



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN**

**FUNDAMENTOS HIDROLÓGICOS PARA LA
SOLUCIÓN DE PROBLEMAS HIDRÁULICOS**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

HUGO RUBÉN BRISEÑO GARCÍA

ASESOR:

ING. TEODOLFO MARTÍNEZ TOLEDANO



FES Aragón

México 2014



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

*Haciendo estar atento tu oído a la
Sabiduría;
Si inclinares tu corazón a la
Prudencia,
Si clamares a la inteligencia,
Y a la prudencia dieres tu voz;
Si como a la plata la buscares,
Y la escudriñares como a tesoros,
Entonces entenderás el temor de
Jehová,
Y hallarás el conocimiento de
Dios.
Porque Jehová da la sabiduría,
Y de su boca viene el
Conocimiento y la
Inteligencia.*

Proverbios 2:2-6

Dedicatorias

A mi madre:

*Inmenso amor de cada mañana
la luz que no esconde su mirada
fuego que como de un sol emana
el cariño de mi madre amada.*

*Gratitud eterna por su palabra
por ese te amo de cada jornada
la confianza que como roca labra
los abrazos de mi madre amada.*

*Cada caricia y cada sonrisa
tal energía que impulsa la alegría
la cual libera, no esclaviza.*

*Madre mía, mi madre adorada
que no existe verso que exprese
todo por lo cual es amada.*

Dedicatorias

A mi padre:

Gracias por el apoyo que me has brindado, por los consejos, por las anécdotas y aunque a veces somos cortos de palabras, sabes que te amo con mi corazón.

A mi hermana:

Porque nada ha sido fácil desde que éramos niños, pero tú jamás te has dado por vencida y ese es mi ejemplo.

Porque llevamos la misma sangre y siempre has estado ahí cuando te he necesitado, gracias.

Porque eres mi hermana hermosa y te amo.

A mis sobrinas Akane, Lizohuly, Dalia:

Sepan que ustedes han sido mi inspiración y fuerza, su sonrisa hace que todo sea mejor aún en los días más nublados, las amo.

Pongan todo su empeño en sus estudios, no lo vean como una obligación, sino como una oportunidad de descubrir nuevos lugares, los cuales están llenos de cosas maravillosas y sorprendentes esperando por ustedes.

Agradecimientos

Quiero agradecer profundamente al Ingeniero Teodolfo Martínez Toledano por aceptar ser mi asesor para este trabajo, por el tiempo dedicado para la revisión del presente, proporcionarme material de investigación y sobre todo por compartirme parte de su conocimiento, lo cual para mi es invaluable, ya que sin su contribución no hubiera podido ser posible la realización de esta tesis.

A mi familia y a mis amigos que han estado apoyándome durante todo este tiempo y aunque no sean mencionados saben que son parte fundamental de mi ser, no tendría como pagarles por su cariño y amistad.

A la máxima casa de estudios, la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Estudios Superiores Aragón por brindarme una educación de calidad y ser como mi segunda casa. A todos los profesores que han intervenido en mi formación por compartirme sus conocimientos.

Índice

Capítulo 1 Introducción	9
1.1 Breve semblanza histórica del agua y obras hidráulicas en el Valle de México.....	10
1.2 Problemática hídrica actual en el Valle de México	14
Capítulo 2 Precipitación	18
2.1 Tipos de precipitación	18
2.1.1 Precipitación ciclónica	18
2.1.2 Precipitación convectiva.....	19
2.1.3 Precipitación orográfica	20
2.1.1 Precipitación provocada por ciclones tropicales.....	21
2.2 Medición de la precipitación	22
2.2.1 Pluviómetro	22
2.2.2 Pluviógrafo.....	24
2.3 Modelos de lluvia	25
2.3.1 Modelo de plano inclinado.....	26
2.3.2 Modelo convergente con flujo radial de entrada	33
2.3.3 Límites de los modelos de lluvia.....	35
2.4 Interpretación de los datos	36
2.4.1 Intensidad de la lluvia.....	37
2.4.2 Diagrama acumulativo de lluvia (curva masa)	38
2.4.3 Duración de la precipitación.....	38
2.5 Hietograma de la precipitación	39
2.6 Precipitación promedio en una cuenca.....	42
2.7 Métodos para determinar la precipitación promedio en una cuenca	42
2.7.1 Promedio Aritmético	42
2.7.2 Método de los polígonos de Thiessen o de ponderación	43
2.7.3 Método de las Isoyetas	44
2.7.4 Ejemplos de los métodos para determinar la precipitación promedio en una cuenca	44
2.8 Curva masa media	48

