su uso.

Una vez definida la distribución estadística que ajusta la serie de máximas precipitaciones diarias, se debe verificar la bondad del ajuste por medio del método de Chi Cuadrado o por medio del método de Kolmogorov - Smyrnov.

Finalmente, el análisis estadístico se debe completar calculando las bandas de confianza para determinar, qué tan bien ajusta el modelo estadístico el conjunto de datos de la serie de máximas precipitaciones diarias. Las estimaciones estadísticas se presentan dentro de un rango o intervalo de confianza dentro del cual, razonablemente se espera que, el verdadero valor que se está estimando, se encuentre. El ancho de confianza depende del valor del nivel de confianza, β , que se fije. Asociado al nivel de confianza β se encuentra el nivel de significancia, α , que se define como:

$$\text{Ecuación 3.6} \quad \alpha = \frac{1-\beta}{2}$$

3.7 CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA

La precipitación efectiva se define como el volumen de precipitación que no es retenido por el suelo ni se infiltra en el terreno. El volumen de precipitación efectiva escurre sobre la superficie de la cuenca y se convierte en escorrentía directa a la salida de la cuenca, en el punto de control.

La precipitación efectiva se estima restando a la precipitación total sobre el área de la cuenca los volúmenes de infiltración, intercepción y encharcamiento.

Entre los métodos más utilizados para la estimación del volumen de infiltración, están el método de Horton, el método de Green-Ampt y el método del Servicio de Conservación de los Recursos Naturales (NRCS, por sus siglas en inglés), anteriormente conocido como el método del Servicio de Conservación de Suelo (SCS).

Uno de los primeros modelos para estimar el volumen de infiltración fue el desarrollado por Horton (1933, 1939). Horton observó que el proceso de infiltración inicia con un valor f_0 y decrece exponencialmente hasta alcanzar un valor límite f_c . El modelo de infiltración derivado por Horton se expresa por medio de la siguiente ecuación:

$$\text{Ecuación 3.7} \quad f(t) = f_c + \{f_0 - f_c\}e^{-kt}$$

donde:

$f(t)$: es el volumen de infiltración en el instante t , en mm/h,

f_c : es el valor límite al que tiende la infiltración, en mm/h,

f_0 : es el valor inicial de la infiltración, en mm/h,

k : es la constante de decaimiento, en unidades de tiempo⁻¹ y

t : es el tiempo acumulado en unidades de tiempo congruentes con las unidades en las que se expresa la constante de decaimiento.

Eagleson (1970) y Raudkivi (1979) demostraron que la ecuación de Horton se puede derivar a partir de la ecuación de Richards¹ bajo el supuesto de que la constante de permeabilidad K y el coeficiente de difusividad D son constantes independientes del contenido de humedad del suelo.

En 1911 Green y Ampt desarrollaron un método para el cálculo del volumen de infiltración, basado en un esquema en el cual el frente húmedo es la frontera por debajo de la cual el suelo tiene un contenido de humedad θ_1 y por encima del frente húmedo el suelo se encuentra saturado. La ecuación propuesta por Green y Ampt tiene una solución numérica exacta y permite calcular el volumen infiltrado acumulado, así como la variación de la tasa de infiltración a lo largo del tiempo de duración de la tormenta.

La ecuación de Green y Ampt para el cálculo del volumen acumulado de infiltración, en un instante dado de tiempo es la siguiente:

$$\text{Ecuación 3.8} \quad F(t) = Kt + \psi\Delta\theta \ln \left(1 + \frac{F(t)}{\psi\Delta\theta} \right)$$

donde:

$F(t)$: es el volumen acumulado de infiltración en un instante dado de tiempo, en cm,

K : es la conductividad hidráulica del terreno, en cm/h,

Ψ : es la carga de succión del suelo en el frente húmedo, en cm,

$\Delta\theta$: es el cambio en el contenido de humedad del suelo al pasar el frente húmedo, en cm y

t : es el tiempo acumulado, en horas

La ecuación de Green y Ampt para calcular la tasa de infiltración en un instante dado de tiempo, es la siguiente:

$$\text{Ecuación 3.9} \quad f(t) = K \left(\frac{\psi \Delta \theta}{F(t)} + 1 \right)$$

en la cual la simbología representa los mismos parámetros indicados en la ecuación para el cálculo del volumen acumulado de infiltración.

La ecuación 3-8 es una ecuación no lineal de F la cual puede resolverse por medio de aproximaciones sucesivas, expresando la función de la siguiente manera:

$$\text{Ecuación 3.10} \quad F(t) = Kt + \psi \Delta \theta \ln \left(1 + \frac{F(t)}{\psi \Delta \theta} \right)$$

El cálculo del volumen acumulado de infiltración $F(t)$, en un instante dado de tiempo, se debe hacer por medio de aproximaciones sucesivas, ya que la función $F(t)$ está definida como una función de sí misma.

El procedimiento de cálculo de la función $F(t)$ es el siguiente:

1. se toman los valores de porosidad, η , de porosidad efectiva, θ , carga de succión, Ψ y conductividad hidráulica, K , a partir de análisis directos de la textura de suelo predominante en la cuenca o a partir de valores establecidos para diferentes texturas de suelo (ver cuadro 4.3.1, Hidrología Aplicada, Chow et al, 1988),

2. se toma un valor arbitrario para el valor de la función $F(t)$. Como sugerencia se puede utilizar como valor inicial del volumen acumulado de infiltración el producto de Kt ,

3. el valor inicial de la función $F(t)$ se sustituye en la parte derecha de la ecuación 3-10 y se calcula un nuevo valor para la función $F(t)$,

4. el nuevo valor de la función $F(t)$ se compara con el valor anterior; si no son iguales, dentro del rango tolerancia definido por el profesional responsable por el estudio hidrológico, se toma el último valor calculado para la función $F(t)$, se introduce en la parte derecha de la ecuación 3-10 y se calcula un nuevo valor para la función $F(t)$,

5. el nuevo valor calculado se compara con el valor anterior de la función $F(t)$ y, si no son iguales, se repite el procedimiento anterior. Si son iguales, dentro del rango de tolerancia definido, finaliza el procedimiento de cálculo y el último valor obtenido para $F(t)$ corresponde con el volumen acumulado de infiltración para el instante de tiempo t establecido.

El valor obtenido para $F(t)$ se utiliza para obtener la tasa de infiltración $f(t)$ en un instante dado de tiempo t . El valor de la infiltración acumulada $F(t)$ a utilizar en la ecuación 3-9 debe corresponder con el instante de tiempo para el cual se requiere estimar la tasa de infiltración.

El Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos de América (SCS por sus siglas en inglés), hoy conocido como el Servicio de Conservación de los Recursos Naturales de los Estados Unidos de América (NRCS por sus siglas en inglés), desarrolló en 1972 un método para el cálculo de la precipitación efectiva basado en la textura del suelo, la condición hidrológica del terreno y el uso de la tierra.

El modelo del Servicio de Conservación de los Recursos Naturales para la

¹ Richards derivó en 1931 la ecuación que lleva su nombre, para representar el movimiento del agua en un medio poroso no saturado, bajo condiciones de flujo no permanente. La ecuación se deriva a partir de la aplicación de los principios de conservación de la masa y de conservación de la energía al flujo en medio poroso y en una dimensión espacial, se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left(D \frac{\partial \theta}{\partial z} + K \right)$$

donde:

θ : es el contenido de humedad del suelo,

D : es la difusividad del contenido de humedad en el suelo,

K : es el coeficiente de permeabilidad,

t : corresponde al tiempo y

z : corresponde a la profundidad del terreno

Para un mayor nivel de detalle sobre la ecuación de Richards, ver Chow et al, Applied Hydrology, 1988.

estimación de las pérdidas por interceptación, infiltración y encharcamiento, relaciona el valor acumulado de la precipitación efectiva con el valor acumulado de la precipitación total, por medio de un valor empírico llamado número de curva. El número de curva es función del uso de la tierra, del tipo de cobertura, la textura del suelo, la condición hidrológica del terreno y la condición antecedente de humedad. La relación desarrollada por el Servicio de Conservación de los Recursos Naturales de los Estados Unidos de América, para la estimación de la precipitación efectiva, es la que se muestra a continuación:

$$\text{Ecuación 3.11} \quad P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

en donde se tiene que:

P_e : precipitación efectiva acumulada

I_a : pérdida inicial por interceptación y encharcamiento

P: precipitación acumulada de la tormenta

S: valor potencial máximo de retención de humedad en el suelo.

El valor potencial máximo de retención de humedad en el suelo se calcula por medio de la siguiente relación, en el sistema internacional de unidades:

$$\text{Ecuación 3.12} \quad S = \frac{25400}{CN} - 254$$

En donde:

S: valor potencial máximo de retención de humedad en el suelo

CN: número de curva

De acuerdo con la ecuación 3-12 para determinar el valor correspondiente al potencial máximo de retención de humedad en el suelo S, si se utiliza un número de curva de 100, el valor potencial máximo de retención de humedad tomaría un valor de 0.

Esta condición implica que el volumen total de precipitación efectiva es igual al volumen total de precipitación. Esto quiere decir que el área de drenaje no tiene capacidad de retención de humedad y, por lo tanto, todo lo que precipita escurre.

En el extremo opuesto, un número de curva 0, hace que el valor potencial máximo de retención de humedad sea infinito. Bajo esta condición, la capacidad de retención de humedad del área de drenaje es infinita y no se presenta escorrentía superficial. Por lo tanto, el volumen total de precipitación es retenido en la cuenca mediante procesos de interceptación, infiltración y encharcamiento. El volumen de escorrentía se puede calcular en general para cualquier área de drenaje, utilizando un número de curva que se encuentre entre 0 y 100.

La pérdida inicial por encharcamiento, la, está definida por medio de la relación empírica:

$$\text{Ecuación 3.13} \quad I_a = cte * S$$

En donde:

I_a : pérdida inicial por interceptación y encharcamiento

cte: valor que oscila entre 0,18 y 0,35

S: valor potencial máximo de retención de humedad en el área de drenaje.

Finalmente, se tiene entonces, que la ecuación para la estimación del volumen de precipitación efectiva acumulada es la siguiente:

$$\text{Ecuación 3.14} \quad P_e = \frac{(P - cte * S)^2}{P + (1 - cte)S}$$

En donde se tiene:

P_e : precipitación efectiva acumulada

P: precipitación acumulada de la tormenta

cte: valor que oscila entre 0,18 y 0,35

S: valor potencial máximo de retención de humedad en el área de drenaje.

Para aplicar esta metodología, se requiere conocer el volumen total de precipitación, el histograma de los incrementos de precipitación en el tiempo, el uso de la tierra en el área de drenaje, el tipo de cobertura, la condición hidrológica del terreno y la condición antecedente de humedad.

3.8 HIDROGRAMAS DE CRECIENTE

Los hidrogramas de creciente de una cuenca se pueden generar utilizando los modelos área-tiempo o el modelo del hidrograma unitario sintético de Snyder.

Los modelos de área - tiempo se basan en incorporar la desigual distribución espacial y temporal de la precipitación en la determinación del patrón de escorrentía de una cuenca. La idea central de estos métodos es construir líneas de igual tiempo de viaje llamadas isócronas. Una línea isócrona se define como un contorno que une puntos de la cuenca desde los cuales, el tiempo de viaje de la escorrentía hasta el punto de salida, es el mismo.

Las líneas isócronas tienen las siguientes características:

1. no pueden cruzarse,
2. no son curvas cerradas,
3. inician y terminan en los límites de la cuenca,
4. en las partes planas están cercanas unas a otras y
5. en las partes con fuerte pendiente están más espaciadas unas de otras.

El método del hidrograma unitario sintético de Snyder, a diferencia de los métodos de área - tiempo, utiliza el tiempo de respuesta o tiempo de desfase de la cuenca como la característica principal para definir el hidrograma de creciente de una cuenca. Todos los demás parámetros que definen el hidrograma unitario de la cuenca se obtienen a partir del tiempo de desfase calculado para la cuenca bajo análisis.

En el presente documento se describe solamente el método del hidrograma unitario sintético de Snyder para obtener el hidrograma de creciente de una cuenca, debido a su simplicidad, ya que requiere

solamente los parámetros físicos de la cuenca para calcular el hidrograma de la creciente de diseño.

Los métodos de -área - tiempo, como el método del hidrograma unitario de Clark, requieren un análisis más detallado del área de drenaje de la cuenca, debido a que requieren dividir el área de drenaje en franjas con diferentes tiempos de viaje hasta el punto de control. La metodología de estos modelos requiere construir las curvas isócronas de la cuenca como parámetro básico de análisis, lo cual hace su aplicación más elaborada.

Se debe hacer notar que el hecho de que no se describan en el presente documento los métodos de área - tiempo no implica que no deban utilizarse. Se deja a criterio del profesional responsable del diseño hidrológico del sistema del alcantarillado pluvial, la elección del método de análisis para el cálculo del hidrograma de la creciente de diseño en el cuerpo receptor. Tanto el método del hidrograma unitario de Snyder como los métodos de área - tiempo dan resultados representativos de la respuesta hidrológica de una cuenca, si se utilizan apropiadamente.

El método del hidrograma unitario sintético de Snyder utiliza el tiempo de respuesta o tiempo de desfase de la cuenca como la característica principal para definir el hidrograma de creciente de una cuenca. Este tiempo se define como el tiempo transcurrido entre el centro de gravedad de la precipitación efectiva y el tiempo correspondiente a la ordenada de máximo caudal.

La ecuación empírica desarrollada por Snyder para estimar el tiempo de desfase es la siguiente:

$$\text{Ecuación 3.15} \quad t_c = C_1 * C_t * (LL_c)^{0,3}$$

En donde se tiene que:

t_c : es el tiempo de respuesta o de desfase de la cuenca,

C_1 : es una constante dimensional. Bajo el sistema métrico decimal C_1 es igual a 0,75.

C_t : es un coeficiente empírico que engloba el efecto de la pendiente y el almacenamiento de la cuenca sobre el patrón de la escorrentía.

Dependiendo de las características físicas y uso de la tierra de la cuenca, este coeficiente varía entre 0,30 en cuencas montañosas de relieve accidentado y red de drenaje densa, hasta 8 ó 10 para cuencas con tiempos de respuesta largos, de relieve plano y con una red de drenaje poco densa,

L: es la longitud del cauce principal, en kilómetros, desde el punto de salida de la cuenca, hasta la divisoria de aguas,

L_c : es la longitud en kilómetros, a lo largo del cauce principal, desde el punto de salida de la cuenca, hasta el punto del cauce más próximo al centro de gravedad de la cuenca.

El caudal máximo instantáneo del hidrograma unitario sintético está definido por la siguiente expresión:

$$\text{Ecuación 3.16} \quad Q_p = \frac{C_2 * C_p * A}{t_c}$$

En donde se tiene que:

t_c : es el tiempo de respuesta o de desfase de la cuenca,

C_2 : es una constante dimensional. Bajo el sistema métrico decimal C_2 es igual a 0,275, si la escorrentía y la precipitación se expresan en mm,

C_p : es un coeficiente por medio del cual se estima la relación entre el tiempo base del hidrograma y el tiempo de desfase; este coeficiente es función del uso de la tierra,

A: es el área de la cuenca en km².

Además de los parámetros para la estimación del tiempo de desfase y el caudal máximo instantáneo utilizando las ecuaciones 3-15 y 3-16, la aplicación del hidrograma unitario sintético de Snyder requiere la distribución espacial de la tormenta de diseño sobre el área de drenaje de la cuenca y la distribución temporal de la tormenta.

El método del hidrograma unitario sintético de Snyder permite calcular los hidrogramas de creciente del cuerpo receptor para diferentes períodos de retorno. Se deben estimar las crecientes con diferentes períodos de retorno para caracterizar las condiciones de flujo durante crecientes en el cuerpo receptor, de manera que la descarga del cabezal de desfogue no se vea afectada por los niveles de creciente esperados en el cuerpo receptor.

Los niveles esperados de flujo y la distribución de las velocidades del flujo durante crecientes en el cuerpo receptor, se obtienen por medio del tránsito distribuido de los hidrogramas de creciente a lo largo del tramo del cauce del río donde se propone colocar el cabezal o los cabezales de desfogue.

3.9 ESTUDIO HIDROLÓGICO DEL ÁREA DEL PROYECTO

El estudio hidrológico del área del proyecto se lleva a cabo siguiendo los requisitos establecidos, por el ente autorizado para otorgar los permisos de desfogue.

Si no se solicita sistema de amortiguamiento para el desfogue de las aguas pluviales en el cuerpo receptor, el diseño o evaluación del sistema de alcantarillado pluvial se puede llevar a cabo utilizando el criterio de caudal máximo instantáneo. Si el ente autorizado para otorgar los permisos de desfogue pluvial solicita un sistema de amortiguamiento para el manejo de las aguas de escorrentía del proyecto, entonces el diseño deberá hacerse por volumen.

3.10 DISEÑO BAJO EL CRITERIO DE CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO

El diseño por caudal máximo instantáneo requiere la estimación del mayor caudal, que un área de drenaje puede aportar a los elementos que componen la red de drenaje pluvial del proyecto.

Existen varios métodos para calcular el caudal máximo instantáneo para el diseño o evaluación de los elementos de un sistema de alcantarillado pluvial. El método más simple y más conocido para el cálculo del caudal máximo instantáneo de un área de drenaje, es el método racional.

Aunque se han realizado críticas válidas relativas sobre la conveniencia de utilizar el método racional, este modelo continúa utilizándose,

sobre todo debido a su simplicidad. Sin embargo, una vez que el dimensionamiento de la red del alcantarillado pluvial se ha definido por medio del modelo racional, el correcto funcionamiento de la red debe revisarse realizando el tránsito del hidrograma de diseño, a lo largo de la red del alcantarillado pluvial, bajo condiciones de flujo no uniforme y no permanente.

El concepto sobre el que se basa el modelo racional es el principio de conservación de la masa.

Si una tormenta inicia instantáneamente con una intensidad i y continúa indefinidamente bajo la misma intensidad, cubriendo uniformemente toda el área de drenaje, la escorrentía se incrementará hasta que se alcance el tiempo de concentración. Una vez que se alcanza el tiempo de concentración, el caudal máximo instantáneo se mantiene constante. El caudal máximo instantáneo que se produce cuando se alcanza el tiempo de concentración, es el máximo caudal que el área de drenaje puede producir, para la intensidad dada.

El método racional establece que el caudal máximo instantáneo que aporta un área de drenaje está dado por:

$$\text{Ecuación 3.17} \quad Q = \frac{CiA}{cte}$$

Donde:

Q es el caudal máximo instantáneo que aporta el área de drenaje en el punto de control, en m^3/s ,

C es el coeficiente de escorrentía del área de drenaje, adimensional,

i es la intensidad de precipitación, en mm/h

A es el área de drenaje; ésta puede expresarse en metros cuadrados, en hectáreas o en kilómetros cuadrados y

cte es una constante requerida para uniformar las unidades de la ecuación. Esta constante tiene un valor de 3.600.000, si el área está expresada en metros cuadrados, 360 si el área está expresada en hectáreas y 3,60 si el área está expresada en kilómetros cuadrados.

En zonas urbanas, las áreas de drenaje están compuestas por un conjunto de sub áreas con diferentes tipos de superficies. El modelo racional, por lo tanto, debe utilizarse tomando en consideración las características de los diferentes tipos de superficie. Para ello, el modelo racional se expresa de la siguiente manera:

$$\text{Ecuación 3.18} \quad Q = \frac{i}{cte} \sum_{j=1}^m C_j A_j$$

donde la simbología representa los mismos parámetros mencionados anteriormente y m es el número de sub áreas drenadas por un elemento de la red de drenaje o colector.

La intensidad de la lluvia corresponde a la tasa de precipitación sobre el área de drenaje considerada. La intensidad de precipitación se establece con base en la duración y la frecuencia de la tormenta de diseño.

La frecuencia de la tormenta de diseño es un parámetro estadístico establecido por norma o lo define el profesional como un parámetro de diseño. El Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados ha establecido que la frecuencia de la tormenta de diseño no debe ser menor a 10 años. Sin embargo, para proyectos como condominios, parques industriales y zonas francas se recomienda utilizar un período de retorno de diseño no menor a 25 años y para infraestructura estratégica como hospitales, escuelas, colegios, templos e iglesias, entre otros, se recomienda utilizar un período de retorno de diseño no menor a 100 años.

La duración de la tormenta de diseño debe ser igual al tiempo de concentración del área de drenaje. El tiempo de concentración, t_c , se usa en la aplicación del modelo racional, como el tiempo asociado para que se alcance el caudal máximo instantáneo en el punto de control del área de drenaje.

El tiempo de concentración se define como el tiempo que le toma a una gota que cae en el punto hidráulicamente más alejado del área de drenaje, para alcanzar el punto de salida del área de drenaje. Cuando se alcanza el tiempo de concentración, toda el área de drenaje está

contribuyendo con la escorrentía superficial. Por esta razón, el caudal máximo instantáneo para una tormenta que cubra uniformemente toda el área de drenaje con una intensidad uniforme, se presenta cuando se alcanza el tiempo de concentración.

En el sistema métrico, el tiempo de concentración se puede estimar por medio de las siguientes ecuaciones:

Ecuación de Williams.

$$\text{Ecuación 3.19} \quad t_c = \frac{16,32L_c A^{0,4}}{D S_c^{0,2}}$$

Donde:

t_c es el tiempo de concentración en minutos,
 L_c es la longitud del cauce en kilómetros,
 A es el área de la cuenca en kilómetros cuadrados,
 D es el diámetro equivalente correspondiente a un círculo con un área igual a la superficie del área de drenaje y
 S_c es la pendiente promedio del cauce.

Williams derivó la ecuación para la estimación del tiempo de concentración de una cuenca, a partir de estudios de caudal que realizó en la India en 1922. La ecuación fue derivada en cuencas con áreas de drenaje menores a 129,5 km² (50 millas cuadradas).

Ecuación de Kirpich

$$\text{Ecuación 3.20} \quad t_c = 3,978L_c^{0,77} S_c^{-0,385}$$

Donde:

t_c es el tiempo de concentración en minutos,
 L_c es la longitud del cauce en kilómetros y
 S_c es la pendiente promedio del cauce.

En 1940 Kirpich desarrolló una ecuación para estimar el tiempo de concentración, a partir de observaciones realizadas en pequeñas áreas

agrícolas, en Tennessee, Estados Unidos. Las áreas de drenaje utilizadas por Kirpich en su estudio varían desde 0,004 km² hasta 0,45 km². La ecuación desarrollada por Kirpich es muy utilizada para la estimación del tiempo de concentración; sin embargo, debe tomarse en consideración que sólo aplica para áreas de drenaje entre 4 000 m² y 500 000 m², aproximadamente, con un uso de la tierra predominantemente agrícola y con pendientes de cauce entre 3% y 10%.

Chow et al señalan que para cuando el flujo de la escorrentía superficial se produce sobre superficies de concreto o asfalto, el valor obtenido para el tiempo de concentración con la ecuación de Kirpich, debe multiplicarse por un factor de 0,4.

Para canales de concreto el valor obtenido para el tiempo de concentración con la ecuación de Kirpich, debe multiplicarse por un factor de 0,2. Si el flujo de la escorrentía superficial se produce sobre suelo desnudo o a lo largo de zanjas de drenaje, no se recomienda ninguna corrección al valor estimado del tiempo de concentración.

Ecuación de Johnstone-Cross

$$\text{Ecuación 3.21} \quad t_c = 3,258 \left(\frac{L_c}{S_c} \right)^{0,5}$$

Donde:

t_c es el tiempo de concentración en minutos,
 L_c es la longitud del cauce en km y
 S_c es la pendiente promedio del cauce.