2.9 Dedución de datos faltantes.....	51
2.10 Curvas de altura de precipitación-área-duración.....	52
2.11 Curvas Intensidad-Duración-Tiempo de retorno ($i - d - T$)	57
2.11.1 Conceptos de probabilidad y estadística.....	57
2.11.1a Probabilidad.....	57
2.11.1b Periodo de retorno	58
2.11.1c Riesgo.....	59
2.11.2 Determinación de las curvas ($i - d - T$)	60
Capítulo 3 Determinación de coeficientes de escurrimiento y gastos de diseño	64
3.1 Factores que influyen en el escurrimiento superficial	65
3.2 Cantidad de agua que forma el escurrimiento.....	66
3.3 Coeficientes de escurrimiento	67
3.4 Modelos lluvia-escurrimiento	70
3.4.1 Método racional	70
3.4.2 Métodos de envolventes.....	72
3.4.3 Histogramas.....	73
3.4.4 Hidrogramas	76
3.4.4A Métodos para determinar el escurrimiento base y el escurrimiento directo.....	78
3.4.4a Método de la línea recta.....	78
3.4.4b Método de las dos líneas rectas	78
3.4.4c Método de la línea curva	79
3.4.4B Determinación del punto (E) de inicio de la curva de agotamiento	80
3.4.4d Método visual	80
3.4.4e Método empírico de Linsley	80
3.4.5 Hidrograma unitario	80
3.4.6 Curva "S"	83
3.4.7 Método de Chow	87
3.4.8 Hidrograma unitario triangular	91
3.4.9 Método de Burkli-Ziegler.....	93

3.4.10 Método gráfico alemán	94
3.5 Tránsito de avenidas en cauces.....	98
3.5.1 Método de Muskingum	98
3.6 Tránsito de avenidas en superficies urbanas (colectores)	102
3.6.1 Método de Izzard	103
Capítulo 4 Ecuaciones fundamentales de la hidráulica de canales y los conductos a presión ...	105
4.1 Principios básicos de la hidráulica	105
4.2 Ecuaciones de la hidrodinámica	106
4.2.1 Gasto y continuidad.....	107
4.2.2 Energía.....	108
4.2.3 Ecuación de Bernoulli o de energía total	111
4.2.4 Momento.....	112
4.3 Aspectos y ecuaciones generales de canales abiertos.....	113
4.3.1 Geometría de los canales abiertos	114
4.3.2 Ecuación de Manning	117
4.3.3 Ecuación de Chezy	118
4.3.4 Ecuación de Kozeny (circulares)	118
4.4 Aspectos y ecuaciones generales de los conductos a presión	119
4.4.1 Empleo de máquinas hidráulicas.....	120
4.4.2 Fórmulas más comunes para pérdidas por fricción	120
4.4.3 Determinación de pérdidas locales	123
4.5 Potencia de las máquinas hidráulicas	125
Capítulo 5 Ejemplos de aplicación	126
5.1 Promedio aritmético para determinar la precipitación en una cuenca	126
5.2 Método de los polígonos de Thiessen para determinar la precipitación promedio en una cuenca	127
5.3 Método de las isoyetas para determinar la precipitación promedio en una cuenca	128
5.4 Curva masa media	129
5.5 Curvas Intensidad-duración-periodo de retorno	131
5.6 Método racional	134
5.7 Método de envolventes	135

5.8 Histograma	136
5.9 Hidrograma unitario	137
5.10 Método de la curva "S"	140
5.11 Método de Chow	142
5.12 Hidrograma unitario triangular	144
5.13 Método de Burkli-Ziegler	146
5.14 Tránsito de avenidas en cauces con el método de Muskingum	147
5.15 Determinación del diámetro de una tubería vertical	153
5.16 Capacidad de captación en una casa habitación	155
5.17 Determinación de pérdidas por fricción en un canal	157
5.18 Diseño hidráulico de una red de alcantarillado pluvial con el método racional	159
Capítulo 6 Conclusiones y recomendaciones	164

Bibliografía

Capítulo 1

Introducción

Desde sus orígenes, las sociedades se han visto obligadas a proveerse de agua, tanto para el sustento de la vida misma, como para sus necesidades y progreso.

De la misma manera en que las poblaciones se han ido desarrollando, también lo han hecho las técnicas para surtirse del vital líquido. Una de las formas ancestrales es la recolección del agua pluvial, ya que esta puede ser tan fácil de captar que sólo se necesita un recipiente para contenerla y, en un ambiente libre de contaminantes, suele ser de buena calidad.

Generalmente, las grandes ciudades se han establecido cerca de las fuentes de agua como son ríos y lagos, debido a que éstas necesitan del frecuente suministro de agua potable y, esa situación, conlleva a la creación de estructuras para su captación, conducción, almacenamiento, tratamiento y distribución; además del desalojo de ellas y en su caso de estructuras de protección.

Por ejemplo, en el Valle de México, el agua pluvial es un recurso poco aprovechado, a pesar de que esta zona se encuentra en un área geográfica en la cual las precipitaciones han alcanzado niveles de hasta 2873 mm, en el año más lluvioso (1990), según datos de precipitación total anual recabados entre el periodo del año 1965 a 2009, registrados en la estación de monitoreo “El guarda”, la cual se encuentra ubicada geográficamente en las coordenadas 19°08´04” latitud norte y 99°10´23” longitud oeste, a una altitud de 2990 metros sobre el nivel del mar, correspondiente a la delegación Tlalpan, ubicada al sur de la ciudad de México. (Comisión Nacional del Agua).

1.1 Breve semblanza histórica del agua y obras hidráulicas en el Valle de México.

Hacia el año 1300 de nuestra era, el Valle de México estaba compuesto por un sistema lacustre, conformado por cinco grandes lagos, cada uno en su respectiva subcuenca: Xaltocan, Zumpango, Texcoco, Chalco y Xochimilco, los tres primeros compuestos de agua salada y los dos últimos de agua dulce. En estiaje se mantenían separados y en tiempo de creciente se conformaban en uno solo, como vasos comunicantes de dos mil kilómetros cuadrados de superficie. Las corrientes de todos confluían al Lago de Texcoco por tener el más bajo nivel topográfico.

Para proteger a la gran Tenochtitlán (figura 1.1.1) de las inundaciones, en 1503, se construyó un dique de 16 kilómetros de largo llamado “El Albarradón” (del que no se disponen planos); el cual iniciaba desde el cerro de Atzacualco, en la sierra de Guadalupe, hasta el cerro de la estrella en Iztapalapa, dividiendo la laguna en dos partes: al oriente, quedaban las aguas salobres de Texcoco, y al poniente, el vaso se llenó con aguas dulces provenientes de los lagos de Xochimilco y Chalco. Sin embargo, esta estructura no fue suficiente y la ciudad seguía padeciendo inundaciones.



Figura. 1.1.1: Ciudad de Tenochtitlán

Fuente: Arqueología Mexicana. Lagos del Valle de México Vol. XII- Num.68. Septiembre 2004

Durante la colonización española de América, en el Valle de México se realizaron obras hidráulicas para evitar las inundaciones; en 1629 fue construido el tajo de Nochistongo con el objetivo de drenar agua. Los habitantes de la pequeña ciudad (ahora Ciudad de México) se abastecieron de agua durante la época de la colonia y parte de la independiente, con la proveniente del manantial de la hacienda La Pila, a través del acueducto construido por los franciscanos. Llegada el agua a la ciudad, ésta se distribuía por conducciones conectadas a las tomas de agua de los conventos que surtían a las calles principales para alimentar las fuentes públicas y privadas.

Posteriormente, después de la independencia de México, el 2 de marzo de 1824, el Congreso Nacional declaró al Estado de México como una de las entidades de la Federación. El Estado de México era entonces la más importante de las 19 entidades de la República; abarcaba una superficie de aproximadamente 100 mil kilómetros cuadrados, comprendiendo además del territorio actual, los estados de Hidalgo, Morelos, el Distrito Federal y parte del estado de Guerrero. Durante los primeros años del siglo XIX, las fuentes de abastecimiento fueron suficientes para cubrir la demanda de la población.

En el año de 1830, atravesaba la ciudad de México de oeste a este, el río Xihualtenco, llamado después el Verdiguél. Este río, faldeaba los cerros de Huitzila, Santa Cruz y la Magdalena, uniéndose aguas abajo al río Lerma. El río Xihualtenco fertilizaba los campos que recorría y contribuía poderosamente a la limpieza de la ciudad.