Johnstone y Cross desarrollaron, en 1949, una ecuación para estimar el tiempo de concentración, a partir de observaciones realizadas en las cuencas de los ríos Scioto y Sandusky, en el estado de Ohio, Estados Unidos. Las áreas de drenaje de las cuencas utilizadas en sus estudios, varían desde 65 km² hasta 4 206 km² (entre 25 y 1 620 millas cuadradas).

Ecuación de Haktanir-Sezen

Ecuación 3.22 $t_{lag} = 26,85L_c^{0,841}$

donde:

t_{lag} es el tiempo de desfase en minutos y
 L_c es la longitud del cauce en km.

En 1990 Haktamir y Sezen desarrollaron un modelo para estimar el tiempo de desfase de una cuenca. Utilizaron una distribución gama de dos parámetros y una distribución beta de tres parámetros como representación de hidrogramas unitarios sintéticos de diez cuencas en Anatolia, Turquía. El tiempo de concentración del área de drenaje se estima a partir de la relación del NRCS que sugiere que $t_{lag} = 0,6 t_c$ (NRCS 1972, 1986).

En un sistema de alcantarillado pluvial el tiempo de concentración a cualquier punto del sistema es igual a la suma del tiempo de concentración a la entrada del sistema más el tiempo de viaje por las tuberías del alcantarillado pluvial, aguas arriba del punto de interés.

Ecuación 3.23 $t_c = t_0 + \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{v_i}$

Donde:

t_c es el tiempo de concentración en minutos,
 t_0 es el tiempo de concentración al punto de entrada al sistema del alcantarillado pluvial,
 L_i es la longitud del i-ésimo tubo del alcantarillado pluvial y
 v_i es la velocidad del flujo a lo largo del i-ésimo tubo del alcantarillado pluvial.

El coeficiente de escorrentía es la variable que presenta el mayor nivel de incertidumbre en el modelo racional. El coeficiente de escorrentía en la expresión del modelo racional, implica una relación fija entre el caudal máximo instantáneo y la tasa de precipitación, para el área de drenaje de interés, lo cual no es necesariamente cierto. La selección apropiada del coeficiente de escorrentía requiere tomar en consideración los siguientes parámetros:

1. El porcentaje de área impermeable. Las superficies impermeables como pavimentos y techos producen cerca de un 100% de escorrentía superficial, una vez que la superficie ha sido completamente humedecida. Esta condición de escorrentía superficial se presenta sin importar la pendiente que tenga la superficie impermeable. La cuantificación de las superficies impermeables de un área de drenaje ya construida se puede hacer por medio de visitas de inspección al área de drenaje o por medio de fotografías aéreas.
2. La pendiente y las irregularidades del terreno. La pendiente del terreno juega un papel importante en la correcta selección del coeficiente de escorrentía, ya que a mayor pendiente, mayor será el coeficiente de escorrentía. Los modelos hidrológicos parten del supuesto de que una vez en contacto con el suelo, el agua tiende a moverse verticalmente hacia abajo, es decir, se infiltrará por efecto de la gravedad y por el déficit de humedad que presente el suelo. Sin embargo, conforme la pendiente aumenta, la componente horizontal del peso aumenta y esto hace que la tendencia a escurrir superficialmente se incremente por encima de la tendencia a infiltrarse.
3. La condición antecedente de humedad. La condición antecedente de humedad define la tasa de infiltración que se puede presentar en el área de drenaje. A capacidad de campo la tasa de infiltración se reduce a la tasa a la cual el suelo transfiere agua hacia los mantos acuíferos inferiores. Bajo esta condición, el suelo se encuentra próximo a la saturación y, por lo tanto, la tasa de infiltración es mínima. En el punto de marchitez, el suelo se encuentra prácticamente seco, por lo que la capacidad de infiltración es máxima.
4. La intensidad de la precipitación. Si la tasa de precipitación es superior a la tasa de intercepción, infiltración y encharcamiento, entonces, aunque la vegetación y el suelo no se hayan saturado, se producirá escorrentía superficial. Este aumento del volumen de escorrentía superficial debe reflejarse en la estimación del coeficiente de escorrentía superficial.
5. La proximidad del nivel freático.
6. El nivel de compactación del terreno y la permeabilidad del subsuelo. La compactación y la porosidad del suelo son factores que deben

valorarse al estimar el valor de la escorrentía superficial. A mayor permeabilidad del suelo, mayor será el volumen infiltrado y menor será el volumen de escorrentía superficial. Por esta razón, a mayor permeabilidad del suelo menor debe ser el valor del coeficiente de escorrentía.

7. La vegetación. La vegetación incide también en el volumen de escorrentía superficial y, por lo tanto, en el valor del coeficiente de escorrentía. La vegetación atrapa una fracción del volumen precipitado por medio del proceso de intercepción. El volumen de precipitación interceptado por la vegetación depende del tipo, densidad, forma y edad de la vegetación. En términos generales a mayor densidad del follaje, mayor será el volumen de precipitación interceptado. Por lo tanto, vegetación con follaje denso hará que el volumen de escorrentía superficial disminuya y, en consecuencia, el valor del coeficiente de escorrentía disminuye.

Son muchos los factores que se deben tomar en consideración para estimar un valor para el coeficiente de escorrentía superficial que represente, apropiadamente, las condiciones físicas bajo las cuales se producirá la escorrentía superficial. Seleccionar el valor apropiado del coeficiente de escorrentía superficial requiere de buen juicio y experiencia por parte del profesional responsable.

3.10.1 Diseño bajo el criterio de volumen

Si se requiere diseñar sistemas para amortiguar el incremento de caudal producido por el cambio en el uso de la tierra, no se debe utilizar la metodología de diseño por caudal máximo instantáneo.

El objetivo de un sistema de amortiguamiento es almacenar temporalmente el exceso de escorrentía producido por el cambio en el uso de la tierra, y desaguarlo a una tasa que no exceda el caudal máximo que produce el terreno con el uso de la tierra anterior o una tasa tal que no exceda la capacidad de drenaje del sistema pluvial, aguas abajo del punto de desfogue.

Para alcanzar el objetivo del sistema de amortiguamiento es necesario

contar con los hidrogramas que produce el área de drenaje del proyecto bajo las condiciones de uso de la tierra anteriores al desarrollo del proyecto y con las condiciones de uso de la tierra propuestos con el desarrollo del proyecto.

La diferencia en volumen entre el hidrograma estimado bajo las condiciones de uso de la tierra anteriores al desarrollo del proyecto y el hidrograma estimado con las condiciones de uso de la tierra posteriores al desarrollo del proyecto, para la tormenta de diseño, define el volumen mínimo del sistema de amortiguamiento. Este volumen debe revisarse para los hidrogramas producidos por el área de drenaje del proyecto, debidos a las tormentas con períodos de retorno menores al período de retorno de la tormenta de diseño. La revisión del volumen de almacenamiento se debe hacer porque es posible que para tormentas con un período de retorno menor al de la tormenta de diseño, la diferencia en volumen entre los hidrogramas producidos por el área de drenaje antes y después del desarrollo, sea mayor.

La diferencia entre los caudales máximos instantáneos de los hidrogramas producidos por el área de drenaje antes y después del desarrollo del proyecto es la capacidad de amortiguamiento que debe tener el sistema.

La estimación de la capacidad de amortiguamiento del sistema se determina por medio del tránsito del hidrograma a través del sistema de amortiguamiento propuesto por el profesional responsable por el estudio hidrológico del proyecto.

La capacidad de amortiguamiento del sistema propuesto debe verificarse para los hidrogramas producidos por el área de drenaje del proyecto con las tormentas con períodos de retorno menores al período de retorno de la tormenta de diseño. El sistema debe amortiguar todos los caudales máximos instantáneos producidos por el área de drenaje, de manera que no se exceda el caudal máximo instantáneo que produce el área de drenaje del proyecto con el uso de la tierra anterior o que no exceda la capacidad de drenaje del sistema pluvial, aguas abajo del punto de desfogue. Esta condición debe cumplirse para todos los caudales máximos instantáneos que produzca el área de drenaje

del proyecto para todas las tormentas cuyos períodos de retorno sean iguales o menores al de la tormenta de diseño.

Los hidrogramas producidos por el área de drenaje del proyecto se pueden estimar utilizando los métodos de área - tiempo o el método del hidrograma unitario de Snyder descritos anteriormente.

El tránsito de crecientes, así como el diseño de pavimentos permeables y techos verdes, se describen en los capítulos siguientes.

BIBLIOGRAFÍA

Brutsaert, W. (2012). Hydrology an Introduction. 7ma Edición. Reino Unido Cambridge University Press.

Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1994). Hidrología Aplicada 1era edición en español, Colombia, McGraw Hill

Dunne, T., Leopold, L.B., (1978). Water in Environmental Planning. 2da Edición, Estados Unidos de América, W.H. Freeman and Company

Mays, L.W. (2001). Water Resources Engineering. 1era Edición, Estados Unidos de América, John Wiley & Sons

Mays, L.W. (2001). Stormwater Collection Systems Design Handbook. Estados Unidos de América, McGraw Hill

Maidment, D.R. (1993). Handbook of Hydrology 1era Edición, Estados Unidos de América, McGraw Hill

Hidráulica

4.1 INTRODUCCIÓN

El diseño hidrológico de un sistema pluvial tiene como objetivo realizar el diseño hidráulico de dicho sistema. El diseño hidráulico de un sistema pluvial requiere conocer, no sólo los caudales que ingresan al sistema, sino también las características de flujo que se pueden presentar en el alcantarillado pluvial. Por esta razón, a continuación, se presenta un conjunto de conceptos generales de hidráulica, relativos a flujo uniforme y permanente, flujo no uniforme y permanente, y el flujo no uniforme y no permanente. Estos principios se consideran necesarios para el diseño hidráulico de sistemas de alcantarillado pluvial.

El término “hidráulica” se relaciona en esta guía, con la aplicación de los principios de la mecánica de fluidos a las estructuras de ingeniería y de arquitectura que transportan agua.

Se presentan sólo los principios de hidráulica de canales abiertos, ya que los sistemas de alcantarillado pluvial deben trabajar bajo condiciones de superficie libre y no a presión.

Se considera como un canal abierto todo aquel en el que el agua fluye a presión atmosférica con una superficie libre. Esta superficie libre ascenderá o descenderá en respuesta a perturbaciones del flujo, por cambios en la pendiente, en la geometría del canal o por variaciones de caudal.

Los canales abiertos se clasifican en canales naturales y canales artificiales.

Los canales naturales son todos aquellos que se encuentran en la naturaleza, tales como arroyos, quebradas, ríos pequeños y grandes y estuarios.

Los canales artificiales corresponden a todas aquellas las estructuras construidas por los seres humanos tales como canales de navegación,

canales de irrigación, zanjas de drenaje, drenajes de carreteras, alcantarillados pluviales y canales de desvío, entre otros.

Para las aplicaciones de esta guía, el aire por encima del líquido se encuentra en reposo, a una presión atmosférica estándar y el movimiento del flujo se produce por la fuerza de la gravedad.

En algunos casos prácticos, como conductos cerrados que fluyen parcialmente llenos, la presión del aire por encima del flujo puede volverse sub atmosférica y estar cerca de la condición de superficie libre como en un canal abierto, por lo que, este tipo de sistema, se considerará como si fuera un canal abierto.

4.2 TIPOS DE FLUJO

En un canal abierto se pueden presentar los siguientes tipos de flujo:

1. Flujo uniforme
2. Flujo permanente

Flujo uniforme. La definición de flujo uniforme, se refiere a la variación de la profundidad y la velocidad del flujo, con respecto a la distancia. El flujo se considera uniforme si la profundidad y la velocidad media del flujo, la rugosidad y la pendiente de fondo del canal no cambian a lo largo de la dirección del flujo. Bajo condiciones de flujo uniforme, el flujo presenta las siguientes características:

1. Las líneas de flujo son rectilíneas y paralelas.
2. La distribución de la presión es hidrostática.
3. La pendiente de fondo del canal, la pendiente de la superficie del flujo y la pendiente de energía son paralelas.

Si alguna de las condiciones anteriores no se cumple, se dice entonces que el flujo es no uniforme.

Flujo permanente. La definición de flujo permanente, se refiere a la variación de la profundidad y la velocidad del flujo, con respecto al

tiempo. El flujo se considera permanente si la velocidad promedio del flujo y la profundidad de flujo, en una sección del canal, no varían a lo largo del tiempo ni en magnitud ni en dirección. Si alguno de estos parámetros de flujo varía con respecto al tiempo, se dice que el flujo es no permanente.

La condición de flujo uniforme se caracteriza por la variación de la profundidad y la velocidad de flujo con respecto a la distancia, mientras que la condición de flujo permanente se caracteriza por la variación de la velocidad o la profundidad con respecto al tiempo.

Con base en las definiciones anteriores, el flujo en un canal puede ser:

1. Uniforme y permanente
2. No uniforme y permanente
3. No uniforme y no permanente

La condición de flujo uniforme y permanente se presenta cuando la velocidad y la profundidad de flujo no cambian en la distancia, a lo largo el canal, ni durante el intervalo de tiempo en consideración.

La condición de flujo no uniforme y permanente se presenta cuando la velocidad y la profundidad de flujo cambian con la distancia, pero, en una sección transversal dada, la velocidad y la profundidad del flujo no cambian con respecto al tiempo.

Dependiendo de la tasa de variación de la velocidad y la profundidad de flujo con respecto a la distancia, el flujo se clasifica como gradualmente variado o rápidamente variado. Si la variación de la velocidad y la profundidad de flujo ocurre a una tasa baja a lo largo de una gran distancia, el flujo se denomina gradualmente variado. Si, por el contrario, la variación en la velocidad y la profundidad de flujo se produce en una distancia corta, el flujo se denomina rápidamente variado.

La condición de flujo gradualmente variado se produce cuando el flujo pasa de una condición de flujo uniforme a otra. En la transición de una condición de flujo uniforme a otra se producen curvas de remanso, las cuales tienen diferentes perfiles, dependiendo del régimen de flujo y la

pendiente de fondo del canal.

El flujo rápidamente variado se presenta cuando se produce un salto hidráulico o una caída hidráulica.

La condición de flujo no uniforme y no permanente se presenta cuando se produce una onda que recorre el canal. Como ejemplos de flujo no uniforme y no permanente se pueden mencionar los hidrogramas de creciente en el cauce de un río, la apertura súbita de una compuerta en un canal o las variaciones de caudal que se dan, en un alcantarillado pluvial, durante una tormenta.

4.3 ESTADOS DE FLUJO

El estado o comportamiento del flujo en un canal abierto está gobernado, básicamente, por la relación de los efectos de la gravedad y la viscosidad con respecto a las fuerzas inerciales del flujo.

4.3.1 Efecto de la viscosidad

Según sea el efecto de la viscosidad relativo a las fuerzas de inercia, el flujo en un canal abierto puede ser laminar turbulento o estar en transición entre ambos estados.

El flujo se dice laminar si las fuerzas viscosas predominan sobre las fuerzas inerciales del flujo. Bajo el estado de flujo laminar, las partículas de flujo parecen moverse en trayectorias suaves y definidas, denominadas líneas de flujo y láminas de fluido de grosor infinitesimal parecen deslizarse una sobre otra.

El flujo es turbulento si las fuerzas inerciales del flujo predominan sobre las fuerzas viscosas. Bajo el estado de flujo turbulento las partículas de flujo se mueven en trayectorias irregulares que no son ni suaves ni definidas, pero que, en su conjunto, representan el movimiento de la totalidad del flujo.

Entre el estado de flujo laminar y el estado de flujo turbulento se tiene

un estado mixto o de transición.

El efecto de la viscosidad con relación a las fuerzas de inercia se representa por medio del número de Reynolds.

El número de Reynolds es un número adimensional utilizado para definir si el movimiento de un fluido sigue un modelo laminar o un modelo turbulento. Se define como la relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas viscosas, por medio de la siguiente ecuación:

$$\text{Ecuación 4.1: } Re = \frac{vD_h}{\mu}$$

Donde:

v = Velocidad promedio de flujo (m/s)

ρ = densidad del fluido (kg/m³)

D_h = diámetro hidráulico (m)

μ = viscosidad dinámica del fluido (Pa s)

Números de Reynolds menores a 2 300, indican que el flujo es laminar. Si el número de Reynolds se encuentra entre 2 300 y 4 000 el flujo se encuentra en un estado de transición de flujo laminar a flujo turbulento. Si el número de Reynolds es mayor a 4 000, el flujo es turbulento.

El flujo a canal abierto es turbulento, en la mayoría de los casos.

4.3.2 Efecto de la gravedad

El efecto de las fuerzas de gravedad sobre el estado de flujo se representa por medio de la relación entre las fuerzas inerciales y la fuerza de la gravedad. Esta relación se denomina número de Froude y se expresa por medio de la siguiente ecuación:

$$\text{Ecuación 4.2: } F = \frac{v}{\sqrt{gD}}$$

Donde:

v = Velocidad promedio de flujo

g = aceleración de la gravedad

D = profundidad hidráulica

Cuando el número de Froude es igual a uno, $F = 1$, se dice que el flujo se encuentra en régimen crítico.

Cuando el número de Froude es menor que uno, $F < 1$, se dice que el régimen de flujo es subcrítico, con dominio de las fuerzas gravitacionales sobre las fuerzas de inercia. Este tipo de flujo se caracteriza por ser un flujo con velocidades bajas y tirantes altos.

Cuando el número de Froude es mayor que uno, $F > 1$, se dice que el régimen de flujo es supercrítico, con dominio de las fuerzas inerciales sobre las fuerzas gravitacionales. Este tipo de flujo se caracteriza por ser un flujo con velocidades altas y tirantes bajos.

4.4 PROPIEDADES DE LOS CANALES ABIERTOS

Los principales parámetros para el estudio hidráulico son la geometría del canal (sección transversal y pendiente), las propiedades del fluido (densidad y viscosidad), los parámetros del flujo (velocidad y profundidad de flujo) y las características del material que conforma las paredes y el fondo del canal (rugosidad).

4.4.1 Elementos geométricos de una sección transversal

Los canales abiertos que mantienen una sección transversal invariable y una pendiente constante se definen como canales prismáticos. En caso contrario, se dice que son canales no prismáticos.

Los canales artificiales usualmente se construyen con secciones transversales regulares, tales como trapecios, rectángulos, triángulos y círculos, entre otras.

Los elementos geométricos son las características de la sección transversal de un canal que se definen, exclusivamente, por medio de la geometría de la sección y la profundidad de flujo.

Las definiciones de varios elementos geométricos de importancia básica en el análisis hidráulico, se brindan a continuación.

1. Área de flujo (A). Área transversal tomada de forma normal a la dirección del flujo.
2. Perímetro mojado (P). Se define como la longitud de la línea de contacto entre el agua y las paredes del canal sin incluir la superficie libre del agua.
3. Radio hidráulico (R). Es la relación entre el área de flujo y el perímetro mojado. $R = A/P$
4. Ancho superior o espejo de aguas (T). Ancho del canal, en una sección transversal, en la superficie de agua.
5. Profundidad hidráulica (d). Es la relación entre el área de flujo y el espejo de aguas. $d = A/T$
6. Diámetro hidráulico (D_H). Diámetro de tubería equivalente que permite estudiar el comportamiento de la sección de un tubo o canal genérico como si fuera circular. Se define como $D_H = 4A/P$.

En la tabla 4.1 se muestran seis de las figuras geométricas más comúnmente utilizadas en alcantarillados pluviales y los elementos geométricos correspondientes a cada sección y se presentan las ecuaciones para calcular los elementos geométricos anteriormente definidos.

Tipo de canal	Área A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Ancho superior T	Profundidad hidráulica D
Rectangular (1)	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	b	y
Trapezoidal con igual pendiente lateral	$(b + zy)y$	$b + 2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$	$b + 2zy$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2zy}$
Trapezoidal con diferente pendiente lateral	$by + 0.5y^2(z_1 + z_2)$	$b + y\sqrt{1 + z_1^2} + \sqrt{1 + z_2^2}$	$\frac{by + 0.5y^2(z_1 + z_2)}{b + y\sqrt{1 + z_1^2} + \sqrt{1 + z_2^2}}$	$b + y(z_1 + z_2)$	$\frac{by + 0.5y^2(z_1 + z_2)}{b + y(z_1 + z_2)}$
Triangular con igual pendiente lateral	zy^2	$2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{zy^2}{2y\sqrt{1 + z^2}}$	$2zy$	$0.5y$
Triangular con diferente pendiente lateral	$0.5y^2(z_1 + z_2)$	$y\sqrt{1 + z_1^2} + \sqrt{1 + z_2^2}$	$\frac{0.5y^2(z_1 + z_2)}{y\sqrt{1 + z_1^2} + \sqrt{1 + z_2^2}}$	$y(z_1 + z_2)$	$0.5y$
Circular	$\frac{1}{8}(\theta - \sin\theta)R^3$	$0.5\theta R$	$0.25\left(1 - \frac{\sin\theta}{\theta}\right)R$	$2R\sqrt{y(d_0 - y)}$	$\frac{1}{8}\left[\frac{\theta - \sin\theta}{\sin(0.5\theta)}\right]$

Fuente: Hydraulic Design Handbook, Capítulo 3.

Tabla 4.1. Propiedades geométricas de algunas secciones de canal

4.4.2 Distribución de la velocidad

La distribución de la velocidad de flujo en canales abiertos no es uniforme, debido a la fricción de la superficie libre con el aire y a la fricción del flujo a lo largo de las paredes y el fondo del canal. La velocidad máxima se encuentra por debajo de la superficie libre a una profundidad que oscila entre 0,05 y 0,25 de la profundidad.

Se define como velocidad promedio del flujo, en una sección transversal, al valor que se obtiene al promediar las diferentes velocidades de flujo que se presentan en la sección y suponiendo una distribución uniforme de la velocidad.

4.4.3 Coeficientes de Coriolis y Boussinesq

Debido a que la distribución de la velocidad del flujo no es uniforme en una sección transversal de un canal, la carga de velocidad del flujo es, generalmente, mayor que el valor calculado por medio de la expresión $v^2/2g$, en la cual v es la velocidad promedio del flujo en la sección transversal.

Para compensar esta diferencia, la carga de velocidad debe expresarse como $av^2/2g$, donde v es la velocidad promedio del flujo en la sección transversal, g la aceleración de la gravedad y a es el factor de corrección para el cálculo de la carga de velocidad, conocido como el coeficiente de energía o coeficiente de Coriolis, en honor a G. Coriolis quien fue el primero en proponerlo. Resultados experimentales muestran que el valor del coeficiente de Coriolis varía entre 1,10 y 2,00 para canales prismáticos rectos y es generalmente mayor para canales pequeños y menor para canales amplios y profundos. Cuando la distribución de las velocidades de flujo es uniforme, el valor del coeficiente de Coriolis se aproxima a 1. Ver Tabla 4-2 (Chow 1959).

La distribución no uniforme de velocidad en una sección transversal de un canal también afecta el cálculo de la cantidad de movimiento del flujo en un canal abierto. La cantidad de movimiento que atraviesa una sección transversal por unidad de tiempo se calcula por medio de la expresión $\beta\delta Qv/g$, donde δ es el peso específico del agua en

Kgm/s^2 , Q es el caudal que pasa por la sección transversal en m^3/s , v es la velocidad promedio del flujo en la sección transversal en m/s , g la aceleración de la gravedad en m/s^2 y β es el coeficiente de corrección de la velocidad promedio o coeficiente de Boussinesq, en honor a J. Boussinesq quien fue el primero en proponerlo. En canales prismáticos rectos el valor de β varía entre 1,01 y 1,12 aproximadamente.