Desde la primera década del siglo XX y en virtud de que la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM) crecía rápidamente, fue necesario buscar nuevas fuentes de suministro fuera del Valle de México. Se eligió la zona del Alto Lerma por el índice de potabilidad de los manantiales y por el desnivel topográfico de aproximadamente 300 metros entre Almoloya del Río y la Ciudad de México, lo cual favorecía la conducción por gravedad hacia esta última.

La explotación de los recursos hídricos del valle se dio en las décadas de los 40 y 50 del siglo XX, con una serie de obras para captar las aguas de los manantiales que alimentaban las lagunas de Almoloya del Río y por tanto al río Lerma. Una de estas obras fue la excavación de varias galerías, conectadas a un dren, captando los manantiales localizados en Almoloya del Río, Texcaltengo, Alta Empresa y Ameyalco. Otra de las obras construidas fue el sistema Lerma, el cual consistió en la construcción de pozos localizados en todo el valle.

En 1970, se elaboró un Plan General de Acción Inmediata para el abastecimiento de agua potable que comprendía dos etapas: la primera, consistía en el aprovechamiento transitorio de los acuíferos del subsuelo del Valle de México; asimismo, se consideraba la captación de aguas superficiales de la misma cuenca. La segunda etapa del plan, consideraba el aprovechamiento de caudales abundantes de cuencas externas, que, por sus características hidrológicas, permitirían la transferencia de excedentes hacia la Cuenca del Valle de México.

La primera parte del plan inició su operación en el año de 1974, con el sistema de pozos del sur, debido a la creciente demanda de agua potable en la Zona Metropolitana del Valle de México, el cual, estaba integrado por siete baterías de pozos, que en conjunto, suman un total de 218 pozos ubicados en el Distrito Federal, Estado de México e Hidalgo.

Para los años 80, la tendencia de agotamiento del recurso hídrico de la cuenca del Lerma, los conflictos regionales y los hundimientos progresivos del subsuelo debido a la explotación de los mantos acuíferos de la Ciudad de México, obligaron a traer agua de la cuenca del Cutzamala.

El sistema Cutzamala aprovecha las aguas de la cuenca alta del río Cutzamala, provenientes de las presas Tuxpan y El Bosque, en el estado de Michoacán; Colorines, Ixtapan del Oro, Valle de Bravo y Villa Victoria en el Estado de México.

La construcción de este sistema se llevó a cabo en tres etapas, la primera, inició su operación en 1982 con un gasto de 4 metros cúbicos por segundo, la segunda se puso en marcha en 1985 incrementando el gasto a 10 metros cúbicos por segundo y la tercera, en 1993, aumentando 9 metros cúbicos por segundo, alcanzando la capacidad de 19 metros cúbicos por segundo.

Para distribuir los caudales del sistema Cutzamala, se concibió un sistema a la salida del túnel Analco-San José, a través de una estructura de bifurcación de donde inician dos conducciones, una que abastece al Estado de México y que se denomina Ramal Norte-Macrocircuito y la segunda para el Distrito Federal, conocida como Ramal Sur-Acuaférico de distribución.

Dentro de las obras de saneamiento y drenaje más importantes se construyeron, en 1961, el interceptor del poniente; en 1966, se inició la construcción del drenaje profundo. En 1985, el Gran Canal de Desagüe y el túnel de Tequixquiac. En 1995, el Nuevo Túnel de Tequixquiac y, en el año 2008 se iniciaron las obras del Túnel Emisor Oriente.

1.2 Problemática hídrica actual en el Valle de México

La Zona Metropolitana del Valle de México (figura 1.2.1), es el principal centro político y económico del país, concentra el 20 por ciento de la población y produce el 32 por ciento del PIB (Producto Interno Bruto) nacional. Actualmente alcanza una superficie de 1894 kilómetros cuadrados, la cual representa casi el 22 por ciento del área de la cuenca del Valle de México y el 95 por ciento de la superficie que ocupaban los lagos de la cuenca en el siglo XVI (INEGI, 2013).

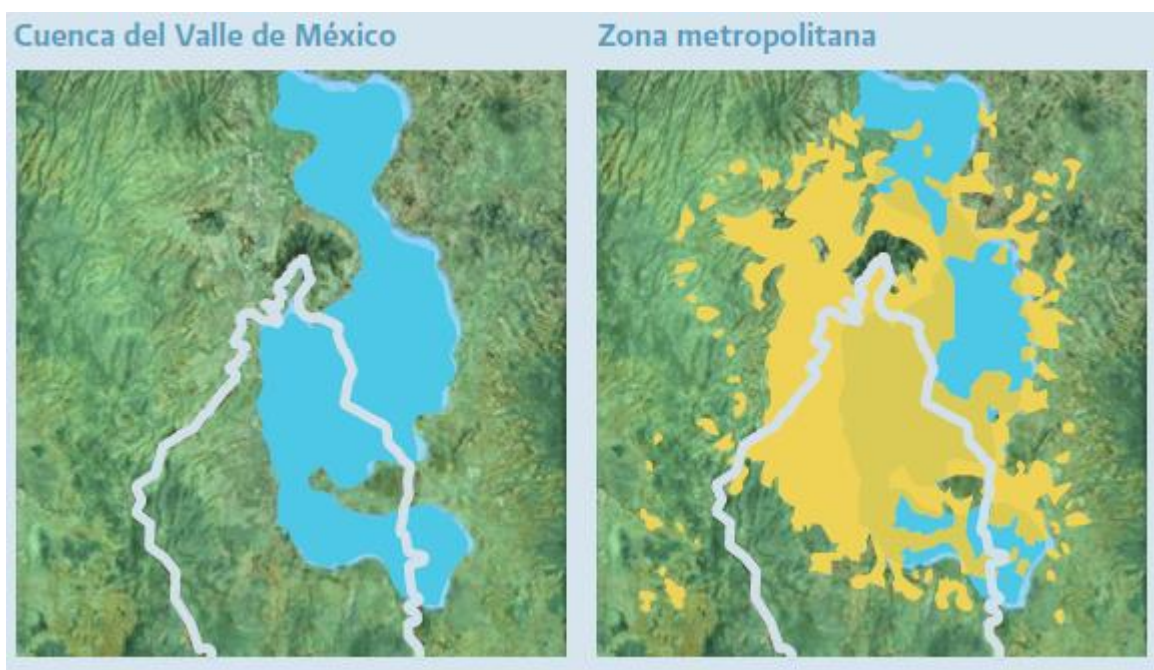


Figura 1.2.1: Crecimiento de la mancha urbana sobre los lagos del valle de México

Fuente: Acciones de infraestructura de drenaje y abastecimiento de agua potable en el Valle de México, CONAGUA 2012.

En materia de agua y drenaje, la ciudad se abastece de pozos de sus propios acuíferos y, desde hace más de treinta años importa agua de otras cuencas, que son; la cuenca del Lerma y la del Cutzamala, provenientes de los estados de Michoacán y el Estado

de México, respectivamente. Por otra parte, descarga sus aguas residuales a la cuenca del río Tula en el estado de Hidalgo.

Sin embargo, el desmedido crecimiento de la metrópoli en los últimos 30 años, aunado a la falta de planeación urbana acorde a los servicios existentes, trajo consigo que las obras de abastecimiento de agua potable y drenaje quedaran rebasadas.

El recurso hídrico del valle no sólo se usa de una manera ineficiente, sino que lo averiado de la red de distribución hace que se pierda entre un 30 y 40 por ciento del líquido que se extrae de ríos como el Cutzamala (Lomnitz, 2013). En la Ciudad de México cada persona consume, en promedio, 307 litros de agua al día (Sistema de Aguas de la Ciudad de México, 2013).

El agua importada de otras cuencas, destinada para eliminar la sobreexplotación de los mantos acuíferos y evitar los hundimientos regionales, ha sido utilizada para el abastecimiento de nuevos desarrollos, los mismos que han alterado las condiciones de recarga y generado mayores escurrimientos que han vuelto insuficiente la capacidad de drenaje, además que continúan los hundimientos regionales en el área del Valle de México a razón de seis a veintiocho centímetros al año (UAM, 2012).

Catorce acuíferos abastecen a la cuenca del Valle de México, de los cuales cuatro son sobreexplotados en alrededor de 10 metros cúbicos sobre segundo, además la urbanización que se hace sobre el suelo de conservación, significa que, por cada hectárea urbanizada, se pierdan 2.4 millones de litros anuales de infiltración de lluvia al acuífero (CONAGUA-UAM, 2012).