Ambos coeficientes son siempre mayores que uno. Para canales con secciones transversales regulares y alineamiento recto, el efecto de la distribución no uniforme de la velocidad sobre el cálculo de la carga de velocidad y de la cantidad de movimiento del flujo, es pequeño, especialmente si se compara con las incertidumbres asociadas al cálculo de estos parámetros. Bajo estas condiciones, los valores de a y β se pueden considerar iguales a 1,0.

En canales con secciones transversales complejas los coeficientes de corrección para el cálculo de la carga de velocidad y la cantidad de movimiento pueden alcanzar valores tan altos como 1,60 y 1,20, respectivamente y pueden variar muy rápidamente de una sección transversal a otra en el caso de un alineamiento irregular. Aguas arriba de vertederos, cerca de obstrucciones o de irregularidades pronunciadas en el alineamiento del canal, se han observado valores de a mayores a 2,0. Ver Tabla 4-2.

Tabla 4-2. Valores típicos para a y β según diferentes situaciones

Situación	Valor de a			Valor de β		
	Min.	Prom.	Máx	Min.	Prom.	Máx
Canales, regulares, vertederos y rebalses	1.10	1.15	1.20	1.03	1.05	1.07
Arroyos y cauces naturales	1.15	1.30	1.50	1.05	1.10	1.17
Ríos con cubierta de hielo	1.20	1.50	2.00	1.07	1.17	1.33
Ríos desbordados en valles	1.50	1.75	2.00	1.17	1.25	1.33

Fuente: Chow (1959)

4.5 ECUACIÓN DE CONSERVACIÓN DE LA ENERGÍA

En un flujo a canal abierto, para cualquier línea de corriente que atraviesa la sección de un canal, la energía total será la suma de las energías de posición, de presión y de velocidad. La energía total en una sección dada de un canal se expresa por medio de la ecuación:

$$\text{Ecuación 4.3: } H = z + y + \frac{\alpha v^2}{2g}$$

Donde:

H es la energía total en la sección, (m)

z es la distancia vertical, (m), del fondo del canal, medida desde un nivel de referencia arbitrario (m)

y es la profundidad del flujo, (m)

v es la velocidad del flujo (m/s)

α es el factor de corrección para el cálculo de la carga de velocidad (coeficiente de Coriolis)

g es la aceleración de la gravedad (m/s²)

Entre dos secciones transversales de un canal, como las que se muestran en la Figura 4.1, la ecuación de la energía se expresa de la siguiente manera:

$$\text{Ecuación 4.4: } z_1 + y_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}$$

Donde:

z₁ es la distancia vertical, (m), del fondo del canal en la sección 1, medida desde un nivel de referencia arbitrario

z₂ es la distancia vertical, (m), del fondo del canal en la sección 2, medida desde un nivel de referencia arbitrario

y₁ es la profundidad de flujo (m) en la sección 1

y₂ es la profundidad de flujo (m) en la sección 2

v₁ es velocidad media del flujo en la sección 1 (m/s)

v₂ es velocidad media del flujo en la sección 2 (m/s)

$\alpha_{1,2}$ es el factor de corrección para el cálculo de la carga de velocidad

(coeficiente de Coriolis)

g es la aceleración de la gravedad (m/s²)

h_f es la pérdida de energía entre las secciones 1 y 2 (m)

En la Figura 4.1 se muestran las líneas que representan los componentes de la carga de la energía total entre dos secciones de un canal, expresadas como alturas medidas desde un nivel de referencia arbitrario.

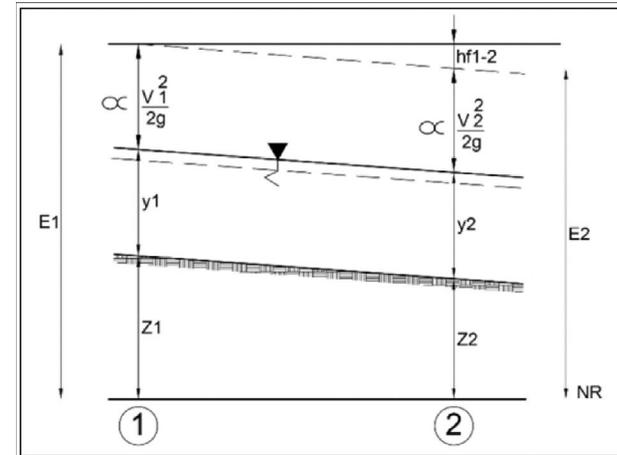


Figura 4.1 Representación gráfica de la ecuación de la energía entre dos secciones transversales de un canal

La estimación de las pérdidas de energía entre dos secciones de un canal se puede estimar por medio de la expresión de Darcy-Weisbach.

$$\text{Ecuación 4.5: } h_f = \Delta H = f \frac{\Delta s \alpha v^2}{D_H 2g}$$

Donde:

h_f = ΔH = pérdidas de energía entre dos secciones transversales de un canal, en la dirección del flujo (m).

f = coeficiente de Darcy o factor de fricción adimensional; se calcula por medio del diagrama de Moody o con la ecuación de Colebrook-White.

Δs = distancia entre las secciones transversales del canal, en la dirección del flujo (m)

α = factor de corrección para el cálculo de la carga de velocidad (coeficiente de Coriolis)

v = velocidad media del flujo (m/s)
 D_H = diámetro hidráulico (m)
 g = aceleración de la gravedad (m/s²)

Energía específica (E). La energía específica, en una sección transversal de un canal, se define como la energía por unidad de peso del agua que fluye a través del área de flujo de un canal, medida con respecto al fondo del canal. Por lo tanto, la energía específica se expresa como la suma de la profundidad del flujo (y_n) más la carga de velocidad ($v^2/2g$).

De acuerdo con la Ecuación 4.4, la ecuación para la energía específica queda de la siguiente manera:

Ecuación 4.6:
$$E = y + \frac{\alpha v^2}{2g}$$

Donde:

y = la profundidad de flujo
 α = factor de corrección para el cálculo de la carga de velocidad (coeficiente de Coriolis)
 v = velocidad media del flujo (m/s)
 g = la aceleración de la gravedad (m/s²)

Si se dibuja la profundidad de flujo contra la energía específica para una sección transversal y un caudal dados, se obtiene el gráfico de energía específica que se muestra en la Figura 4.2.

La curva que se muestra en la Figura 4.2 tiene dos limbos. el limbo AC y el limbo BC. El limbo AC se aproxima asintóticamente al eje de las abscisas hacia la derecha. El limbo BC se aproxima asintóticamente a una línea a 45° que pasa por el origen de coordenadas. En cualquier punto P sobre esta curva la ordenada representa la profundidad de flujo y la abscisa representa la energía específica, definida como la suma de la carga de presión y , y la carga de velocidad $v^2/2g$.

La curva de energía específica muestra que para una energía específica dada, hay dos posible profundidades de flujo, uno denominado estado bajo, y_1 y otro denominado estado alto, y_2 . Al estado bajo se le llama

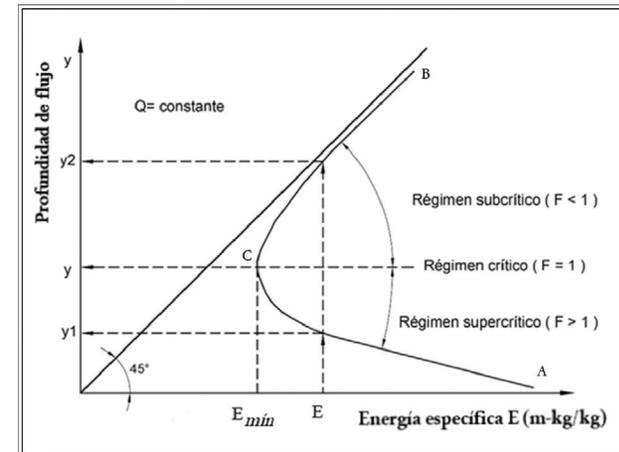


Figura 4.2. Gráfico que muestra la relación de la energía específica con respecto a la profundidad de flujo.

profundidad alterna del estado alto y viceversa.

En el punto C la energía específica es mínima. En este punto las profundidades alternas se hacen una y esta profundidad se conoce como profundidad crítica.

La pendiente longitudinal para la cual se presenta flujo uniforme con energía específica mínima en un canal, se denomina pendiente crítica (S_c). El número de Froude bajo pendiente crítica es igual a 1.

Entre las condiciones más importantes que caracterizan el régimen de flujo crítico se tiene que:

1. La energía específica es mínima
2. El caudal que se transporta por el canal es máximo, para una energía específica dada
3. La fuerza específica es mínima

4.6 ECUACIÓN DE CONSERVACIÓN DE LA MASA

Los sistemas de alcantarillado pluvial se diseñan para el transporte de agua, producto de la escorrentía superficial, hasta un cuerpo colector. Para todo fin práctico, el agua se considera un fluido incompresible, cuya densidad es constante. Por lo tanto, el principio de conservación de la masa implica que la tasa de flujo volumétrico, entre dos secciones transversales de un canal, es la misma.

Si se toma un tramo de un canal delimitado por dos secciones transversales y se identifica como sección 1 la sección de aguas arriba y como sección 2 la sección de aguas abajo, como se muestra en la Figura 4.3, entonces, de acuerdo con el principio de conservación de la masa, la tasa de flujo volumétrico que ingresa a la sección 1 es igual a la tasa de flujo volumétrico que sale por la sección 2. Esta relación se expresa por medio de la siguiente ecuación:

$$\text{Ecuación 4.7: } Q = v_1 A_1 = v_2 A_2$$

Donde:

Q es el caudal total

v_1 es la velocidad media a través de la sección transversal A_1

v_2 es la velocidad media a través de la sección transversal A_2

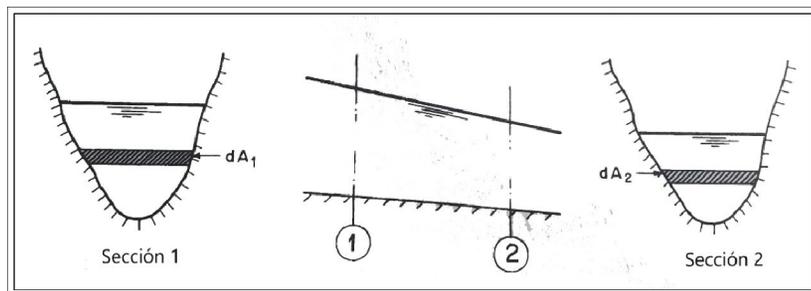


Figura 4.3. Representación gráfica de la ecuación de continuidad (Chaudhry, 2008)

La Ecuación 4.7 considera que el flujo a canal abierto no tiene pérdidas de masa a través de las paredes laterales ni por el fondo, por lo tanto, se cumple que $Q = vA$.

4.7 ECUACIÓN DE CONSERVACIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO

La tasa a la que pasa la cantidad movimiento por la sección transversal de un canal prismático sin aportes laterales de flujo es igual a:

$$\text{Ecuación 4.8: } \textit{Cantidad de movimiento} = \frac{\gamma}{g} \beta Q v$$

Donde:

γ es el peso específico del agua (kgm/s^2)

β es el coeficiente de corrección de la velocidad promedio (coeficiente de Boussinesq)

Q es el caudal (m^3/s)

v es la velocidad promedio de flujo en la sección (m/s)

De acuerdo con la segunda ley de Newton, el cambio en la cantidad de movimiento, por unidad de tiempo, de una masa de agua que fluye por un canal, es igual a la fuerza resultante de la sumatoria de las fuerzas externas que actúan sobre dicha masa. Al aplicar este principio a la masa de agua contenida entre dos secciones transversales de un canal, como se muestra en la Figura 4.4, se obtiene la siguiente expresión para el cambio de la cantidad de movimiento por unidad de tiempo:

$$\text{Ecuación 4.9: } \frac{Q\gamma}{g} (\beta_2 v_2 - \beta_1 v_1) = P_1 - P_2 + \gamma \text{sen}\theta - F_f$$

Donde:

Q es el caudal que pasa entre las secciones 1 y 2, (m^3/s)

γ es el peso específico del agua (kgm/s^2)

g es la aceleración de la gravedad (m/s^2)

β es el coeficiente de corrección de la velocidad promedio (coeficiente de Boussinesq)

v_1 es la velocidad promedio del flujo en la sección 1 (m/s)
 v_2 es la velocidad promedio del flujo en la sección 2 (m/s)
 P_1 es la fuerza de presión hidrostática resultante en la sección 1, (kgm/s²)
 P_2 es la fuerza de presión hidrostática resultante en la sección 2, (kgm/s²)
 θ es el ángulo de la pendiente de fondo del canal
 F_f es la resultante de las fuerzas externas de fricción y resistencia al flujo que actúan a lo largo de las superficies de contacto entre el flujo y las paredes del canal.

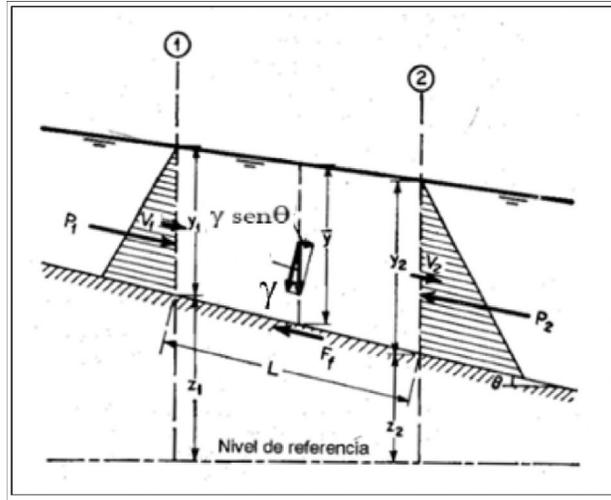


Figura 4.4. Representación gráfica del principio de conservación de la cantidad de movimiento (Chow, 1959)

Al aplicar el principio de conservación de la cantidad de movimiento a una sección corta de un canal prismático, la fuerza externa de fricción y el efecto del peso del agua pueden despreciarse. Con θ igual a 0 y F_f igual a cero y suponiendo que β_1 y β_2 son iguales a 1, la Ecuación 4.9 se simplifica a la siguiente expresión:

$$\text{Ecuación 4.10: } \frac{Q\gamma}{g}(v_2 - v_1) = P_1 - P_2$$

Las fuerzas hidrostáticas de presión se expresan como:

$$P_1 = \gamma \bar{z}_1 A_1$$

$$P_2 = \gamma \bar{z}_2 A_2$$

Donde (\bar{z}_1) y (\bar{z}_2) corresponden con las distancias al centro de gravedad de las áreas mojadas A_1 y A_2 que se encuentran debajo de la superficie de flujo. Si se sustituye v_1 por Q/A_1 y v_2 por Q/A_2 en la Ecuación 4.10 se obtiene la siguiente expresión:

$$\text{Ecuación 4.11: } \frac{Q^2}{gA_1} + \bar{z}_1 A_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + \bar{z}_2 A_2$$

Los dos lados de la Ecuación 4.11 son análogos y, por lo tanto, para cualquier sección transversal de un canal la Ecuación 4.11 se puede expresar por medio de la siguiente ecuación general:

$$\text{Ecuación 4.12: } F = \frac{Q^2}{gA} + \bar{z}A$$

La función expresada por medio de la Ecuación 4.12 tiene dos términos. El primer término representa la cantidad de movimiento del flujo que pasa por una sección transversal de un canal por unidad de tiempo y por unidad peso del agua. El segundo término representa la fuerza por unidad de peso del agua.

Dado que ambos términos representan fuerza por unidad de peso del agua, la suma de ambos se define como la fuerza específica.

De acuerdo con la definición de fuerza específica, la Ecuación 4.11 se puede expresar como $F_1 = F_2$, lo que quiere decir que la fuerza específica en las secciones 1 y 2 son iguales, siempre que el peso del agua y las fuerzas externas a lo largo del tramo del canal comprendido entre las secciones 1 y 2, puedan despreciarse.

Al dibujarse la profundidad de flujo versus la fuerza específica para una sección transversal de un canal, se obtiene el gráfico de fuerza específica, similar al que se muestra en la Figura 4.5.

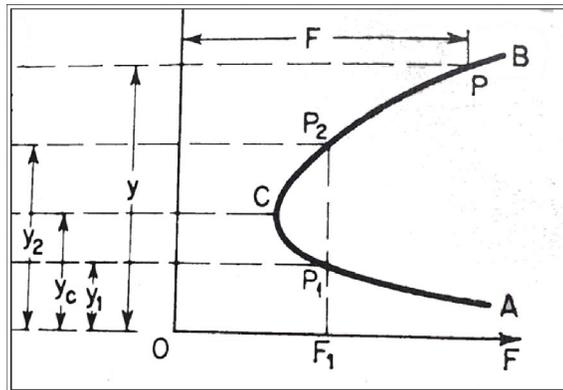


Figura 4.5. Curva de fuerza específica

La curva de fuerza específica tiene dos limbos, el limbo AC y el limbo BC. El limbo AC tiende asintóticamente al eje de las abscisas. El limbo BC asciende y se extiende hacia la derecha indefinidamente.

Para un valor dado de la fuerza específica la curva muestra dos posibles profundidades de flujo, y_1 y y_2 . Estas profundidades representan la profundidad antecedente y la profundidad consecuente de un salto hidráulico. En el punto C de la curva ambas profundidades de flujo se hacen una y la fuerza específica tiene su valor mínimo. Este punto corresponde con la profundidad crítica.

4.8 TIPOS DE FLUJO

El flujo en un canal abierto puede clasificarse en varios tipos y describirse de diferentes maneras. En la siguiente clasificación los tipos de flujo se han clasificado según la variación de la profundidad de flujo con respecto al tiempo y con respecto a la distancia.

Flujo permanente y no permanente. Esta clasificación responde al criterio de la variación temporal del flujo. Si la profundidad de flujo, en un canal abierto, es constante o no cambia durante el intervalo de tiempo en consideración, se dice que el flujo es permanente; expresado matemáticamente: $\partial y / \partial t =$

0. Por el contrario, si la profundidad de flujo cambia durante el intervalo de tiempo en consideración, se dice que el flujo es no permanente; expresado matemáticamente: $\partial y / \partial t \neq 0$.

Flujo uniforme y no uniforme. Esta clasificación responde al criterio de la variación espacial del flujo. Si la profundidad de flujo, en un canal abierto, no cambia a lo largo del canal, se dice que el flujo es uniforme; expresado matemáticamente: $\partial y / \partial x = 0$. Por el contrario, si la profundidad de flujo cambia a lo largo del canal, se dice que el flujo es no uniforme; expresado matemáticamente: $\partial y / \partial x \neq 0$.

4.9 RÉGIMEN DE FLUJO

Para un caudal constante Q y una sección transversal dada, la energía específica mínima se relaciona con las condiciones de flujo crítico (Ver Figura 4.2).

Para el flujo crítico el número de Froude es igual a 1. En esta condición no se generan resaltos hidráulicos como disipadores de energía y las fuerzas de inercia y gravedad tienden al equilibrio. No debe considerarse para el diseño de estructuras hidráulicas por su condición inestable entre los flujos subcrítico y supercrítico.

Para el flujo subcrítico la profundidad de flujo es mayor que la profundidad crítica, $y > y_c$. Un incremento en la energía específica causa un incremento en la profundidad. Las fuerzas de gravedad dominan por lo que el flujo se presenta con velocidades y pendientes bajas a profundidades mayores. El número de Froude en este estado es menor a 1. Cualquier perturbación en las condiciones de flujo repercutirá tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo.

Para el flujo supercrítico la profundidad de flujo es menor que la profundidad crítica, $y < y_c$. Un incremento en la energía específica causa una disminución en la profundidad. Las fuerzas de inercia dominan por lo que el flujo se presenta con velocidades y pendientes altas a profundidades pequeñas. El número de Froude en este estado es mayor a 1. Cualquier perturbación en las condiciones de flujo repercutirá solamente hacia aguas abajo.

4.10 RESALTO HIDRÁULICO

Para flujos en un canal abierto la transición de flujo subcrítico a flujo supercrítico se da por medio de una curva de flujo gradualmente variado. Las curvas de flujo gradualmente variado se calculan por medio de la ecuación de la energía, bajo el supuesto de que la pérdida de energía que se presenta en una sección transversal, bajo condiciones de flujo gradualmente variado, es la misma que se presenta bajo condiciones de flujo uniforme, en esa sección, con el radio hidráulico y la velocidad de flujo producto de la profundidad que se alcanza con la condición de flujo gradualmente variado.

Para flujos en un canal abierto el cambio de supercrítico a subcrítico se permite por medio de un resalto hidráulico.

Dado que un resalto hidráulico es una región de flujo rápidamente variado, las propiedades básicas del flujo y las pérdidas de energía se estiman mediante el principio de conservación de la cantidad de movimiento.

En la Figura 4.6 se observa la representación gráfica de un flujo cuando pasa de régimen supercrítico a subcrítico. En la Figura 4.7 se observa la representación gráfica de un flujo cuando pasa de régimen subcrítico a supercrítico.

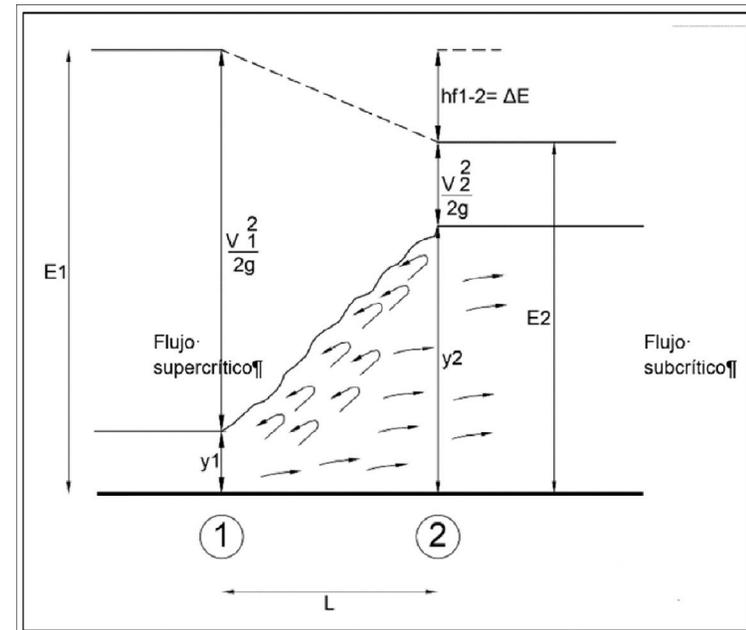


Figura 4.6. Representación gráfica del perfil de flujo de un resalto hidráulico

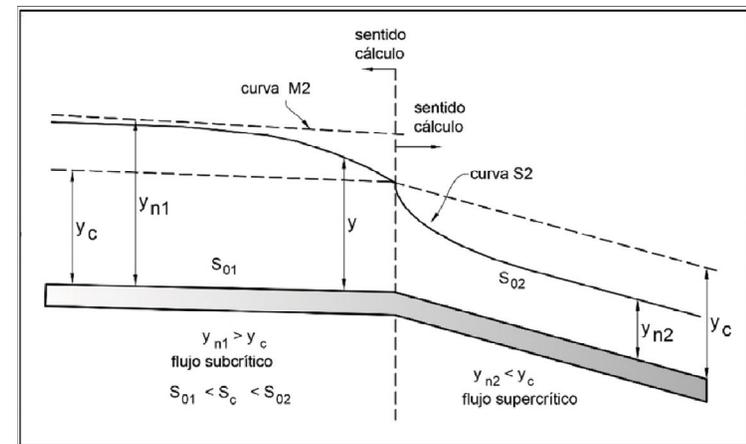


Figura 4.7. Representación gráfica del perfil de flujo gradualmente variado que se presenta con el cambio de régimen subcrítico a régimen supercrítico

Según observaciones experimentales se destacan diferentes tipos de resalto hidráulico en función del número de Froude del régimen de flujo supercrítico. Tabla 4-3 se muestra la clasificación para canales horizontales rectangulares como referencia.

Tabla 4-3 Clasificación de los resaltos hidráulicos en canales rectangulares horizontales.

Froude	Tipo	Descripción
1,0	Flujo crítico	Sin resalto hidráulico.
1,0 a 1,7	Resalto ondular	Ondulaciones en la superficie libre que se desarrollan aguas abajo del resalto a lo largo de distancias considerables. Pérdidas de energía insignificantes.
1,7 a 2,5	Resalto débil	Pérdidas de energía bajas.
2,5 a 4,5	Resalto oscilante	Superficie libre ondulante. Resalto oscilante inestable. Producción de ondas largas de período irregular. Cada oscilación irregular produce una ola grande la cual viaja lejos hacia aguas abajo, dañando y erosionando las orillas. Si es posible se debe evitar este tipo de resalto.
4,5 a 9,0	Resalto estacionario	40% a 75% de disipación de energía. Resalto estable. No es sensible a las condiciones de aguas abajo, es decir, nivel de agua de salida.
>9,0	Resalto fuerte	Resalto brusco. Hasta un 80% de disipación de energía. Riesgo de erosión en el canal. Se debe evitar.

El resalto hidráulico tiene múltiples aplicaciones prácticas. A manera de ejemplo se pueden mencionar los siguientes:

- como disipador de energía aguas abajo de obras de demasías y desfogues, para prevenir la erosión del cauce aguas abajo de las estructuras así como evitar la alteración del hábitat acuático en el cuerpo receptor,
- para recuperar el nivel de flujo aguas abajo de un sistema de medición de caudales en un canal,
- para agregar peso sobre un delantal de desfogue y evitar que se levante la estructura por el efecto de las sub presiones y
- para mezclar químicos utilizados para la purificación del agua y agroquímicos en sistemas de riego.

El uso de resaltos hidráulicos en los sistemas pluviales es importante si

se presentan condiciones de flujo supercrítico en el desfogue del sistema pluvial al cuerpo receptor.

Si se presenta esta situación, se recomienda utilizar un resalto hidráulico para disipar la energía del flujo para que el desfogue al cuerpo receptor se haga con velocidades bajas que minimicen la erosión del cauce y la alteración del hábitat acuático.

4.11 CONDICIONES DE FLUJO A LA ENTRADA Y A LA SALIDA DE UN ALCANTARILLADO PLUVIAL

El flujo en un alcantarillado pluvial es no uniforme y no permanente; esto quiere decir que la velocidad y el tirante en el sistema pluvial cambian con respecto a la distancia (flujo no uniforme) y con respecto al tiempo (flujo no permanente).

El flujo en un sistema pluvial se puede dividir en tres regiones:

1. Flujo a la entrada
2. Flujo en la tubería
3. Flujo a la salida

La Figura 4.8 muestra 10 diferentes casos de flujo no uniforme en una tubería, dependiendo si el flujo en un instante dado es subcrítico, supercrítico o a presión.

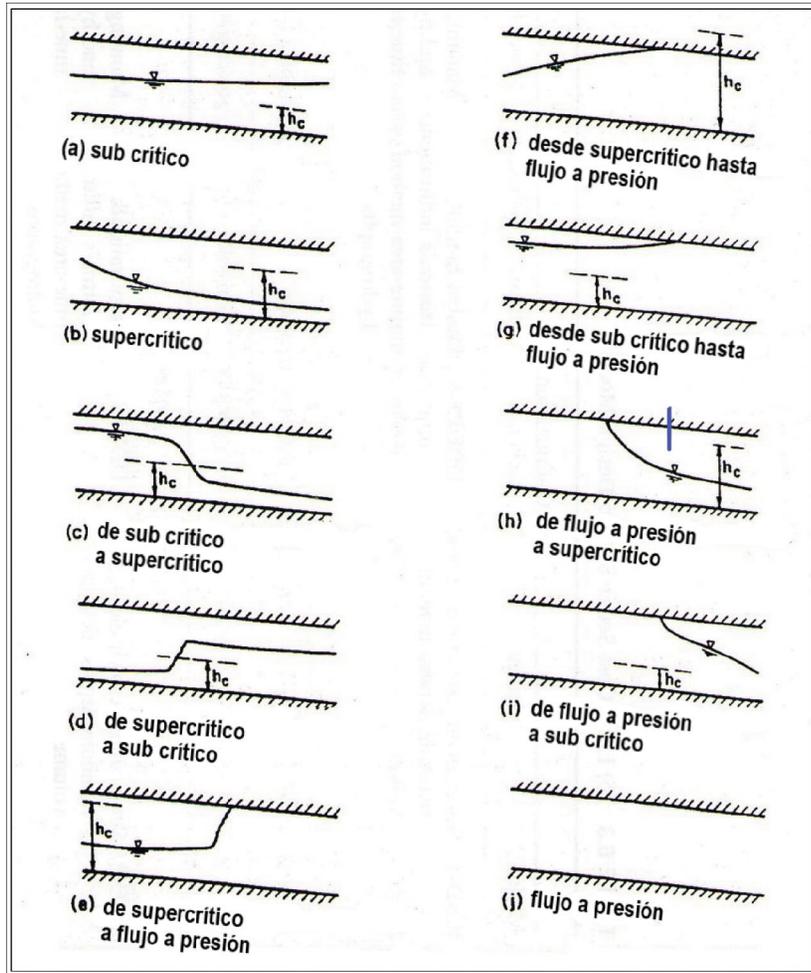


Figura 4.8. Clasificación de los tipos de flujo presentes en las tuberías de un alcantarillado pluvial (Yen, 1986).

La Figura 4.9 y la Tabla 4-4 muestran los cuatro tipos de condición de entrada, que se pueden presentar, a la entrada de las tuberías de un sistema pluvial.

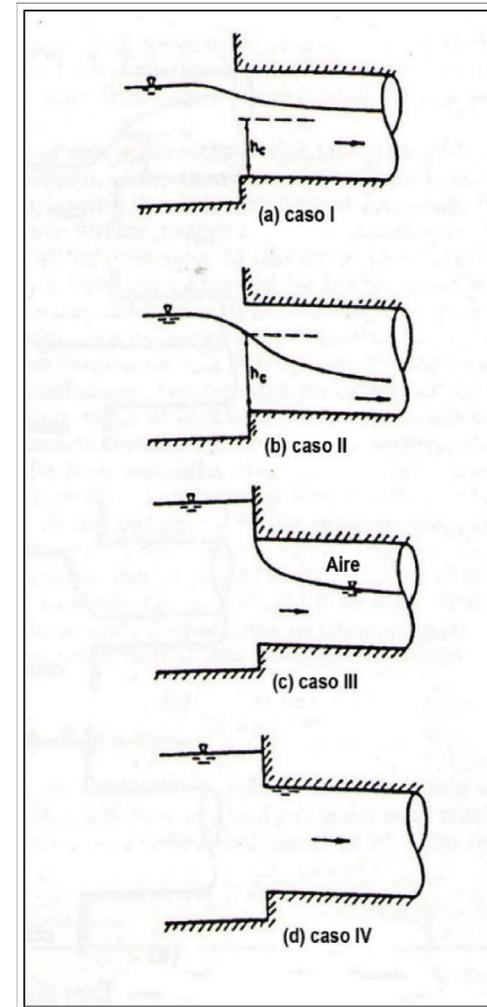


Figura 4.9. Condiciones de flujo a la entrada de las tuberías de un alcantarillado pluvial (Yen, 1986).

Tabla 4-4. Condiciones de flujo a la entrada de las tuberías de un alcantarillado pluvial (Yen, 1986).

Caso	Condición hidráulica
I	Entrada libre, flujo sub crítico
II	Entrada libre, flujo supercrítico
III	Entrada sumergida, bolsa de aire a la entrada
IV	Entrada sumergida, tubo lleno a la entrada

El caso I está asociado con control de flujo a la salida de la tubería. El caso II está asociado con control de flujo a la entrada de la tubería. Bajo la condición III, el flujo bajo la bolsa de aire a la entrada de la tubería puede presentar características subcríticas, supercríticas o de transición a flujo a presión. En la condición IV se presenta flujo a presión a lo largo de la tubería y está controlado tanto por las condiciones a la entrada como por las condiciones a la salida de la tubería.

La Figura 4.10 y la Tabla 4-5 muestran las cuatro condiciones de salida que se pueden presentar en un sistema pluvial.

Tabla 4-5. Condiciones de flujo a la salida de las tuberías de un alcantarillado pluvial (Yen, 1986).

Caso	Condición hidráulica
A	No sumergida, caída libre
B	No sumergida, continua
C	No sumergida con salto hidráulico
D	Sumergida

En el caso A el flujo en la tubería está regido por el control a la salida. En el caso B si el flujo en la tubería es supercrítico estará regido por el control a la entrada y si el flujo en la tubería es subcrítico, estará regido por el control a la salida. En la condición C, el flujo en la tubería está regido por el control a la entrada, sin embargo, el desfogue aguas abajo está regido por el control a la salida. En la condición D el flujo está regido por el control a la salida en la mayoría de los casos, aunque, en algunas ocasiones, puede estar regido tanto por el control a la entrada como por el control a la salida.

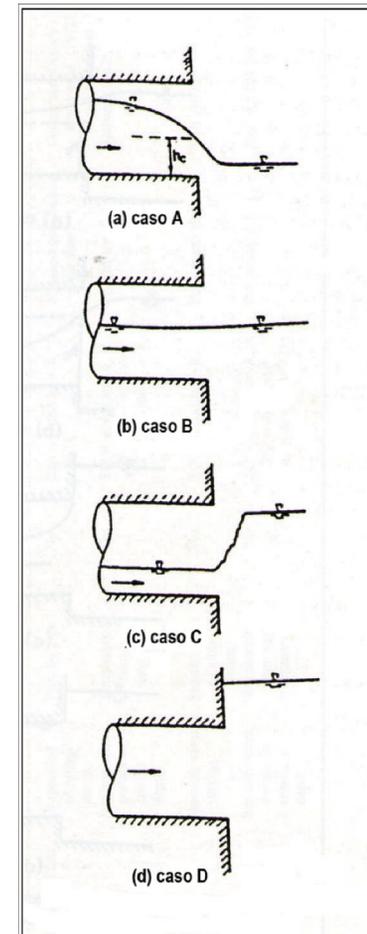


Figura 4.10. Condiciones de flujo a la salida de las tuberías de un alcantarillado pluvial (Yen, 1986).

4.12 FLUJO NO UNIFORME Y NO PERMANENTE

Los sistemas de alcantarillado pluvial deben diseñarse para que operen bajo condiciones de flujo a canal abierto. Como se mencionó anteriormente el flujo en un alcantarillado pluvial es no uniforme y no permanente. Por esta razón, siempre es necesario revisar la operación del sistema de alcantarillado pluvial utilizando modelos que simulen las condiciones de flujo no uniforme y no permanente.

El flujo no uniforme y no permanente se representa por medio de las ecuaciones de conservación de la masa y conservación de la cantidad de movimiento, las cuales se presentan a continuación en su forma no conservativa (en términos de la velocidad) y en su forma conservativa (en términos del caudal).

Ecuación de conservación de la masa.

Forma no conservativa:

$$\text{Ecuación 4.13: } v \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0$$

donde:

v es la velocidad de flujo,
y es la profundidad del flujo,
x es la dirección longitudinal del flujo t y
t es el tiempo

Forma conservativa:

$$\text{Ecuación 4.14: } \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0$$

donde:

A es el área de sección transversal perpendicular a la dirección longitudinal del flujo,
Q es el caudal que fluye a través del área mojada A,
x es la dirección longitudinal del flujo t y
t es el tiempo

Ecuación de conservación de la cantidad de movimiento.

Forma no conservativa:

$$\text{Ecuación 4.15: } \frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0$$

donde:

v es la velocidad de flujo,
y es la profundidad del flujo,
g es la aceleración de la gravedad,
S₀ es la pendiente de fondo de la tubería,
S_f es la pendiente de energía
x es la dirección longitudinal del flujo t y
t es el tiempo

Forma conservativa:

$$\text{Ecuación 4.16: } \frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0$$

A es el área de sección transversal perpendicular a la dirección longitudinal del flujo,
Q es el caudal que fluye a través del área mojada A,
g es la aceleración de la gravedad,
S₀ es la pendiente de fondo de la tubería,
S_f es la pendiente de energía,
x es la dirección longitudinal del flujo t y
t es el tiempo

El conjunto de las ecuaciones de conservación de la masa y conservación de la energía, en su forma conservativa o no conservativa, se conocen como las ecuaciones de Saint - Venant o como las ecuaciones completas de la onda dinámica.

El significado físico de cada uno de los términos de las ecuaciones anteriores es el siguiente.

Ecuación de conservación de la masa en su forma no conservativa:

El término $v \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial v}{\partial x}$ representa la cantidad neta de masa que ingresa al sistema.

El término $\frac{\partial y}{\partial t}$ representa la tasa neta de almacenamiento de masa en el sistema.

Ecuación de conservación de la masa en su forma conservativa:

El término $\frac{\partial Q}{\partial x}$ representa la cantidad neta de masa que ingresa al sistema,

El término $\frac{\partial A}{\partial t}$ representa la tasa neta de almacenamiento de masa en el sistema.

Ecuación de conservación de la cantidad de movimiento en su forma no conservativa:

El término $\frac{\partial v}{\partial t}$ representa la aceleración local del flujo.

El término $v \frac{\partial v}{\partial x}$ representa la aceleración convectiva del flujo conforme avanza en la dirección longitudinal.

El término $g \frac{\partial y}{\partial x}$ representa el cambio en la presión debido al gradiente de la superficie del agua.

El término S_0 representa las fuerzas de cuerpo.

El término S_f representa las fuerzas de resistencia al flujo.

Ecuación de conservación de la cantidad de movimiento en su forma conservativa:

El término $1/A \frac{\partial Q}{\partial t}$ representa la aceleración local del flujo.

El término $1/A \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x}$ representa la tasa neta de almacenamiento de masa en el sistema.

El término $g \frac{\partial y}{\partial x}$ representa el cambio en la presión debido al gradiente de la superficie del agua.

El término S_0 representa las fuerzas de cuerpo.

El término S_f representa las fuerzas de resistencia al flujo.

BIBLIOGRAFÍA

Chadwick, A., Morfett, J., Borthwick, M. (2004) *Hydraulics in Civil and Environmental Engineering*. 4ta Edición. Gran Bretaña, Spon Press.

Chanson, H. (2015). *Energy Dissipation in Hydraulic Structures*, Monografía. Reino de los Países Bajos, CRC Press.

Chanson, H. (2004). *The Hydraulics of Open Channel Flow; An Introduction*. Segunda Edición. Gran Bretaña, Elsevier Butterworth Heinemann.

Chaudhry, M., H. (2008). *Open Channel Flow*. 2da Edición. Estados Unidos de América, Springer.

Chow, V., T., (1959) *Open Channel Hydraulics*. International Student Edition. Estados Unidos de América, McGraw Hill.

Sistemas de amortiguamiento

5.1 INTRODUCCIÓN

Frecuentemente se ha dicho que la condición natural de una cuenca es la condición no desarrollada. Bajo la condición natural anteriormente definida, los ríos, quebradas y cursos de agua han sido moldeados por la escorrentía superficial a lo largo del ciclo geológico de acuerdo con las características físicas, climáticas, de suelos y de la vegetación del área de drenaje.

El desarrollo de una cuenca trae como consecuencia un cambio en el uso de la tierra que se manifiesta en un aumento de las áreas impermeables lo que, a su vez, incrementa la magnitud y el volumen de la escorrentía superficial. La urbanización es el proceso por medio del cual una cuenca natural se transforma en una cuenca desarrollada y, bajo esta condición, la infraestructura de drenaje hace que la escorrentía superficial drene más rápidamente y de manera concentrada, lo cual puede ocasionar problemas de erosión, desbordamiento de los cauces receptores y flujo reversible en el alcantarillado pluvial.

El desarrollo de una cuenca pasa por diferentes etapas. En cada una de las etapas la cuenca pasa por diferentes problemas de inundación y drenaje. Para mitigar los potenciales problemas de inundación se debe analizar diferentes escenarios para así evaluar la eficacia y el costo de las posibles opciones remediales.

El impacto de la introducción en una cuenca de un desarrollo o de una actividad específica puede cuantificarse comparando la condición existente previa al desarrollo propuesto y la condición que se tendrá una vez implantado el desarrollo o la actividad propuestos.

Para mitigar los problemas ocasionados por el incremento de la escorrentía debido a los procesos de urbanización, varios municipios en el país han comenzado a exigir sistemas de amortiguamiento para retardar el flujo de la escorrentía urbana hacia los cauces receptores.

Los sistemas de amortiguamiento se basan en el principio de almacenamiento temporal del exceso de escorrentía superficial, para luego desaguar el volumen almacenado a una tasa tal que no exceda el caudal máximo que produce el terreno con el uso de la tierra anterior al proceso de urbanización o una tasa que no exceda la capacidad de transporte del cuerpo receptor o la capacidad de drenaje del sistema pluvial existente, aguas abajo del punto de desfogue.

Los sistemas de amortiguamiento incluyen lagunas de detención, lagunas de retención, lagunas de infiltración, pozos secos, pavimentos permeables e infraestructura verde, entre los más comunes.

Las lagunas de detención son pequeños almacenamientos en los cuales se almacena temporalmente el volumen en exceso producido por el cambio en el uso de la tierra para luego desaguarlo de manera que no ocasione problemas de inundación aguas abajo del punto de desfogue.

Las lagunas de retención son sistemas de almacenamiento mayores que las lagunas de detención. Se utilizan para almacenar agua por períodos largos de tiempo y su vaciado se da por medio de estructuras de control como compuertas o sistemas de bombeo entre otros.

Las lagunas de infiltración son sistemas de almacenamiento en los cuales el desagüe del agua almacenada se da por medio de la infiltración al terreno subyacente y la percolación hacia los mantos acuíferos.

Los pozos secos son trincheras excavadas en suelos permeables que se rellenan con piedra quebrada o grava. Las trincheras interceptan la escorrentía superficial y el volumen almacenado en la trinchera se infiltra al suelo y posteriormente percola a los mantos acuíferos.

Las trincheras también pueden construirse verticalmente. Cuando se presenta esta situación el agua se hace llegar a los pozos por medio de

cunetas o pequeños canales de drenaje.

Los pavimentos permeables son estructuras de concreto a las que se les ha reducido el volumen de finos para constituir una estructura permeable. Es importante mencionar que la losa del pavimento por sí misma no funciona como un sistema de amortiguamiento. Cuando se utilizan pavimentos permeables como sistemas de amortiguamiento, el almacenamiento temporal se hace en la base del pavimento y no en la estructura del pavimento. A lo largo del contacto entre la base y el terreno se coloca un sub drenaje que permita desaguar el agua almacenada en la base que no logra infiltrarse al terreno o que no se evapora. El sub drenaje se conecta al colector principal y desfoga al cuerpo receptor autorizado para desaguar las aguas de escorrentía captadas por la estructura del pavimento.

La infraestructura verde consiste en un sistema que contribuye a disminuir la escorrentía superficial haciendo uso de los procesos hidrológicos de intercepción, encharcamiento, infiltración y evaporación. Para ello se utilizan sistemas como techos verdes, cunetas verdes y jardines de tormenta, entre otros. Estos sistemas se diseñan de manera que se permita el crecimiento de la vegetación sobre un sustrato de suelo, de manera que se amplifique el proceso de la intercepción debido a la vegetación y el sustrato de suelo permita, a su vez, un almacenamiento temporal del volumen precipitado. El volumen de precipitación que no se retiene por intercepción o infiltración se capta por medio de un sub drenaje y se desfoga al cuerpo receptor.

Un sistema de amortiguamiento tiene como objetivos almacenar temporalmente el volumen en exceso de escorrentía superficial que genera el cambio en el uso de la tierra debido a la construcción de un proyecto y atenuar el caudal máximo instantáneo de los hidrogramas que desfoga el proyecto al cuerpo receptor.

En virtud de lo anterior, el diseño hidrológico de los sistemas de amortiguamiento requiere determinar los volúmenes y los hidrogramas de escorrentía superficial producidos por el área del proyecto, bajo la condición de uso de la tierra anterior al desarrollo del proyecto y bajo las condiciones de uso de la tierra propuestas con el desarrollo del

proyecto. Los volúmenes e hidrogramas del área del proyecto, para las condiciones anteriores y posteriores al desarrollo del proyecto, deben estimarse para todas las tormentas con período de retorno igual o menor a la tormenta de diseño.

La diferencia en volumen entre los hidrogramas producidos por una misma tormenta bajo las condiciones de uso de la tierra anteriores y posteriores al desarrollo del proyecto, definirán el volumen mínimo de escorrentía superficial que se requiere almacenar.

Adicionalmente al almacenamiento temporal del volumen en exceso que genera el área del proyecto por el cambio en el uso de la tierra, el sistema de amortiguamiento debe atenuar los caudales máximos instantáneos que generará el área del proyecto, bajo la condición de uso de la tierra propuesta por el desarrollo del proyecto.

El caudal máximo a desfogar por el proyecto al cuerpo receptor no debe superar el caudal máximo instantáneo que produce el terreno con el uso de la tierra anterior al proceso de urbanización o la capacidad máxima de drenaje del sistema pluvial existente, aguas abajo del punto de desfogue.

La Figura 5.1 muestra un ejemplo de la atenuación que se debe alcanzar con un sistema de amortiguamiento. El hidrograma a trazos es uno de los hidrogramas resultantes del área del proyecto, antes de la construcción del proyecto a desarrollar, producido por una tormenta con período de retorno igual o menor al período de retorno de la tormenta de diseño. El hidrograma a trazo continuo es el hidrograma producto de la misma tormenta, bajo las condiciones de uso de la tierra propuestas con la construcción del proyecto. El hidrograma a puntos es el hidrograma de salida del sistema de amortiguamiento, cuyo caudal máximo instantáneo, en el caso mostrado en la figura, no supera el caudal máximo instantáneo que produce el área de drenaje antes de la construcción del proyecto.

La diferencia en volumen, entre los dos hidrogramas, se almacena temporalmente en el sistema de amortiguamiento.

Esta condición de amortiguamiento debe cumplirse para todos los hidrogramas de salida del área del proyecto, producto de las tormentas con período de retorno igual o menor al período de retorno de la tormenta de diseño.

El porcentaje de atenuación que se solicite a cada proyecto debe definirlo cada gobierno local de acuerdo con la capacidad de transporte del sistema pluvial del municipio y de los ríos o quebradas donde se autorice el desfogue de las aguas pluviales de un proyecto.

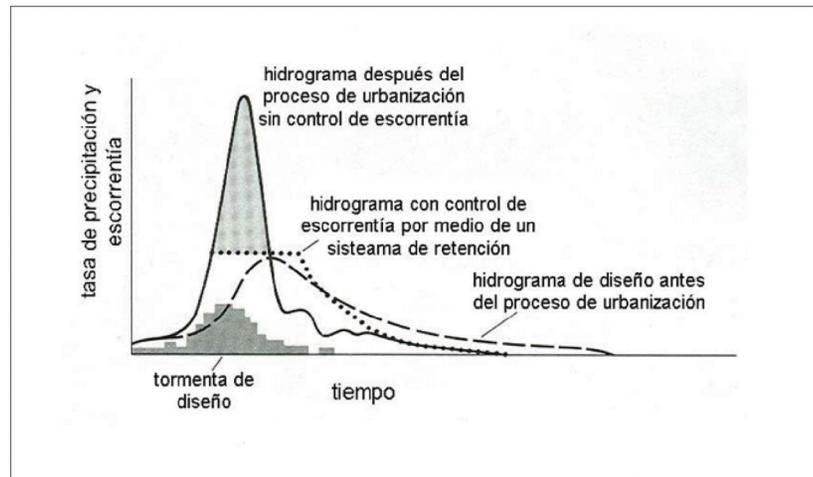


Figura 5.1. Hidrogramas que produce el terreno con el uso de la tierra anterior al proceso de urbanización sin sistema de amortiguamiento y con sistema de amortiguamiento.

BIBLIOGRAFÍA

Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1994). Hidrología Aplicada 1era edición en español, Colombia, McGraw Hill

Dunne, T., Leopold, L.B., (1978). Water in Environmental Planning. 2da Edición, Estados Unidos de América, W.H. Freeman and Company

Mays, L.W. (2001). Water Resources Engineering. 1era Edición, Estados Unidos de América, John Wiley & Sons

Mays, L.W. (2001). Stormwater Collection Systems Design Handbook. Estados Unidos de América, McGraw Hill

Maidment, D.R. (1993). Handbook of Hydrology 1era Edición, Estados Unidos de América, McGraw Hill

Lagunas de detención

Las lagunas de amortiguamiento, también llamadas lagunas de detención, son espacios abiertos en los cuales se almacena temporalmente el exceso de escorrentía superficial que se genera por la impermeabilización de un área de drenaje y para que, a su vez, amortigüen el caudal máximo instantáneo, que dicha área produce, para que no sobrepase el caudal máximo instantáneo que produce el terreno anterior al proceso de impermeabilización o la capacidad máxima de drenaje del sistema pluvial existente, aguas abajo del punto de desfogue.

El funcionamiento de una laguna de detención puede dividirse en dos partes, como se muestra en la Figura 6.1. La primera parte consiste en el proceso de llenado de la laguna, cuando el caudal del hidrograma de entrada es mayor al caudal de salida de la laguna. La segunda parte corresponde con el proceso de vaciado o desfogue, cuando el caudal de salida de la laguna es mayor al caudal del hidrograma de entrada.

Las dos partes del funcionamiento de la laguna de amortiguamiento están separadas por el caudal máximo instantáneo de salida de la laguna. El caudal máximo de salida de la laguna ocurre en el limbo descendente del hidrograma de entrada, cuando el caudal de salida es igual al caudal que ingresa a la laguna.

De acuerdo con el principio de conservación de la masa, el volumen almacenado durante el proceso de llenado es igual al volumen desfogado durante el proceso de vaciado de la laguna.

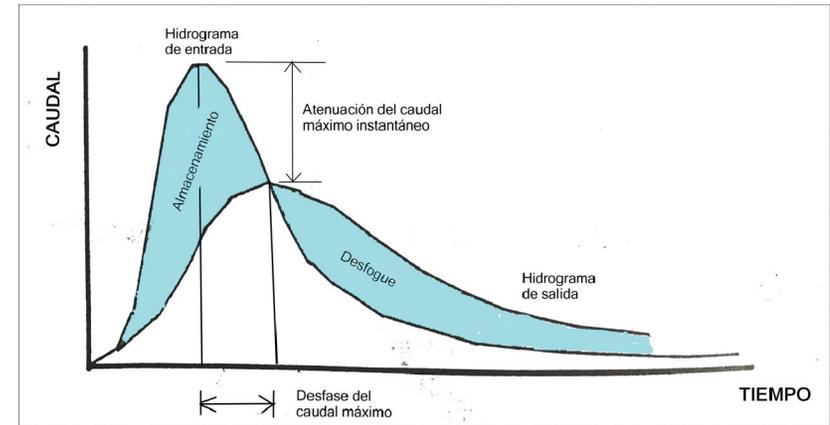


Figura 6.1. Representación gráfica del funcionamiento de una laguna de detención. Mays et al, McGraw Hill, 2001.

El diseño de las lagunas de amortiguamiento debe integrar de manera funcional el valor del terreno, la estética, la recreación y la seguridad pública con el ambiente urbano. Entre los elementos que se deben considerar en el diseño de las lagunas de detención están los siguientes:

- a. Localización; en un área urbana se pueden aprovechar espacios de uso múltiple para lagunas de detención, tales como estacionamientos, zonas verdes, campos deportivos y depresiones naturales del terreno. La selección del área a utilizar como laguna de detención es función del costo del terreno, el costo de construcción de la infraestructura para almacenar el agua, la seguridad pública y la facilidad de operación y mantenimiento del sistema.
- b. Elementos del sistema; las lagunas de amortiguamiento deben tener:
 - i. Un cabezal para el ingreso del agua a la laguna. Este cabezal debe contar con un dissipador de energía para evitar problemas de erosión a la entrada de la laguna.
 - ii. El volumen de almacenamiento temporal necesario para amortiguar los caudales en exceso que produce el área

desarrollada. La laguna de detención debe amortiguar los caudales en exceso que produce el área desarrollada para todas las tormentas con períodos de retorno iguales o menores al período de retorno de la tormenta de diseño.

iii. Un sistema de vertedores u orificios para desaguar el agua temporalmente almacenada en la laguna a una tasa que no exceda el caudal máximo que produce el terreno con el uso de la tierra anterior al proceso de urbanización o a una tasa que no exceda la capacidad de transporte del cuerpo receptor o la capacidad de drenaje del sistema pluvial existente, aguas abajo del punto de desfogue.

iv. Un dissipador de energía a la salida de las estructuras de demasías que evite la erosión del cuerpo receptor.

v. Un sistema para la limpieza de los sedimentos que se puedan almacenar en la laguna.

vi. Un vertedor de emergencias para evacuar y direccionar las aguas cuando se presenten tormentas cuyo volumen supere el volumen de la tormenta de diseño. Esta estructura es de gran importancia para la seguridad pública ya que evita el colapso de la laguna o que las aguas discurran descontroladamente por las calles.

c. Dimensiones de la laguna; la relación de ancho a largo de la laguna debe ser, como mínimo, igual a 2, tomando el lado ancho como el lado por el cual ingresa el agua a la laguna de amortiguamiento. Este es un requisito esencial debido a que el principio sobre el que se basa el diseño de las lagunas de amortiguamiento es el del movimiento a nivel de la superficie del agua en la laguna. Para que este principio físico se cumpla, el agua, al ingresar a la laguna debe distribuirse uniformemente en la laguna y debe disminuir su velocidad a valores cercanos a cero, de forma que el movimiento del agua sea predominantemente de manera vertical y no de traslación. De no cumplirse con este principio de diseño, en lugar de tener movimiento a nivel de la superficie del agua de la laguna, se tendrá una onda que viajará de ida y vuelta a todo lo largo de la laguna. Esta onda puede ocasionar problemas de sobre elevación de la superficie del agua,

así como sobre presiones sobre la estructura, lo que puede poner en riesgo la integridad del sistema.

d. Tasa de desfogue de la laguna de amortiguamiento, en conjunto con los orificios y vertedores de salida, la laguna debe dimensionarse de manera que, en el intervalo promedio de tiempo entre tormentas, la laguna pueda desaguar el volumen de agua acumulado y se encuentre en condición seca al inicio de la siguiente tormenta.

6.1 DISEÑO HIDROLÓGICO DE LAGUNAS DE DETENCIÓN

Como se mencionó anteriormente, el diseño hidrológico de los sistemas de amortiguamiento requiere determinar los volúmenes y los hidrogramas de escorrentía producidos por el área del proyecto, bajo la condición de uso de la tierra anterior al desarrollo del proyecto y con el uso de la tierra propuesto con el proyecto de desarrollo urbano, para todas las tormentas con período de retorno igual o menor a la tormenta de diseño.

La diferencia en volumen entre los hidrogramas producidos por una misma tormenta bajo las condiciones de uso de la tierra anteriores y posteriores al desarrollo del proyecto, definirán el volumen mínimo requerido por la laguna de detención.

Adicionalmente al almacenamiento temporal del volumen en exceso que genera el área del proyecto por el cambio en el uso de la tierra, la laguna de detención debe amortiguar los hidrogramas que generará el área del proyecto, una vez construido el proyecto. El objetivo de la laguna de detención es que el caudal máximo instantáneo de los hidrogramas de salida de la laguna, no supere el caudal máximo instantáneo que produce el terreno con el uso de la tierra anterior al desarrollo del proyecto y que el desagüe de la laguna se realice a una tasa que no exceda la capacidad de transporte del cuerpo receptor o la capacidad de drenaje del sistema pluvial existente, aguas abajo del punto de desfogue. Esta condición de amortiguamiento debe cumplirse para todos los hidrogramas de salida del área del proyecto.

El diseño hidrológico de una laguna de amortiguamiento se hace por medio del método de tránsito hidrológico a nivel por un embalse, también conocido como método de Puls.

El tránsito hidrológico de una creciente requiere la siguiente información para su ejecución:

1. El hidrograma de entrada a la laguna
2. La curva de descarga de las estructuras de desfogue (orificios y vertederos)
3. La curva de volumen versus almacenamiento de la laguna
4. La función de almacenamiento

El hidrograma de entrada a la laguna corresponde con el hidrograma que genera el área del proyecto para una tormenta con un período de retorno igual o menor al de tormenta de diseño, bajo las condiciones de uso de la tierra propuestas por el proyecto.

La curva de descarga de las estructuras de desfogue corresponde a la variación del caudal que se produce por la variación del nivel del agua en la laguna. Esta curva se calcula por medio de la ecuación del orificio y la ecuación del vertedero.

La curva de volumen versus almacenamiento consiste en la variación del volumen de la laguna con respecto a la elevación del nivel del agua, medida desde el fondo de la laguna.

La función de almacenamiento corresponde al valor de $2S/\Delta t + Q$ como función de Q , donde S es el almacenamiento en la laguna para un determinado nivel del agua, Δt es el intervalo de tiempo entre las ordenadas del hidrograma de entrada y Q es el caudal de salida de la laguna por las estructuras de desfogue.

La curva de volumen versus almacenamiento, la curva de descarga de las estructuras de desfogue y la función de almacenamiento versus caudal de salida de la laguna, así como la relación entre ellas se muestra en la Figura 6.2.

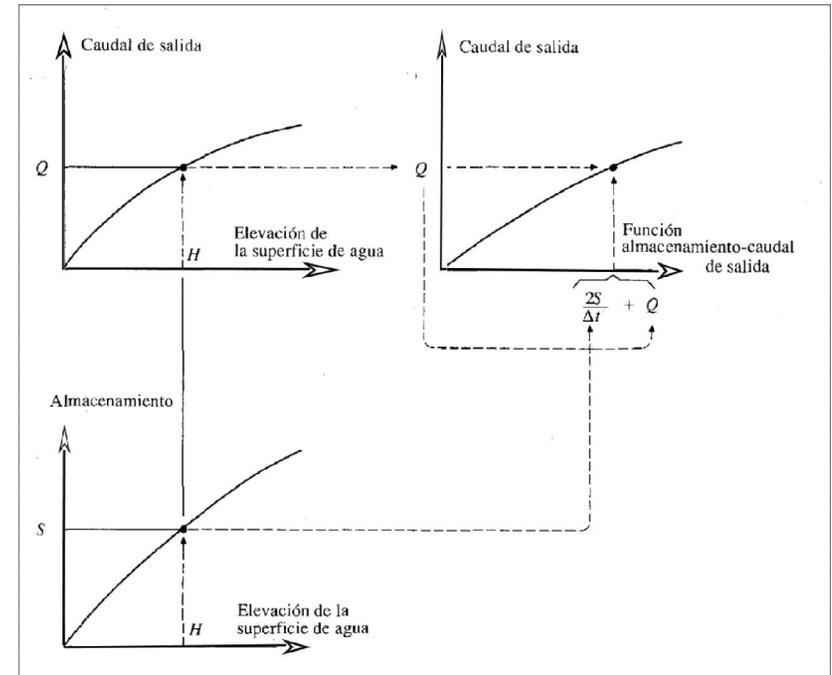


Figura 6.2. Relación entre la curva de volumen versus almacenamiento, curva de descarga y la función de almacenamiento versus caudal de salida. Fuente Chow et al, 1988. MacGraw Hill

El método de tránsito a nivel se basa exclusivamente en el principio de conservación de la masa. Este método de tránsito se basa en el principio físico que establece que si el nivel del espejo de aguas de un sistema de almacenamiento es siempre horizontal, sea éste un embalse o una laguna de detención, la variación del volumen de almacenamiento es función únicamente del nivel del espejo de agua en el embalse o la laguna.

De la misma manera, si el nivel del espejo de aguas en la laguna se mantiene horizontal, el hidrograma de salida de la laguna es función únicamente del nivel de aguas en la laguna o de la carga sobre las estructuras de demasías.

Bajo el principio de conservación de la masa el hidrograma de entrada,

el hidrograma de salida y el almacenamiento de la laguna de detención están relacionados por medio de la siguiente ecuación:

$$\text{Ecuación 6.1: } \frac{dS}{dt} = I(t) - Q(t)$$

donde:

S es el almacenamiento de la laguna,

I es el hidrograma de entrada a la laguna,

Q es el hidrograma de salida de la laguna y

t representa las ordenadas de tiempo.

El hidrograma de entrada a la laguna que se debe utilizar para realizar el tránsito hidrológico es el hidrograma correspondiente al que produce el área de drenaje, con el uso de la tierra propuesto por el proyecto a construir.

El hidrograma de entrada a la laguna de detención es conocido, porque se obtiene del estudio hidrológico del área del proyecto. Sin embargo, el hidrograma de salida de la laguna de detención y la variación del volumen de almacenamiento con respecto al tiempo, no se conocen de antemano. Por lo tanto, para resolver la Ecuación 6.1 es necesario acoplar la función de almacenamiento de la laguna con la ecuación de continuidad, para así tener un sistema de ecuaciones que pueda resolverse y se obtenga el hidrograma de salida de la laguna de detención.

El procedimiento de cálculo del tránsito a nivel requiere dividir el tiempo de tránsito por la laguna del hidrograma de entrada, en intervalos de tiempo de duración Δt ; esto es, desde $t=0, \Delta t, 2 \Delta t, \dots, j \Delta t, (j+1) \Delta t, \dots$, hasta T, donde T es el tiempo total de tránsito.

La Ecuación 6.1 se expresa como una ecuación diferencial de variables separables de la siguiente manera:

$$\text{Ecuación 6.2: } ds = I(t)dt - Q(t)dt$$

La Ecuación 6.2 se integra sobre cada intervalo de tiempo. Para el intervalo de tiempo j se obtiene la siguiente expresión:

$$\text{Ecuación 6.3: } \int_{S_j}^{S_{j+1}} dS = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} I(t)dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q(t)dt$$

en la cual el sub índice j indica los intervalos de tiempo desde $t=0, \Delta t, 2 \Delta t, \dots, j \Delta t, (j+1) \Delta t, \dots$, hasta $t=T$, donde T es el tiempo total de tránsito.

Al combinar la función del almacenamiento y la función del hidrograma de salida se obtiene una función invariable del almacenamiento en términos del caudal de salida.

Al integrar la Ecuación 6.3 y expresarla en términos de diferencias finitas se obtiene:

$$\text{Ecuación 6.4: } S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t$$

Donde:

$S_{j+1} - S_j$ representa el incremento o decremento de volumen en la laguna durante el intervalo Δt ,

$(I_j + I_{j+1})/2$ representa el caudal promedio que ingresa a la laguna durante el intervalo de tiempo Δt ,

$(Q_j + Q_{j+1})/2$ representa el caudal promedio que sale de la laguna durante el intervalo de tiempo Δt .

Los valores del caudal de entrada I_j e I_{j+1} son conocidos a partir del hidrograma de entrada a la laguna.

Los valores del caudal de salida Q_j y del volumen de almacenamiento S_j en el instante de tiempo j son conocidos, ya sea por definición de la condición inicial de flujo o como resultado del cálculo del tránsito de la creciente en el intervalo de tiempo anterior.

La Ecuación 6.4, por lo tanto, tiene dos incógnitas: Q_{j+1} y S_{j+1} .

Colocando los términos desconocidos del lado izquierdo de la Ecuación 6.4 y multiplicando por $2/\Delta t$ se obtiene la siguiente expresión:

$$\text{Ecuación 6.5: } \left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) = (I_j + I_{j+1}) + \left(\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j \right)$$

Para resolver la Ecuación 6.5 se requiere una ecuación adicional que relacione la función de almacenamiento, $2S/\Delta t + Q$, con el caudal del hidrograma de salida Q . Esta función adicional se conoce como función de tránsito o curva de tránsito.

La función de tránsito se construye a partir de la curva de almacenamiento versus elevación y la curva de descarga de las obras propuestas para el desagüe de la laguna, como se muestra en la Figura 6.2.

Con base en la geometría y la topografía de la laguna se construye la curva de volumen de almacenamiento versus elevación.

De igual manera, de acuerdo con las obras propuestas para el desagüe de la laguna, se construye la curva de descarga. Si las obras de desagüe propuestas funcionan como orificios, la curva de descarga se construirá a partir de la ecuación del orificio.

Si las obras de desagüe propuestas corresponden a una combinación de vertederos y orificio, entonces la curva de descarga se construye a partir de las ecuaciones del orificio y del vertedor.

La función de almacenamiento se construye, a partir de estas dos curvas, tomando, para una misma elevación los valores correspondientes del volumen de almacenamiento, S y el caudal de salida de la laguna, Q . Las abscisas de la función de almacenamiento muestran los valores de la expresión $(2S/\Delta t) + Q$ y las ordenadas los valores de los caudales de salida, Q .

El valor del intervalo de tiempo Δt lo define el profesional responsable por el estudio hidrológico del proyecto y debe ser congruente con el intervalo Δt del hidrograma de entrada.

El cálculo del hidrograma de salida se realiza por medio del siguiente procedimiento:

a. Se escoge, arbitrariamente, una geometría para la laguna de detención, respetando la relación 2 a 1, siendo el lado mayor el lado

por donde ingresa el flujo. En el caso de que la laguna no tenga forma rectangular se le debe dar el área superficial necesaria para que al ingresar el caudal del hidrograma de entrada a la laguna, la velocidad de flujo tienda a cero y el espejo de aguas de la laguna suba y baje horizontalmente.

b. Se le da a la laguna la profundidad suficiente para almacenar, temporalmente, el volumen en exceso que produce el cambio en el uso de la tierra. Para ello se debe estimar el volumen de escorrentía superficial que se produce bajo el uso actual de la tierra y bajo el uso futuro de la tierra, con la construcción del proyecto. El cálculo de los volúmenes de escorrentía debe realizarse para todas las tormentas con período de retorno igual o menor al período de retorno de la tormenta de diseño. El volumen mínimo requerido para la laguna corresponde a la mayor diferencia entre el volumen de escorrentía superficial bajo el uso futuro de la tierra propuesto por el proyecto y el uso actual de la tierra.

c. Con la geometría y la profundidad de la laguna se construye la curva de volumen de almacenamiento versus elevación,

d. Se selecciona la infraestructura de desagüe la cual puede estar conformada por un conjunto de orificios y vertederos.

e. Se construye la curva de descarga del sistema de desagüe de la laguna,

f. con los valores de la curva de volumen de almacenamiento versus elevación y la curva de descarga, se construye la función de almacenamiento, $2S/\Delta t + Q$,

g. se calculan los hidrogramas del área del proyecto para las tormentas con período de retorno igual o menor a la tormenta de diseño para las condiciones actuales y futuras de uso de la tierra.

h. Se realiza el tránsito de los hidrogramas obtenidos para el área del proyecto, bajo la condición futura de uso de la tierra, con la Ecuación 6.5 Para el intervalo de tiempo j , los valores del lado derecho de la Ecuación 6.5 son conocidos por lo que se puede calcular el valor de la función de almacenamiento $(2S_{j+1}/\Delta t + Q_{j+1})$. Por medio de la función

de almacenamiento se interpola el valor del caudal de salida Q_{j+1} y el valor del volumen de almacenamiento S_{j+1} . Estos valores corresponden a los valores de Q_j y S_j del siguiente intervalo de tiempo. El proceso de cálculo se repite hasta que se haya vaciado la laguna.

i. Al final se verifica que el volumen almacenado no se desborde de la laguna y que el caudal máximo de salida no supere los caudales máximos autorizados de desfogue al sistema pluvial existente o al cuerpo receptor. La verificación de volumen almacenado y caudal máximo de salida debe hacerse para todos los hidrogramas producidos por las tormentas con período de retorno igual o menor al período de retorno de la tormenta de diseño. De no cumplirse alguna de las dos condiciones, para cualquiera de las tormentas analizadas, se debe modificar la geometría de la laguna o el sistema de desagüe propuestos y repetir el procedimiento.

El diseño de toda laguna de detención debe contemplar el mantenimiento que se le debe dar a la laguna.

Las lagunas de detención, como todo sistema de almacenamiento, están sujetas a la acumulación de materiales tales como sedimentos, ramas y hasta desechos sólidos. El diseño de las lagunas de detención debe incorporar sistemas de limpieza del fondo de la laguna, remoción de malezas de las paredes y el fondo de la laguna, remoción de materiales a la entrada y a la salida de la laguna y disposición, ambientalmente amigable, de estos residuos.

Las lagunas deben tener un sistema de limpieza, manual o mecánico y para ello el diseñador debe contemplar las facilidades de acceso para el ingreso de personal o de equipos mecánico de mantenimiento.

El mantenimiento debe ser periódico y debe contemplar, como mínimo una visita de inspección semanal durante la época húmeda y después de una tormenta severa.

Al inicio de la época seca se debe hacer una limpieza general de la laguna y se debe hacer una inspección y limpieza general del sistema al inicio de la época húmeda.

BIBLIOGRAFÍA

Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1994). Hidrología Aplicada 1era edición en español, Colombia, McGraw Hill

Dunne, T., Leopold, L.B., (1978). Water in Environmental Planning. 2da Edición, Estados Unidos de América, W.H. Freeman and Company

Mays, L.W. (2001). Water Resources Engineering. 1era Edición, Estados Unidos de América, John Wiley & Sons

Mays, L.W. (2001). Stormwater Collection Systems Design Handbook. Estados Unidos de América, McGraw Hill

Maidment, D.R. (1993). Handbook of Hydrology 1era Edición, Estados Unidos de América, McGraw Hill

Sistemas de detención con bombeo

7.1 PRINCIPIOS HIDRÁULICOS Y DE ENERGÍA EN SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL CON BOMBEO

Como norma general, las aguas pluviales deben ser evacuadas por gravedad.

Cuando no sea posible evacuar las aguas pluviales por gravedad, por las características topográficas del terreno, como en el caso de patios interiores, rampas de acceso, garajes o demás instalaciones que se ubiquen a un nivel inferior de la cota de salida por gravedad, será necesario instalar un sistema con equipo de bombeo.

Para calcular el volumen de aguas pluviales que se acumulará para retardar su evacuación hacia el sistema público de colección y su caudal de vertido, se procederá de conformidad con lo establecido en los capítulos de hidráulica e hidrología de esta guía, en los que se definen los métodos de cálculo respectivo.

El volumen del tanque de acumulación de aguas pluviales se determinará de conformidad con el resultado del cálculo según lo establecido en el capítulo anterior.

El tanque de acumulación de aguas pluviales deberá ser impermeable y sus paredes se diseñarán de modo que sean capaces de soportar las presiones internas y externas.

El tanque de acumulación de aguas pluviales deberá estar provisto de un tubo de ventilación, de una tubería de rebalse y de una tubería de desfogue.

7.2 TIPOS DE BOMBAS Y SUS CARACTERÍSTICAS

La selección del equipo de bombeo dependerá de diversos factores, entre los que se citan: la tipología del edificio, el caudal total por bombear, la altura y el recorrido de las aguas por bombear desde su succión hasta el punto de vertido a la red pluvial externa y la tipología y el número de bombas a instalar para la impulsión de las aguas por bombear.

La capacidad del sistema de bombeo deberá ser tal que desplace el caudal de agua pluvial calculado. La presión de operación se calculará en función del caudal y la carga de operación, esta última calculada de acuerdo con la longitud de la tubería, los accesorios y la diferencia de alturas por vencer para desplazar el fluido desde el fondo del tanque de acumulación hasta la descarga al sistema de colector público, de acuerdo con lo definido en el estudio topográfico.

Para la determinación del diámetro de las tuberías de impulsión, deberá considerarse el caudal máximo de impulsión y la altura manométrica total. El diámetro puede obtenerse mediante el uso de los procedimientos usuales de la mecánica de fluidos, la utilización de ábacos específicos por tipo de tubería, el uso de tablas relacionales o análisis numéricos, entre otros métodos.

Para seleccionar la bomba se debe conocer el caudal de aguas pluviales y la carga total de bombeo contra la cual la bomba va a trabajar. Para una bomba de tamaño específico, el diseño, la velocidad y el volumen del caudal manejado varían con la carga de bombeo contra la cual la bomba efectúa el trabajo. Es importante comprender que las bombas están especificadas según los caudales entregados a distintas cargas de bombeo, es decir, entregan un caudal determinado a una cierta carga de bombeo. Esta colección de pares ordenados caudal-carga

generalmente está disponible en cuadros elaborados por el fabricante, aunque para efectos de seleccionar los equipos se usan con más frecuencia las curvas de carga-capacidad. La capacidad de la bomba dependerá de su diseño y del tamaño y velocidad del motor.

La capacidad de la bomba debe ser tal que sea capaz de movilizar el caudal calculado superando la altura definida por la diferencia de nivel entre la superficie de líquido por bombear y el nivel al que sale el líquido impulsado, de acuerdo con el estudio topográfico. Otras variables por considerar serán la velocidad del fluido y el tipo y material de la tubería seleccionada para el sistema.

La carga total de bombeo, expresada como la presión manométrica de la bomba se calculará sumando la altura geométrica, entre el punto de succión en el tanque de acumulación de aguas pluviales y el punto más alto al que la bomba debe elevar las aguas, con las pérdidas de carga producidas a lo largo de la tubería con sus accesorios, desde la boca de aspiración de la bomba hasta el punto de descarga final en la red pluvial.

Cuando se utilice una bomba de tipo sumergible, la altura de aspiración se considerará nula, es decir, su valor es igual a cero.

Cuando la bomba no sea de tipo sumergible, se deberá cuantificar la altura correspondiente al tramo de tubería y sus accesorios. Adicionalmente se deberá tomar previsión para evitar posibles efectos de cavitación.

Se deberá estimar una presión residual disponible que permita la salida de las aguas impulsadas hacia la red pluvial externa. El valor recomendable de esta presión residual puede considerarse al menos de 30 kPa.

7.3 CONFIGURACIÓN DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO

La estación de bombeo deberá instalarse en un sitio fácilmente accesible,

adecuadamente ventilado y que brinde condiciones para realizar, cuando se requiera, una adecuada inspección y mantenimiento.

Si la estación de bombeo se instala en un pozo seco, éste deberá estar provisto de una adecuada ventilación. Si por las condiciones del sitio no se puede brindar ventilación natural, ésta deberá ser mecánica, con un caudal de renovación tal, que evite eventuales problemas de acumulación de gases.

Los equipos de bombeo deberán instalarse adecuadamente, contemplando las placas, pernos y aisladores de vibración, que permitan una correcta remoción en caso de mantenimiento correctivo y que eviten la transmisión de vibración al resto de la estructura.

7.4 OPERACIÓN DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO

Los sistemas de bombeo deberán estar provistos de controles automáticos, accionados por los niveles en el pozo de bombeo. Deberán además contar con controles manuales y con dispositivos de seguridad para accionar en casos en que se exceda el nivel máximo a efecto de evitar las consecuencias de un desbordamiento del tanque.

En los casos en que corresponda, deberá proveerse sistemas alternos de suministro de energía para garantizar continuidad en el servicio.

El tiempo y la frecuencia de operación de la bomba se definirán en función de las características electromecánicas de la misma y de acuerdo con los caudales de evacuación requeridos de conformidad con lo establecido en los capítulos de hidráulica e hidrología en los que se definen los métodos de cálculo respectivo.

7.5 DISEÑO DE LAS TUBERÍAS DE DESCARGA

El colector de evacuación estará constituido por tuberías horizontales

instaladas a la vista, ocultas en el edificio o bien, enterradas.

El diámetro de las tuberías principales de evacuación de las aguas pluviales deberá establecerse de acuerdo con los caudales calculados en conformidad con lo establecido en los capítulos de hidráulica e hidrología en los que se definen los métodos de cálculo respectivo.

Las tuberías deberán diseñarse para tener las pérdidas mínimas por fricción, de tal manera que los requerimientos de bombeo sean mantenidos a un mínimo práctico. Las tuberías deberán ser de la mínima longitud posible, debiéndose usar la cantidad mínima de accesorios. Si se aumenta el diámetro del tubo se tiene una considerable reducción en las pérdidas por fricción, en consecuencia, se deberá procurar la selección del diámetro lo más grande posible sin aumentar innecesariamente los costos de la tubería.

La red de colectores deberá diseñarse de forma que la conexión con tramos de derivación se realice de forma oblicua según la dirección de las aguas hacia su evacuación exterior.

Antes de la conexión del colector principal de desfogue con el colector público deberá instalarse una caja de registro que permita un adecuado servicio de mantenimiento.

La conexión de los colectores del edificio con el colector público deberá realizarse considerando que la evacuación se efectúe preferiblemente por gravedad, de tal manera que las tuberías puedan viajar suspendidas o enterradas.

En caso de que la instalación de los colectores sea suspendida o colgada, se deberá prestar especial atención a los trazos de manera que la tubería viaje paralela o perpendicular, según corresponda, a los ejes estructurales del edificio.

La instalación de los colectores suspendidos deberá considerar un sistema de gazaras o colgadores que sea capaz de soportar el peso de los tubos y del fluido que conducen, con un factor de seguridad razonable que garantice el adecuado funcionamiento del sistema.

BIBLIOGRAFÍA

Cengel, Y. y Cimbala, J. (2018) Mecánica de fluidos: fundamentos y aplicaciones. 4ta edición. México. Mc Graw Hill.

Soriano, A. y Pancorbo, F. (2012) Suministro, distribución y evacuación interior de agua sanitaria. Barcelona. Marcombo.

Streeter, V. y Wylie, B. (1994) Mecánica de los fluidos. 8va edición. México. McGraw Hill.

White, F. (2008) Mecánica de fluidos. 6ta edición. México. Mc Graw Hill.

Pavimento permeable con adoquines de concreto o con concreto permeable

8.1 INTRODUCCIÓN

Los concretos permeables se pueden utilizar también como sistemas de amortiguamiento. El almacenamiento del agua se hace en los espacios vacíos de la base del pavimento. El movimiento del agua por la superficie de rodamiento y por la base del pavimento produce la detención y el almacenamiento necesarios, propiciando que el agua almacenada drene más lentamente hacia el cuerpo receptor, se evapore o percole hacia los mantos acuíferos.

Si la conformación del suelo sobre el cual se coloca el pavimento es de baja permeabilidad, es necesario colocar entre la base y la sub base un sistema de drenaje auxiliar, tal como se muestra la Figura 8.1.

El concreto permeable es un material de gradación abierta, revenimiento cercano a cero, compuesto de cemento hidráulico, agregado grueso, con una cantidad baja o del todo inexistente de agregado fino, aditivos y agua, combinación que permite el flujo de agua a través del material.

Los adoquines para pavimentos permeables se fabrican con espacios mayores a los pavimentos convencionales, de tal forma que permitan el tránsito del agua en esos espacios.

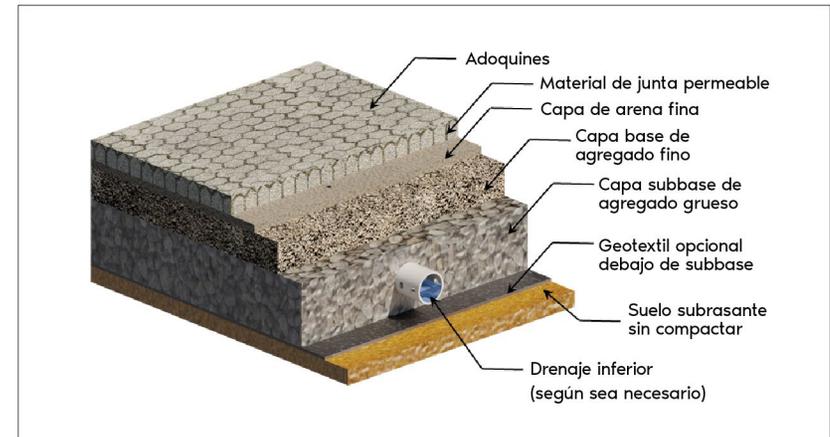


Figura 8.1. Perfil de un pavimento permeable

8.2 APLICACIONES

El pavimento permeable es usado en muchos elementos constructivos, entre sus usos comunes se encuentran:

- a. Pavimentos de bajo volumen de tránsito
- b. Caminos residenciales
- c. Callejones
- d. Entradas para vehículos
- e. Parquesos
- f. Ciclovías
- g. Pasos bajos de agua
- h. Canchas de tenis
- i. Patios
- j. Arrecifes artificiales
- k. Estabilización de taludes
- l. Revestimiento
- m. Alcorques

- n. Bases o pisos para invernaderos, criaderos de peces, parques acuáticos y zoológicos
- o. Estructuras hidráulicas
- p. Cubiertas de piscinas
- q. Drenajes en bordes del pavimento
- r. Espigones y rompeolas
- s. Barreras de ruido
- t. Muros (inclusive estructurales)

La Figura 8.2 muestra, de manera esquemática, algunos de los usos mencionados anteriormente.

No se recomienda utilizar refuerzo de acero porque sufre corrosión debido al concepto abierto de la estructura.

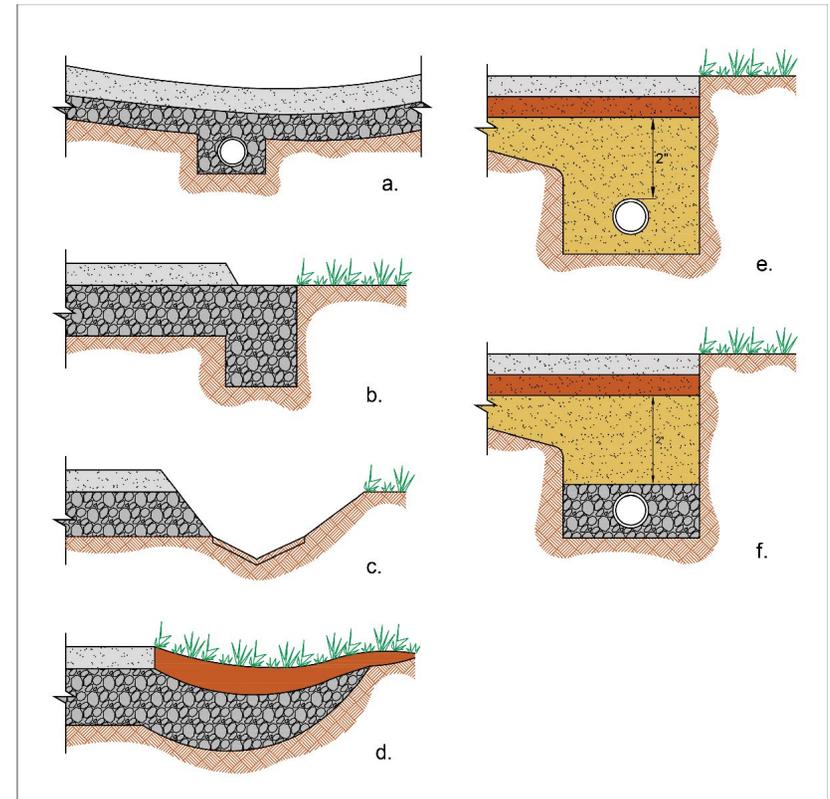


Figura 8.2. Ejemplos de disposiciones de alternativas del drenaje en suelos impermeables.

- a) Trinchera rellena de rocas bajo el pavimento. b) trinchera de roca a lo largo del pavimento. c) Trinchera en V. d) Trinchera de roca extendida más allá del pavimento. e) Trinchera con arena. f) Trinchera con arena y rocas. Fuente: Tennis, et.al, 2004.

Al utilizar un pavimento permeable como sistema de amortiguamiento, el almacenamiento temporal del volumen en exceso de escorrentía se debe almacenar en la estructura del pavimento.

El diseño de la estructura del pavimento se lleva a cabo en dos etapas. La primera etapa consiste en el diseño hidrológico del pavimento. En esta etapa se estima el incremento de volumen y de caudal que producirá el área del proyecto, bajo la condición propuesta de uso futuro de la tierra. Este análisis se hace siguiendo los procedimientos establecidos en el capítulo de hidrología.

Una vez definido el volumen a almacenar y los caudales a amortiguar, se define el espesor necesario de la base para retener, temporalmente, dicho volumen. En este punto es necesario tomar en consideración que la base de un pavimento permeable está compuesta por material granular quebrado fino confinada con granulometría abierta. Esto permite almacenar agua, temporalmente, en el volumen de vacíos del material que conforma la base.

El espesor de la base, necesario para hacer la retención temporal de los excedentes de escorrentía, se calcula dividiendo el volumen de vacíos del material que conforma la base entre el área donde se colocará el pavimento permeable.

El espesor así definido corresponde con la condición hidrológica de diseño para retener temporalmente los excedentes de escorrentía, producto del uso futuro de la tierra.

La segunda etapa consiste en diseñar el espesor necesario de la base y la sub base como soporte estructural del pavimento. Este diseño se lleva a cabo siguiendo los lineamientos de diseño estructural de un pavimento.

En el diseño estructural se debe considerar que la estructura del pavimento debe estar confinada, ya que, con el fin de lograr la permeabilidad, los materiales utilizados en las capas inferiores no contienen finos, por lo tanto no logran densidades ni estabilidad, sin embargo se deben compactar con equipo vibratorio, para lograr el acomodo de las partículas (piedra quebrada suelta) y es de vital importancia confinar con elementos de concreto, ya que de no hacerlo, el material suelto se segrega.

Los dos espesores calculados para la base, el espesor definido por el diseño hidrológico y el espesor definido para el soporte estructural del pavimento, se comparan y el mayor de ambos espesores se utiliza como base para el pavimento permeable.

El drenaje de la humedad almacenada en el suelo se lleva a cabo por medio de un sub drenaje compuesto por un sistema de tuberías

perforadas, que se coloca en la interfase entre la base y la sub base del pavimento, tal como se muestra en las figuras 8.1 y 8.2.

8.2.1 Aplicaciones en pavimentos

Los principales usos en pavimentos son:

8.2.1.1 Capa de rodamiento

El concreto permeable puede ser usado como capa de rodamiento en parqueos y en carreteras de bajo volumen de tránsito.

Para el caso de los caminos de bajo volumen de tránsito, los pavimentos de concreto permeable se usan para bases o sub-bases permeables, así como para la superficie de la carretera.

El espesor más recomendado es de 16cm para la capa de rodamiento de concreto permeable, pero se acepta en el rango de 12 a 30cm.

8.2.1.2 Bases permeables y drenajes en los bordes

Para uso como base bajo el pavimento, la resistencia del concreto no debe sobrepasar los 7 MPa (68,7 kg/cm²).

En el caso de suelos impermeables, se debe diseñar el sistema de modo que el almacenamiento del agua y el drenaje ocurran en la base del pavimento; para mayor información consultar la Guía Estándar para el Diseño, la Instalación, la Operación y Mantenimiento del Drenaje Subterráneo Urbano de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ANSI/ASCE/EWRI 12-13, ANSI/ASCE/EWRI 13-13 y ANSI/ASCE/EWRI 14-13).

8.3 MATERIALES

Los materiales recomendados para los concretos permeables son: agregados, materiales cementantes, aditivos y agua.

8.3.1 Agregados

La gradación del agregado grueso usado en este concreto debe estar entre 19 y 9,5 mm (3/4 a 3/8 pulgadas).

Las proporciones del agregado grueso para obtener la consistencia deseada se encuentran en el rango de 1300 kg/m³ a 1800 kg/m³. (Paul D. Tennis, 2004).

8.3.2 Materiales cementantes

Se debe utilizar cemento hidráulico de acuerdo con el reglamento técnico RTCR 479:2015 Materiales de construcción y cementos hidráulicos.

La proporción de material cementante en la mezcla debe estar entre 270 kg/m³ a 415 kg/m³.

De acuerdo con el reglamento técnico RTCR 479:2016- se permite el uso de materiales cementantes complementarios como las puzolanas y cenizas volantes, además se puede reemplazar un 5% de material cementante por humo de sílice (INTE C279:2017).

8.3.3 Agua

La calidad del agua debe ser regulada por el ACI 301, además si se usa agua reciclada debe cumplir con las normas INTE C14:2018 o AASHTO M-157.

La relación agua/cemento de la mezcla, está en el rango de 0.26 a 0.40.

8.3.4 Aditivos

Se permite el uso de aditivos mediante un diseño adecuado de la mezcla.

Los reductores de agua deben cumplir con los requerimientos de la norma INTE C21:2019 y su cantidad en la mezcla depende de la relación agua/cemento.

8.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE SU USO

Entre las ventajas de los pavimentos permeables sobre los pavimentos convencionales, se incluye:

- a. Control de la contaminación de las aguas pluviales.
- b. Facilita el acceso a parqueos debido a que no es necesario áreas de retención de aguas.
- c. Reduce el hidroplaneamiento en las superficies de carreteras y autopistas.
- d. Reduce los reflejos sobre superficies de carretera, principalmente cuando se encuentra mojada en la noche.
- e. Reduce el tamaño de las alcantarillas.

Entre las desventajas de los pavimentos de concreto permeable están:

- a. Uso limitado en zonas de tránsito de vehículos pesados.
- b. Necesita de prácticas de construcción especializadas.
- c. Se necesita especial cuidado en el diseño en presencia de algunos tipos de suelos, como suelos expansivos.

8.5 BIBLIOGRAFÍA

American Concrete Institute. (2008). Guide for the Design and Construction of Concrete Parking Lots ACI330R-08. Farmington Hills, Miami: ACI Committe 330.

American Concrete Institute. (2011). Report on Pervious Concrete, ACI 522R-10. Farmington Hills, MI: ACI Committe 522.

American Concrete Institute. (2013). Guide for Design of Jointed Concrete Pavements for Rtreets and Local Roads. Farmington Hills, Miami: ACI Committe 325.

Brite/Euram Report. (1994). Surface Properties of Concrete Roads in Accordance with Traffic Safety and Reduction Noise. Brite/Euram Project BE3415.

Crouch, L., Cates, M., Dotson, V., Honeycutt, K., & Badoe, D. (2003). Measuring the Effective Air Void Content of Portland Cement Pervious Pavements (Vol. 25). Cement, Concrete and Aggregates.

División de Ingeniería y Geomática, U. (s.f). Colocación y Construcción del Concreto Permeable. En UNAM, Control de Calidad y Colocación de Concretos Permeables (págs. 50-85). México: UNAM.

Jing, Y., & Guoliang, J. (2003). Experimental Studies on Properties of Pervious Concrete Pavement Materials (Vol. 33). Cement and Concrete Research.

Meininger, R. (1998). No-Fines Pervious Concrete for Paving. Concrete International.

Neithalath, N. (2004). Development and Characterization of Acoustically Efficient Cementitious Materials. PhD thesis, Purdue University, West Lafayette, IN.

Nissoux, J., Gnagne, C., Marzin, J., Lefebvre, J.-P., & Pipien, G. (1993). A Pervious Cement Concrete Wearing Course Below 73 bD (A). In J. Nissoux, C. Gnagne, J. Marzin, J.-P. Lefebvre, & G. Pipien, Proceedings of the Fifth

International Conference on Concrete Pavement and Rehabilitation (Vol. 2, pp. 269-284). Purdue University, IN.

Tennis, P., Leming, M. & Akers, D.. (2004). Pervious Concrete Pavements. Skokie, Illinois: Portland Cement Association.

Infraestructura verde

9.1 ANTECEDENTES

Para ubicar los orígenes de la infraestructura verde en el tiempo, se debe estudiar miles de años atrás hasta encontrar, por ejemplo, los Jardines Colgantes de Babilonia.



Figura 9.1. Jardines colgantes de Babilonia (Martin Heemskevck).

<https://ecotecnologiasparaelbienestar.wordpress.com/eco-tecnologias/azoteas-verdes/>

Se les considera como una de las Siete Maravillas del Mundo Antiguo, fueron construidos alrededor de 500 AC y desarrollados sobre vigas de arcos de piedra, impermeabilizadas con capas de juncos y alquitrán espeso. Las plantas y los árboles se trajeron de los alrededores del lugar y se plantaron dentro de la infraestructura diseñada para los jardines.

A la antigua Mesopotamia corresponden los zigurats, que son un tipo de construcción con forma de pirámide escalonada, se incluían jardines que aparecían en la cubierta, dentro de la propia construcción. Su función era religiosa por lo que también se habla de templo. Pertenecen a los antiguos pueblos sumerios, acadios, babilonios y asirios.

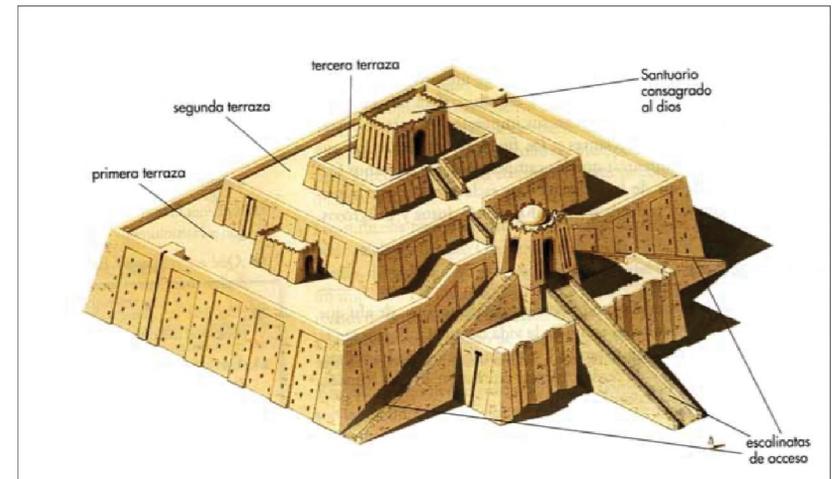


Figura 9.2 Zigurat de Ur (esquema).

<https://sites.google.com/site/geohistoriantigua/mesopotamia/arte/arquitectura-el-zigurat>

El zigurat de Ur, el de la imagen, fue construido en la ciudad de Ur y estaba dedicado a Nanna, dios de la Luna, era una edificación monumental. Se utilizaba también como observatorio astronómico. En términos generales, estaban compuestos por una serie de pisos a cada uno de los cuales, de menor planta y altura, y pintados de distintos colores. Unas escalinatas permitían la ascensión hasta los pequeños temples que los coronaban. Se convirtieron en los edificios más representativos de Mesopotamia, de modo que el zigurat de Marduk en Babilonia, en sumerio (Casa del Cielo y de la Tierra) ha sido identificado como la bíblica Torre de Babel.



Figura 9.3. Zíгурat de Ur.

El interior de los muros es de adobe y el exterior de ladrillos cocidos, que protege al edificio de la lluvia, usando como mortero, betún asfáltico. Para dar solidez a los muros de ladrillo, se usan esteras de carrizo (sogas de esteras que atraviesan la construcción de lado a lado). Cuenta con canales de ventilación para evitar que la humedad hiciera peligrar la integridad de la arcilla y con canales interiores para el desagüe de aguas residuales.



Figura 9.4. Techos con pasto en países escandinavos
<http://naturalezayjardin.blogspot.com/2013/03/los-techos-verdes.html>



Figura 9.5. Techo verde en la planta de tratamiento de agua del lago Moos, Wallishofen, Zúric:
<http://www.cubiertasajardinadas.com/las-cubiertas-vegetales-mas-antiguas>

En países Escandinavos, ya se usaban techos de pasto siglos atrás. En la década de los 60 ´s, Alemania, desarrolla los primeros techos verdes. Actualmente el 10% de los techos del país son verdes. Suiza tiene uno de los techos verdes más antiguos de Europa, creado en 1919 en la planta de purificación de agua del lago Moos, Wallishofen, Zúric.



Figura 9.6. Academia de las Ciencias. San Francisco de California

<http://arquitecturaespectacular.blogspot.com/2010/10/academia-de-las-ciencias.html>

Considerado como el museo más ecológico del mundo, la Academia de las Ciencias de California, situada en la ciudad de San Francisco, California, es un innovador edificio construido en 1934, fue diseñado y reconstruido entre el 2005 y el 2008, por el arquitecto italiano Renzo Piano, en el cual, la implementación de la infraestructura verde se observa a lo largo y ancho de su conformación.

Se caracteriza por su elegancia, sencillez, lo innovador de sus soluciones arquitectónicas y de ingeniería y por el empleo de la tecnología más reciente, pero, fundamentalmente, por el respeto y cuidado de la ecología del lugar.



Figura 9.7. Fachada del edificio de la Academia de las Ciencias, San Francisco de California

<http://arquitecturaespectacular.blogspot.com/2010/10/academia-de-las-ciencias.html>

Fue planteado a partir de una estructura de acero sobre la que descansa un techo ondulado de diez mil metros cuadrados, cubierto totalmente de pasto, plantas y flores propias del lugar, lo que da la impresión, de que el edificio creció de manera natural sobre el terreno.



Figura 9.8. Techo del edificio de la Academia de las Ciencias en San Francisco de California con vegetación y paneles solares.

<http://arquitecturaespectacular.blogspot.com/2010/10/academia-de-las-ciencias.html>

El jardín que descansa sobre la cubierta está estructurado en torno a una red de piedras colocadas sobre una malla metálica que permite que el agua se drene para recolectarla y reutilizarla para las áreas verdes y en algunas áreas ubicadas en el interior del museo.



Figura 9.9. Corte con perspectiva. Edificio de la Academia de las Ciencias, San Francisco de California

<http://arquitecturaespectacular.blogspot.com/2010/10/academia-de-las-ciencias.html>

La Academia de Ciencias de California es un edificio ecológico, y cuenta con soluciones como compuertas y cortinillas, ubicadas muchas de ellas sobre la cubierta, que se abren y cierran según las necesidades del interior por medio de un sofisticado sistema computarizado. Esta solución permite que el edificio siempre tenga una temperatura y humedad óptimas.



Figura 9.10. Cubierta de techo del edificio de la Academia de las Ciencias, San Francisco de California
fotografía comisión código hidrológico

El concepto de reciclaje fue una pieza clave en el diseño y en la selección de materiales, por ejemplo, como aislante térmico para los muros se utilizaron pantalones vaqueros reciclados.

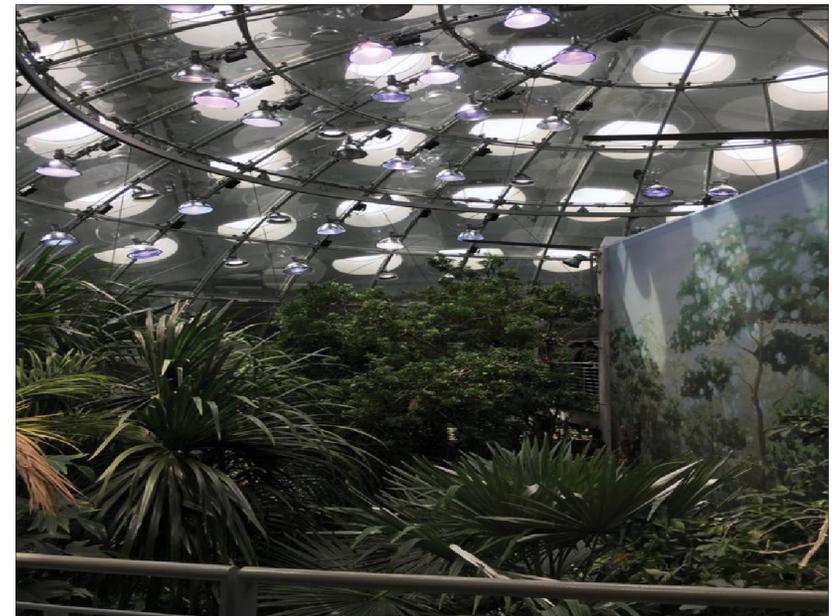


Figura 9.11. Jardín interior tropical. Edificio de la Academia de las Ciencias. San Francisco de California
fotografía comisión código hidrológico

Este compromiso con la sostenibilidad va desde las instalaciones, a las vías para bicicletas, las estaciones de vehículos recargables y los paneles de energía solar del techo.



Figura 9.12. Techo del edificio de la Academia de las Ciencias. San Francisco de California
fotografía comisión código hidrológico

Probablemente el elemento más llamativo de este nuevo edificio ecológicamente sustentable es su techo verde ondulado, plantado con vegetación nativa.



Figura 9.13. Cubierta de techo. Edificio de la Academia de Ciencias.
San Francisco de California
fotografía comisión código hidrológico

Este techo, más allá de ser un elemento decorativo, permite capturar las aguas de lluvia, da aislamiento térmico al edificio y provee una superficie de una hectárea como ecosistema para colibríes e insectos del área.

Está rodeado en su perímetro de 60.000 células fotovoltaicas para la generación de energía. El agua que se ocupa en el edificio es tomada desde el mar, filtrada con sistemas naturales y usada en el edificio, para finalmente ser reutilizada para la red sanitaria.



Figura 9.14. Entrada principal del edificio de la Academia de Ciencias.
San Francisco de California
fotografía comisión código hidrológico

Este edificio está ubicado en una zona sísmica por lo que fue diseñado a prueba de terremotos.

9.2 OBJETIVO

La infraestructura verde, entre otras cosas, pretende disminuir el volumen de escorrentía superficial que llega a los sistemas de alcantarillado pluvial; sin embargo, la infraestructura verde ayuda también a mitigar el efecto de la isla de calor que se presenta en las ciudades, permite recuperar hábitats de diversas especies y ecosistemas, con lo cual, no sólo se alcanza una mejor calidad de vida, sino que también contribuye con la adaptación al cambio climático.

9.3 DEFINICIÓN

En esta guía se entenderá por infraestructura verde, los sistemas de manejo de escorrentía superficial que utilicen vegetación y suelo para mantener o recuperar los procesos hidrológicos de intercepción, encharcamiento, infiltración, percolación, evaporación y transpiración, que se eliminan o disminuyen con el desarrollo urbano.

9.4 CONCEPTO

El concepto es amplio e incluye desde un bosque natural, una llanura aluvial o un humedal, hasta pequeños cursos de agua, setos y jardines de tormenta y manchas de hábitats regenerados. Pero también pueden contemplar elementos de ingeniería y de arquitectura creados por el ser humano tales como, cunetas o alcantarillas verdes, ecoductos, pasos para fauna, parques periurbanos, y dentro de la ciudad incluso tejados y muros verdes siempre que alberguen biodiversidad y permitan funcionar a los ecosistemas.

9.5 DEFINICIÓN DE TECHO VERDE

Una cubierta o techo verde, azotea verde o cubierta ajardinada, es un sistema de ingeniería y de arquitectura que permite el crecimiento de vegetación en la parte superior de los edificios, manteniendo protegida su estructura. Es un sistema, previamente diseñado arquitectónica y

estructuralmente, que permite el crecimiento controlado de vegetación en la parte superior de las edificaciones, ya sean estas partes, techos, azoteas o terrazas.

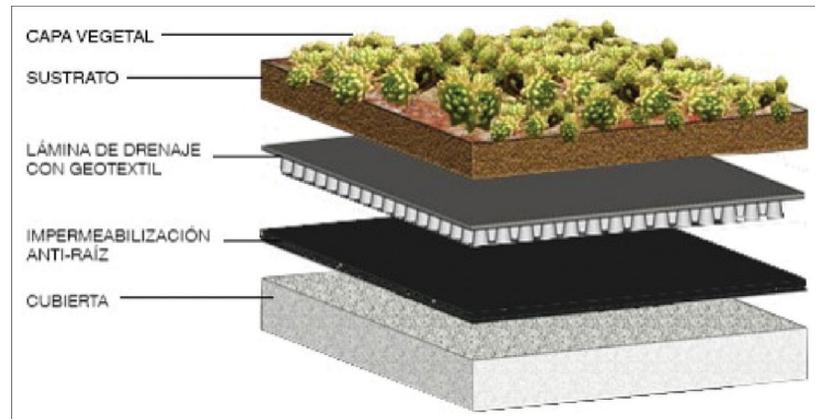


Figura 9.15. Esquema de techo verde

http://fido.palermo.edu/servicios_dyc/blog/images/trabajos/10776_41497.pdf

Es el techo de un edificio que está parcial o totalmente cubierto de vegetación, ya sea en suelo o en un medio de cultivo apropiado. No se refiere a techos de color verde, como las tejas de dicho color ni tampoco a techos con jardines en macetas, se refiere a tecnologías usadas en los techos para mejorar el hábitat o ahorrar consumo de energía, es decir tecnologías que cumplen una función ecológica. El término techo verde también se usa para indicar otras tecnologías verdes, tales como paneles solares fotovoltaicos o módulos fotovoltaicos.

Otros nombres para los techos verdes son techos vivos y techos ecológicos y son soluciones que tienen un gran impacto en el ambiente, ya que capturan el agua de lluvia, reduciendo así inundaciones y niveles de contaminación; mejoran el aislamiento térmico de los edificios y enfrían el aire, reduciendo el efecto de isla de calor en las ciudades, además, representan un hábitat para especies nativas y migratorias sin olvidar la mejora del paisaje en la ciudad, entre otros beneficios ecosistémicos.

Para una construcción más pequeña o para construcciones individuales,

el techo verde se puede sustituir por bio retenciones tales como jardines colgantes, jardines de polinización, jardines botánicos, balcones vivos, paredes verdes, huertas o biojardineras.

En la Figura 9.16 se muestran algunos ejemplos de las opciones anteriormente mencionadas.

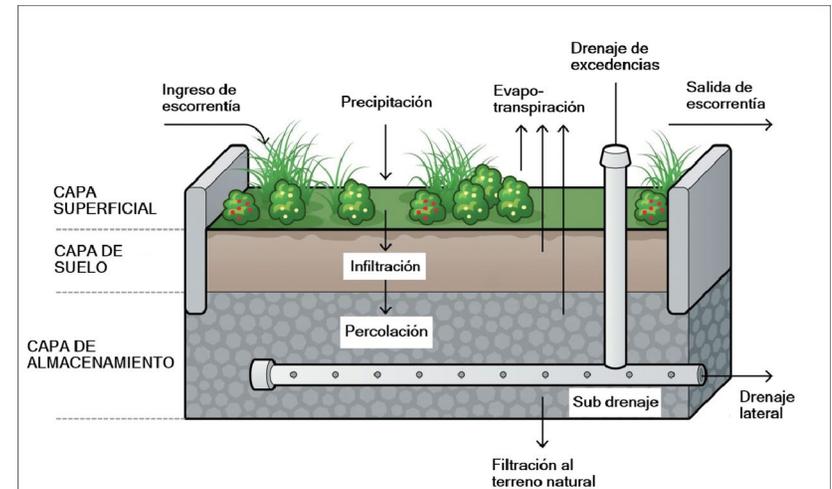


Figura 9.16. Sistema de bio retención para desarrollos individuales o construcciones pequeñas, EPA, 2022

Este tipo de soluciones se puede implantar por medio de jardineras o en jardines, tanto interiores como exteriores.

En espacios muy reducidos, también se pueden utilizar estañones como sistemas de amortiguamiento, tal como se muestra en la Figura 9.17.



Figura 9.17. Sistema de amortiguamiento individual por medio de estaciones, EPA, 2022

En estas construcciones más pequeñas o construcciones individuales, el volumen de agua a retener no debe ser menor al 50% del volumen total de la precipitación máxima diaria, estimada para el período de retorno utilizado para el diseño hidrológico del sistema pluvial.

Así mismo, se debe agregar una conducción para los excedentes de escorrentía que el sistema no pueda manejar, de forma tal que no ocasionen daños a la infraestructura construida en el área del proyecto y se puedan direccionar a zonas donde no ocasionen problemas de inundación.

9.6 BENEFICIOS ECOSISTÉMICOS

En la calidad del aire, los procesos de fotosíntesis que realizan las plantas permiten depurar los compuestos tóxicos, compuestos volátiles orgánicos, material particulado y contaminantes gaseosos como los óxidos de nitrógeno, dióxido sulfúrico, monóxido de carbono, y ozono, presentes en el aire de las ciudades.

En la polinización por la colocación de diversidad de especies vegetales nativas en los techos verdes, se favorece el refugio, la reproducción y la alimentación de especies de polinizadores como abejas, aves, murciélagos, mariposas y muchos otros insectos contribuyendo a la biodiversidad y la seguridad alimentaria.

En la regulación climática, mediante la fotosíntesis las plantas fijan el dióxido de carbono presente en la atmósfera en su estructura, reduciendo las emisiones de gases de efecto invernadero causantes del cambio climático.

En la moderación de eventos extremos, las plantas en los techos verdes contribuyen a los procesos de intercepción del ciclo hidrológico y a amortiguar la intensidad de lluvias torrenciales, inundaciones y sequías.

En el amortiguamiento del volumen de escorrentía superficial por la humedad que retienen las plantas debido al proceso de intercepción y por la humedad que retiene el suelo, debido al proceso de infiltración. Estos son procesos muy eficientes para disminuir el volumen de escorrentía superficial. Según Mays (2001), el coeficiente de escorrentía para una superficie cubierta de pasto y plantas pequeñas que cubran un 75% del área, varía desde 0,29, para superficies planas, hasta 0,44, para superficies con pendientes mayores al 7%, para tormentas hasta con 25 años de período de retorno. Esto quiere decir que el uso de la infraestructura verde puede llegar a disminuir desde un 70% hasta un 50% el volumen de escorrentía superficial. Así mismo, investigaciones realizadas en Canadá y Colombia muestran que las cubiertas verdes retienen hasta el 50 % del volumen, para tormentas con volúmenes de precipitación de hasta 30 mm. Otras investigaciones han mostrado

que las cubiertas verdes también retrasan los tiempos de viaje de la escorrentía superficial desde 30 minutos hasta 4 horas y media y disminuyen la velocidad del flujo entre un 42% y un 96%.

En la regulación de la temperatura, por la evaporación del agua interceptada por la vegetación y la humedad almacenada en el suelo. Los procesos de evaporación y transpiración utilizan energía proveniente de la radiación solar incidente. Cuando los procesos de urbanización eliminan la vegetación e impermeabilizan el suelo y, por lo tanto, desaparecen los volúmenes de intercepción y de infiltración, la energía solar que se utilizaba para evaporar el agua almacenada en la vegetación y en el suelo, se transforma en calor sensible. Este exceso de energía es el causante del efecto de isla de calor en las zonas urbanas. El uso de infraestructura verde permite recuperar los procesos de evaporación y transpiración y, por lo tanto, reducir el calor sensible que genera el efecto de isla de calor en las zonas urbanas.

En el disfrute estético, los techos verdes brindan relación directa al contacto con la naturaleza y los valores que esta brinda, mediante su percepción emotiva, visual y sensitiva.

En la inspiración para la cultura, el arte y el diseño, el contacto y la contemplación de espacios naturales como los techos verdes, favorecen la inspiración para la generación de obras de arte, diseño y la determinación de las connotaciones culturales como la música, la arquitectura, literatura, escultura entre muchas otras disciplinas.

Para el desarrollo cognitivo, los ecosistemas que evolucionan en los techos verdes permiten desarrollar procesos de investigación y de educación que estimulan, conciencian e informan a la población sobre la importancia de la biodiversidad y las problemáticas ambientales.

9.7 CARACTERÍSTICAS

Existen diferentes formas de conceptualizar los techos verdes, en cuanto a la tecnología aplicada, la conformación, los cultivos, la intensidad y el peso, pero, en cualquier caso, para lograr que en un techo verde

se dé una integración entre el inmueble intervenido, la vegetación escogida, el medio de crecimiento diseñado y los factores climáticos y ambientales, el sistema debe contar con 6 características básicas: estanqueidad, drenaje, capacidad de retención de agua, estabilidad mecánica, nutrición y filtración.

9.7.1 Estanqueidad

Se debe colocar una superficie impermeable por donde no se presenten filtraciones a lo interno del edificio o de la estructura.

9.7.2 Drenaje

Se debe colocar un sistema de disposición de canales, cañerías, piedras, entre otros para eliminar agua de un espacio excesivamente húmedo o dar corriente a las aguas muertas.

9.7.3 Capacidad de Retención del Agua

Se debe regular la cantidad de agua retenida por la vegetación y el suelo, después de drenar el agua por gravedad, con una capacidad mínima de retención.

9.7.4 Nutrición de las Plantas

El sistema debe ser capaz de suplir las necesidades de nutrientes a las plantas para garantizar su supervivencia en el tiempo y en caso de ser necesario, aplicar los nutrientes correspondientes en las dosis recomendadas de acuerdo con el tipo de planta.

9.7.5 Filtración

El sistema debe permitir el paso del agua a través del sistema, restringiendo el paso de partículas finas.

9.7.6 Especies de flora

El sistema debe diseñarse contemplando las especies de flora autóctonas o nativas de la zona geográfica donde se desarrolla el proyecto.

9.8 TIPOS

Los techos verdes pueden ser clasificados en intensivos, semi-intensivos y extensivos, según la profundidad del medio de cultivo y del grado de mantenimiento requerido.

9.8.1 Techos Verdes Intensivos:

Es un jardín en la azotea intenso, comparable con un jardín de nivel del terreno natural. Mediante el uso de un sistema de gestión del agua es posible plantar y hacer crecer la vegetación más exigente, incluso los árboles. Por la profundidad del sustrato, el tamaño de las plantas es considerable, posibilitando un jardín instantáneo. Incluye a toda la plantación y cultivo existente, desde el césped hasta árboles de máximas dimensiones, combinados con accesos de personas, vehículos, estanques, lagunas, aparatos de juego, campos deportivos e incluso piscinas.



Figura 9.18. Estructura para un techo verde intensivo
http://fido.palermo.edu/servicios_dyc/blog/images/trabajos/10776_41497.pdf

La única recomendación es que se utilice vegetación que se adapte a las condiciones climáticas del lugar del proyecto. El mantenimiento es el mismo que el de un jardín tradicional, requiere riego, fertilización y mantenimiento periódico. Los medios de crecimiento son bastante profundos, por lo general, más de 30 cm. (Biscia, 2005).

9.8.2 Techos Verdes Extensivos

Las cubiertas verdes extensivas están diseñadas para requerir un mínimo de atención, se caracterizan por poseer una vegetación tapizante de plantas resistentes que requieren un mínimo de atención, tal vez desmalezar una vez al año o una aplicación de abono de acción lenta para estimular el crecimiento. Partiendo de que las cubiertas pueden estar sometidas a fuertes vientos o excesiva radiación solar, también deben ser regenerables y capaces de soportar épocas de escaso riego por precipitaciones naturales o por riego artificial.

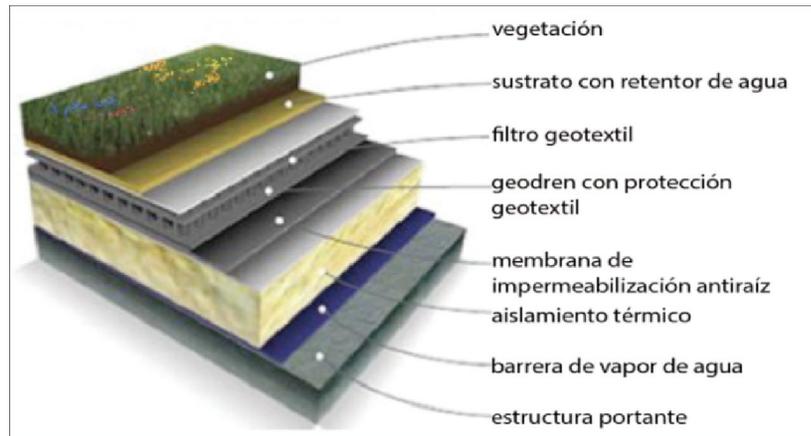


Figura 9.19. Estructura para un techo verde extensivo

(http://fido.palermo.edu/servicios_dyc/blog/images/trabajos/10776_41497.pdf)

Se caracterizan por necesitar un mantenimiento muy reducido, que puede limitarse a dos o tres visitas de inspección y control al año. Se pueden cultivar en una capa muy delgada de suelo, en una profundidad típica de 7.5 cm a 15 cm (Biscia, 2005). La mayoría usa una fórmula especial de compost o incluso de “lana de roca” directamente encima de una membrana impermeable. Esto puede proveer sustrato para musgos y especies como Sedum (género de plantas suculentas que comprende unas 400 especies aceptadas).

9.8.3 Techos Verdes mixtos

Los techos verdes mixtos combinan ambos diseños, intensivos y extensivos, dividiendo la carga de acuerdo con las características estructurales del inmueble. Se compone de algunas plantas de las familias del tipo extensivo, mezcladas con arbustos pequeños y plantas aromáticas. La cubierta semi extensiva permite formar la plantación según se requiera. Los medios de crecimiento son por lo general de 15 a 20 cm de profundidad. (Biscia, 2005).



Figura 9.20. Estructura para un techo verde semi intensivo

(http://fido.palermo.edu/servicios_dyc/blog/images/trabajos/10776_41497.pdf)

9.9 CLASIFICACIÓN DE TECHOS VERDES

Los techos verdes también se clasifican de acuerdo con los tipos que se muestran en la siguiente tabla.

Tipo de techo verde	Característica	Clasificación por robustez o peso del techo		
		Liviano	Moderado	Robusto
Autorregulado	Peso (kg/m ²) 1/	80	120	150
Capa vegetal resistente a condiciones ambientales extremas	Altura vegetal (cm) 2/	20	50	50
Ajardinado	Peso (kg/m ²) 1/	150	250	Sin límite
Plantas ornamentales	Altura vegetal (cm) 2/	50	200	Sin límite
Ecológico especializado	Peso (kg/m ²) 1/	200	300	450
Plantas endémicas	Altura vegetal (cm) 2/	50	150	200
Huerta	Peso (kg/m ²) 1/	150	250	350
Cultivos	Altura vegetal (cm) 2/	50	100	150

Tabla 9.1. Clasificación de techos verdes

Peso máximo del sustrato en estado saturado en kilogramos por metro cuadrado.

Altura máxima de la cobertura vegetal en centímetros.

9.10 CONSTRUCCIÓN TÍPICA

Los componentes de una cubierta verde son:

9.10.1 Membrana Impermeable

Esta membrana previene la pérdida de humedad y es por lo tanto uno de los elementos más importantes de un techo, sea verde o no. Después de aplicar la membrana impermeable se debe realizar una prueba de detección de pérdidas antes de continuar aplicando el resto de las partes. Esta membrana puede ser geotextil, asfalto o plástico, siempre y cuando garantice la impermeabilidad entre la cubierta y el medio de crecimiento.

9.10.2 Barrera Anti-Raíz

Esta barrera protege la membrana impermeable contra roturas causadas por raíces. Esta barrera puede estar conformada por nylon.

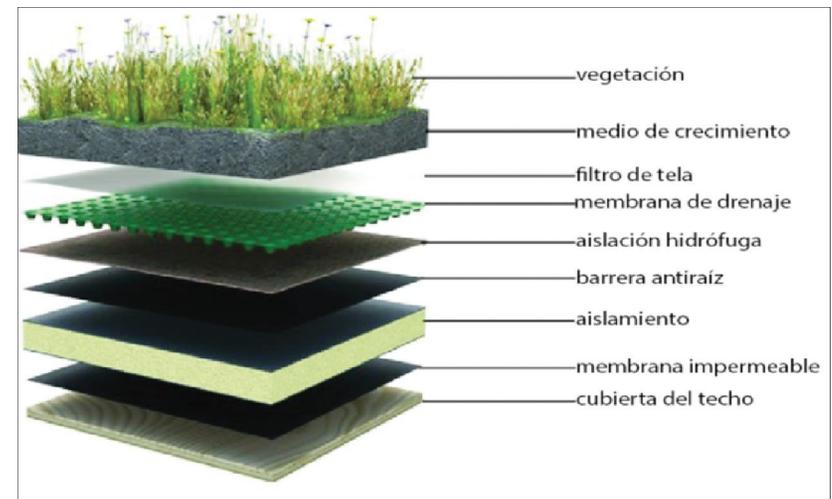


Figura 9.21. Esquema de techo verde con la ubicación de la barrera anti raíz

9.10.3 Capa de Retención y Drenaje

El sistema de drenaje es la clave para una buena propagación de especies en el jardín. El agua suele fluir naturalmente en techos inclinados (aquellos con una pendiente mayor a 5 grados), haciendo que la capa de drenaje sea innecesaria, excepto para ayudar en la retención de agua. Los techos planos, en cambio, necesitan esta capa para dirigir el agua fuera del techo y prevenir el estancamiento de esta.

9.10.4 Filtro de Tela

Una capa de geotextil debe ubicarse entre el drenaje y el medio de crecimiento para mantener el sustrato en su lugar.

9.10.5 Sustrato de Crecimiento

El sustrato es la tierra donde se origina la cubierta verde, ofreciendo los nutrientes y el espacio para que las plantas crezcan. Tiene una base mineral, con un mínimo de material orgánico.

9.10.6 Selección de Plantas

La selección apropiada de plantas requiere consideración de las características individuales de las plantas y de factores micro climáticos. (techos verdes intensivos). En anexo 2, se recomiendan algunas de las plantas a utilizar en los techos verdes en nuestro país.

BIBLIOGRAFÍA

Environmental Protection Agency (2017). SWMM Reference Manual Volume 2 Hydraulics

<http://www.conama2016.org/web/es/prensa/noticias/-que-es-una-infraestructura-verde-.html>

¿QUÉ ES UNA INFRESTRUCTURA VERDE?

(<http://www.hildebrandt.cl/caracteristicas-y-beneficios-de-los-muros-verdes/>)

CARACTERÍSTICAS Y BENEFICIOS DE LOS MUROS VERDES

<https://www.revistaconstruye.com.mx/noticias/2688-ventajas-y-desventajas-de-los-techos-verdes.html>

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS TECHOS VERDES

(http://www.conalep.edu.mx/academicos/Documents/eficiencia_energetica/MD6AzoteasVerdes_FinalFeb2013.pdf)

FACHADAS VEGETALES

http://www.ambientebogota.gov.co/c/document_library/get_file?uuid=f807042d-064e-4a7a-adf1-75e1e4b7aaaa&groupId=10157

GUÍA DE TECHOS VERDES EN BOGOTÁ

<https://www.ambientebogota.gov.co/techos-verdes-y-jardines-verticales>

TECHOS VERDES Y JARDINES VERTICALES / SECRETARÍA DISTRITAL DE AMBIENTE-BOGOTÁ

<http://dearkitectura.blogspot.com/2012/06/que-es-un-techo-verde.html>

¿QUÉ ES UN TECHO VERDE? - DE ARKITEKTURA

<https://www.mlb.com/es/news/el-techo-del-fenway-park-tiene-cosecha-de-vegetales>

EL FENWAY PARK TIENE COSECHA DE VEGETALES

<https://www.upsocl.com/verde/los-red-sox-encontraron-un-genial-uso-para-el-techo-de-su-estadio-cultivar-vegetales/>
LOS RED SOX ENCONTRARON UN GENIAL USO PARA EL TECHO DE SU ESTADIO. ¡CULTIVAR VEGETALES!

<https://verdeactivo.cl/techos-verdes-un-ejemplo-de-soluciones-basadas-en-la-naturaleza/>
TECHOS VERDES, UN EJEMPLO DE SOLUCIONES BASADAS EN LA NATURALEZA

<http://www.cubiertasajardinadas.com/las-cubiertas-vegetales-mas-antiguas/>

LOS TECHOS VERDES MAS ANTIGUOS

https://bdigital.uncu.edu.ar/objetos_digitales/5016/t45-01-15-rosatto.pdf
EFICIENCIA EN LA RETENCIÓN DEL AGUA DE LLUVIA DE CUBIERTAS VEGETADAS DE TIPO “EXTENSIVO” E “INTENSIVO”

<https://ecohabitar.org/nuevo-sistema-de-cubierta-verde-ligera-urbanscape/>
NUEVO SISTEMA DE CUBIERTA VERDE LIGERA
URBANSCAPE

<https://unciencia.unc.edu.ar/biologia/una-mayor-diversidad-de-plantas-en-techos-verdes-favorece-la-diversidad-de-insectos-beneficos/#:-:text=Tambi%C3%A9n%20identificaron%20que%20los%20techos, enemigos%20naturales%20de%20insectos%20herb%C3%ADvoros.>
BIODIVERSIDAD EN TECHOS VERDES

<https://ecotecnologiasparaelbienestar.wordpress.com/ecotecnologias/azoteas-verdes/>
LAS AZOTEAS VERDES, UNA ALTERNATIVA SUSTENTABLE ANTE LA ACELERADA URBANIZACIÓN

<http://es.slideshare.net/percyherreralopez/mesopotamia-19572409>
MESOPOTAMIA

<http://naturalezayjardin.blogspot.com/2013/03/los-techos-verdes.html>
LOS TECHOS VERDES

<http://arquitecturaespectacular.blogspot.com/2010/10/academia-de-las-ciencias.html>
ACADEMIA DE LAS CIENCIAS DE CALIFORNIA

<https://es.wikiarquitectura.com/edificio/academia-de-las-ciencias-de-california/>

ACADEMIA DE LAS CIENCIAS DE CALIFORNIA

<https://arquitecturaviva.com/obras/academia-de-las-ciencias-de-california>

ACADEMIA DE LAS CIENCIAS DE CALIFORNIA, SAN FRANCISCO

<https://www.google.com/>

search?q=infraestructura+verde&rlz=1C1CAFC_

enCR904CR904&sxsrf=ALeKk01rQEIKSG0KbMCAadqCZ8j_

QgT8A:1622499429250&tbm=isch&source

INFRAESTRUCTURA VERDE

9.12 ANEXO 2

Vegetación para techos verdes

Sedum Mexicanum



<https://www.todohusqvarna.com/blog/sedum/>

La **Sedum Mexicanum** es nativa de Costa Rica, Guatemala y México. Crece en matas, presenta baja colonización, pero crece bastante en verano y con temperaturas altas. En invierno mantiene la masa verde pero no crece. Soporta la sequía extrema y es de baja mortalidad. Su nombre común es **UÑA DE GATO**.

Aptenia Cordifolia



<https://paisajismodigital.com/blog/plantas-para-techos-verdes-mas-utilizadas/#:~:text=Si%20est%C3%A1s%20pensando%20en%20emprender,citrusus%20o%20Calistemon>

Pertenece a la familia de las aizoáceas, la **Aptenia Cordifolia** es una especie de planta ornamental que se distingue por su capacidad para tapizar el terreno mediante el crecimiento de una extensa alfombra de hojas perennes agrupadas gracias a la formación de ramificaciones o tallos desarrollados de una única base.

La Aptenia cordifolia es de fácil cultivo e ideal para cubrir muros y zonas del terreno que no contengan vegetación, gracias a su crecimiento extensivo a través de las superficies. La planta sólo necesita un lugar en donde la luz del Sol esté presente continuamente, y no es problema las altas temperaturas pues la misma es muy resistente a las sequías.

Se destaca su flor de color rosa o púrpura, que posee cuatro tépalos o verticilos acrescentes. Su floración trae consigo un fruto con semillas tuberculadas, y aunque son ellas la vía más común para su proliferación, también se pueden propagar por esquejes o por acodo.

Es una planta ornamental, suculenta y con una preciosa floración. Esta especie es muy sencilla de cultivar y es perfecta para cubrir una superficie. Se caracteriza por ser una planta de crecimiento rápido (horizontal) y por su sencillo cultivo. Su nombre común es **ROCÍO o ESCARCHA**.

Alternanthera Bettzickiana o Alternanthera



<https://paisajismodigital.com/blog/plantas-para-techos-verdes-mas-utilizadas/#:~:text=Si%20est%C3%A1s%20pensando%20en%20emprender,citrusus%20o%20Calistemon>

La **alternanthera**, nombre común, perteneciente a la familia de las **Amarantaceae**, es una planta herbácea de floración diminuta y coloración blanca, que a pesar de ser poco vistosa es ideal para plantar al aire libre, ya sea en un jardín, un balcón o en techos verdes. Esta especie es una de las más delicadas, siendo capaz de desarrollarse sólo en ambientes húmedos, con suelos profundos y fertilizados con materiales como la resaca de río, arena y tierra negra.

La especie se puede considerar como un tipo de césped floral, que se cultiva antes de su floración sobre abundante abono y debe mantenerse siempre a pleno sol con riegos continuos cada 2 días en verano y una vez a la semana en invierno. Por otra parte, se puede multiplicar por esquejes y semillas. La **alternanthera** es ideal para cualquier tipo de jardín gracias a su tamaño pequeño y por ser una planta ornamental y de variadas coloraciones carmesí.

Soleirolia Soleirolia



<https://paisajismodigital.com/blog/plantas-para-techos-verdes-mas-utilizadas/#:~:text=Si%20est%C3%A1s%20pensando%20en%20emprender,citrusus%20o%20Calistemon>

Decorativa y de crecimiento rastrero, la **Soleirolia Soleirolia**, es una especie de planta con tres variedades de pigmentación, unas poseen hojas verdes, otras amarillentas y otras con tonos del mismo color, pero más claros, siendo éstas las menos vistosas. Usualmente, se utilizan para decorar las bases de plantas más grandes con tallos gruesos como la palmera Soleirolia. Al ser cultivada, la especie llamada coloquialmente **LÁGRIMAS DE ÁNGEL** o **LAGRIMITAS**, comienza a expandirse a través de suelo desde su base con tallos alargados que poseen hojas muy pequeñas.

Esta especie precisa lugares con humedad y poca luz, pero que estén libres de bajas temperaturas. Además, la tierra en donde se plante deberá mantenerse siempre humedecida, si lo que se quiere es conseguir un tono verdoso intenso en sus hojas. Su proliferación se da, dividiendo la planta y añadiendo sustrato humedecido en pocas cantidades.

Filicopsida



<https://paisajismodigital.com/blog/plantas-para-techos-verdes-mas-utilizadas/#:~:text=Si%20est%C3%A1s%20pensando%20en%20emprender,citrusus%20o%20Calistemon>

Los **helechos**, se pueden distinguir por su hoja grande con forma pinada y con prefoliación circinada (megafilos o frondes). También llamada **COLA DE CABALLO**, resulta ser un tipo de vegetación vascular que se reproduce por medio de esporas, dejando a entre ver que no genera frutos; y en contra parte con las otras especies ya mencionadas, ésta no florece, sin embargo, no deja de ser una planta para los techos verdes.

Con alrededor de 10,000 especies esparcidas por el mundo, las **Filicopsidas**, desarrollaron la capacidad para adaptarse a cualquier medio ambiente, pero se desenvuelven mejor en entornos húmedos y umbrosos, aunque también se pueden conseguir en bosques tropicales y ambientes secos. Se cultivan, sustrayendo las esporas que crecen de la planta sólo cuando su pigmentación es color marrón oscuro, se sustraen cuidadosamente los soros y se siembran las esporas.

Hlorophytum Comosum



<https://www.singulargreen.com/10-especies-para-jardines-verticales/>

Se conoce popularmente como **CINTA**, **MALA MADRE**, **ARAÑA** o **LAZO DE AMOR**, es una especie fanerógama de la familia **Agavaceae**, procedente de Sudáfrica.

Es una especie herbácea perenne con facilidad de cultivo. Esta planta es característica de interior, aunque también la podemos encontrar en el exterior en climas cálidos, ya que pueden soportar hasta los -2° C. En algunas zonas es considerada como invasiva porque crece rápidamente. Si se cultiva en interior necesita luz media y si se sitúa al sol directo puede quemarse. La humedad que soporta este tipo de plantas es media. Esta especie aguanta la escasez de agua ya que la almacena en su grueso sistema radicular, por lo que resistirían un corte de agua en un jardín vertical varios días. Sin embargo, en verano se debe aumentar la periodicidad de riego.

Tulbalghia Violacea



<https://www.singulargreen.com/10-especies-para-jardines-verticales/>

Corresponde al género **Tulbalghia** donde existen infinidad de especies. La **Tulbalghia Violacea** o comúnmente llamada **AJO DE JARDÍN** es una especie de planta perteneciente a la familia de las Amarilidáceas. Esta especie procede del sur de África.

Es de tipo perenne, de crecimiento rápido y característica de climas cálidos. La **Tulbalghia Violaea** es una planta que produce flor. Esas flores tubulares y perfumadas aparecen en umbelas y tienen forma de estrella con 6 pétalos.

Esta planta se le considera de exterior ya que necesita una exposición solar plena para florecer o también se puede poner en lugares medio sombríos donde su floración puede ser menor.

Es una especie que también puede aguantar la escasez del agua, por lo que también soporta posibles averías en el sistema de riego de los jardines verticales. No tiene mucha demanda de abono, en jardines "horizontales" le basta con el abonado anual del jardín.

Armeria Maritima



<https://www.singulargreen.com/10-especies-para-jardines-verticales/>

Esta planta es conocida comúnmente como **CLAVELINA DE MAR**. Pertenecce a la familia de las **Plumbagináceas**. Proviene de las zonas costeras del hemisferio norte especialmente de Europa y América del sur.

Es de tipo perenne y perteneciente a climas cálidos ya que con las bajas temperaturas esta planta precisiaría un cuidado especial. Sus hojas son estrechas y de color verde, las flores son pequeñas y de diferentes colores como, blanco rosa, lila... Es conveniente eliminar las flores cuando se marchitan para favorecer la aparición de otras.

También es considerada de exterior ya que es una planta que necesita una gran exposición solar.

Duranta Repens = Duranta Erecta



<https://www.singulargreen.com/10-especies-para-jardines-verticales/>

En Colombia es conocida como **ADONIS**. Perteneciente a la familia Verbenaceae. Se localiza en América, desde el sur de Florida y México hasta el norte de Argentina. Comprende 73 especies descritas y de estas, solo 32 aceptadas.

La **Duranta Repens** es un arbusto de hoja perenne con tronco corto, pero con muchas ramas con hojas de forma elíptica y dentadas en parte. Las flores aparecen en racimos y pueden ser blancas, azules, lilas o violetas. Sus frutos le dan un toque de color naranja y son tóxicos en caso de ingestión.

Estas plantas normalmente se utilizan en exterior ya que necesitan ubicarse a pleno sol, aunque puede vivir en semisombra, pero florecerán menos. No les gusta el frío, aunque pueden soportar heladas esporádicas.

La **Durante Repens** se debe podar moderadamente para fortalecer la planta y/o para darle forma.

Nephrolepis Cordifolia



<https://www.singulargreen.com/10-especies-para-jardines-verticales/>

Recibe como nombre común **COLA DE QUETZAL** o **HELECHO SERRUCHO**, es una especie de pteridofita de la familia Nephrolepidaceae.

Es de tipo perenne y proviene de zonas ecuatoriales y tropicales húmedas donde el tipo de clima es cálido. Los tallos de este helecho avanzan buscando lugares mejores donde formar nuevas rosetas de hojas. Esta especie suele producir unos bulbos con sustancias de reserva, una característica curiosa entre los helechos.

El mantenimiento de este helecho debe de incluir podas de “vaciado” de las hojas más viejas, de forma que siempre siga emitiendo nuevas y se mantenga rejuvenecido.

Monstera Deliciosa



<https://www.singulargreen.com/10-especies-para-jardines-verticales/>

Conocida también por **CERIMÁN**, o **COSTILLA DE ADÁN**, es una especie de trepadora, endémica de selvas tropicales desde el sur de México al norte de Argentina. Perteneciente a la familia Araceae.

Es de tipo perenne y perteneciente de los climas más cálidos. Este tipo de plantas son muy usadas para la decoración en interiores, pero es cierto que se comportan mejor en exteriores con temperaturas entre los 20-30 C, con alta humedad, y sombra. Con temperaturas menores a 10 C sufre el frío y muere. Su periodo de floración es a partir del tercer año de ser plantada en condiciones ideales, y tarda un año más en madurar la fruta. Es raro que florezca en interiores.

Es importante controlar y vigilar las potentes raíces aéreas que emite, ya que pueden anclarse en alguna otra planta del jardín vertical y llegar a producirle daños.

Ajuga Reptans



<https://www.singulargreen.com/10-especies-para-jardines-verticales/>

Se conoce comúnmente por **CONSUELDA MEDIA**, **LECHUGUILLA**, es una especie fanerógama perteneciente a la familia **Lamiaceae**.

Es una planta herbácea y perenne originaria de Europa y norte de África extendiéndose hasta Irán. Se encuentra en praderas y en las lindes de bosques, en zonas frescas. No tolera los climas secos.

Es una planta de cultivo exterior por lo que crece tanto con la luz solar como en la media sombra además es perfecta para jardines verticales ya que necesita suelos constantemente húmedos.

Platycterium Bifurcatum



<https://www.singulargreen.com/10-especies-para-jardines-verticales/>

Más conocido por helecho **CUERNO DE ALCE** o **CACHO DE VENADO**. Es un tipo de planta epífita y crece en el Sureste de Australia. Se llaman plantas epifitas a aquellas que crecen sobre otro vegetal, usándolo solamente como soporte, pero que no lo parasita nutricionalmente. Estas plantas son llamadas en ocasiones «plantas aéreas» o «raíces trepadoras» ya que no enraizan en el suelo. Pertenecen a la familia **Polypodiaceae**.

Es una planta perenne de clima cálido que deben superar los 15°C. El **CUERNO DE ALCE** tolera la sequedad gracias al vello que recubre sus hojas.

Ficus Repens



<https://www.singulargreen.com/10-especies-para-jardines-verticales/>

Llamado también de manera común **HIGUERA TREPADORA**, es una especie botánica de la familia de las **Moraceae**. Proviene de Asia y Australia, pero se han extendido por todo el mundo.

Estas plantas son trepadoras perennes, que se adhieren a las superficies rugosas. Las hojas son simples e íntegras y de color verde oscuro formando un follaje denso.

Estas especies se usan mucho como plantas de interior a modo de decoración. No debe recibir una luz solar directa porque se dañan las hojas, pero sí que se puede poner en jardines verticales a semisombra. Este tipo de planta solo se puede cultivar en exterior en regiones en las que el frío sea escaso ya que no soporta heladas.

Es una planta que necesita humedad tanto del ambiente como del sustrato el cual debe estar húmedo.

Calistemon Citrinus o Callistemon



<https://paisajismodigital.com/blog/plantas-para-techos-verdes-mas-utilizadas/#:~:text=Si%20est%C3%A1%20pensando%20en%20emprender,citrinus%20o%20Callistemon>

También llamado **ESCOBILLÓN ROJO**, esta hermosa planta resulta ideal para cualquier tipo de jardín gracias a su facilidad para desarrollarse en climas áridos y secos. Además, es ideal para techos verdes en las costas y lugares de poca proliferación de vegetación. Su resistencia permite que el **Callistemon** sobreviva a heladas suaves, sequías intensas, a la salinidad e inclusive al suelo ácido, asegurando que si la plantas en tu jardín, de seguro estarán allí por mucho tiempo.

La planta de hermosa floración, color rojo y forma de escobilla limpia tubos, se puede describir como un arbusto no tóxico de hoja perenne con púas poco peligrosas, que no da frutos y no requiere de un riego continuo, en cambio puede desarrollarse fácilmente en terreno seco.

Principalmente el **Callistemon Citrinus** es plantado en jardines de estilo mediterráneo y tropical, y pueden crecer fácilmente en invernaderos, macetas o zonas de seto (vallas o cercados), alcanzando una altura entre los dos y cuatro metros en su edad adulta. Su floración comprende las estaciones de primavera y verano, y su proliferación se da mediante el esparcimiento de semillas.

Bergenia Cordifolia



<https://www.singulargreen.com/10-especies-para-jardines-verticales/>

Conocida como **HORTENSIA DE INVIERNO**, **BERGENIA**, **BEGOÑA DE INVIERNO** o **COL DE INVIERNO**. Proviene de la familia **Saxifragaceae**. Tiene su origen en Siberia y Mongolia.

Es una planta perenne de clima cálido. Sus hojas son grandes, redondeadas con el borde ondulado y nervios marcados y se vuelven de un tono púrpura en invierno. El color más común de sus flores es rosa o rojo. Crecen reunidas en racimos densos.

Estas plantas se pueden utilizar tanto en interior para decorar o en exterior ya que pueden estar a pleno sol si el sustrato está lo suficientemente húmedo. Soporta con facilidad bajas temperaturas, pero es sensible a la falta de riego.



EDITORIAL



Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica



Una producción del Departamento de Comunicación Corporativa CFIA