Es un hecho que, con el paso de los años, la intensidad de las lluvias y su distribución con el espacio y tiempo han cambiado severamente; las lluvias ahora son más concentradas, de mayor duración y de mayor intensidad.

Uno de los mayores problemas del sistema de drenaje de la Ciudad de México y su área Metropolitana, es que éste no cuenta con un drenaje para aguas residuales municipales e industriales y otro para aguas pluviales por separado. En consecuencia, se genera que el agua de lluvia se contamine al mezclarse en el mismo drenaje que las aguas residuales, además de que ésta agua de lluvia no pueda ser utilizada para otros fines y, por otro lado, al no haber muchas zonas donde se permita la infiltración del agua en el suelo, se genera el problema de los hundimientos, situación que ocasiona que el sistema de drenaje colapse al perder éste su pendiente original.

Por las razones indicadas, entre otras, la capacidad del drenaje es insuficiente y presenta serios problemas. En 1975 cuando la población en el Valle de México era de 10 millones de habitantes, la capacidad de desalojo era de 280 metros cúbicos sobre segundo; para el año 2007, ésta se vio reducida a 165 metros cúbicos sobre segundo, con casi el doble de la población, debido a fallas en las tuberías por diversas razones y el cambio de la pendiente generado por los hundimientos regionales; entonces, fue necesaria la reparación del Sistema de Drenaje Profundo y, además, se construyó un nuevo túnel emisor para disponer de una capacidad de 315 metros cúbicos sobre segundo y permitir el mantenimiento alternado con el túnel emisor central (Sistema de Aguas de la Ciudad de México).

Por otro lado, los grandes drenes de la ciudad, otrora ríos, que cruzaban en el sentido poniente-orienté, tales como el Río de los Remedios, Tlalnepantla, Consulado, Río de la Piedad y sus afluentes, Becerra, Tacubaya, Río Churubusco y sus afluentes, San Ángel, Mixcoac, Magdalena y Río San Buenaventura, prácticamente han desaparecido como corrientes superficiales, y en su lugar, se han construido conductos cerrados que también han sido afectados por los hundimientos regionales y locales del subsuelo, reduciendo su capacidad de conducción y evacuación hidráulica de las redes primarias que vierten a ellos por gravedad o bombeo.

Tomando como ejemplo la cuenca del Valle de México, nos podemos dar cuenta de la importancia que tiene la hidrología y su relación con la solución de los problemas hidráulicos, llámese de abastecimiento de agua potable, o bien, de protección contra inundaciones.

Capítulo 2

Precipitación

Para poder conocer la medida en que se puede utilizar el recurso hídrico proveniente de la lluvia, es necesario realizar el cálculo de la cantidad de agua que se precipita en una determinada zona, así también, su comportamiento en un determinado tiempo y espacio.

Cierto contenido de humedad está siempre presente en la atmósfera. Ella es almacenada esperando fuerzas que puedan causar la precipitación (Wanielista, 1997).

***Precipitación* se puede entender como el resultado de la condensación del vapor de agua atmosférico, incluye lluvia, nieve y granizo en variadas formas, y es medida por su cantidad total, intensidad y duración (De Wiest, 1965).**

2.1 Tipos de precipitación

Entre los tipos más característicos de la precipitación se pueden distinguir cuatro, explicados a continuación:

2.1.1 *Precipitación ciclónica.*

La precipitación ciclónica (figura 2.1.1) es causada por el aumento o elevamiento del aire, mientras converge en áreas de baja presión como resultado del movimiento planetario y los efectos de gravedad que genera el sol.

El movimiento del aire es hacia áreas de baja presión, y el límite entre masas de aire de diferente presión es llamado “frente”, el cual, es causado por la intersección entre el suelo con una interconexión inclinada entre masas de aire frío y caliente, en la que, el aire caliente se eleva sobre el frío.

La precipitación de frente caliente resulta cuando la masa de aire caliente avanza sobre la de aire frío. La precipitación es de ligera a moderada y de larga duración que cubre una gran área en el movimiento del frente.

La precipitación de frente frío, por otro lado, ocurre cuando el aire frío se desplaza debajo del aire caliente; es intensa y de corta duración, además cubre un área menor.

Los frentes fríos se mueven más rápido que los frentes calientes, entonces, el aire caliente es elevado a una velocidad más rápida causando una elevada intensidad de precipitación. La precipitación ciclónica es la más común y toma lugar en todo el mundo.

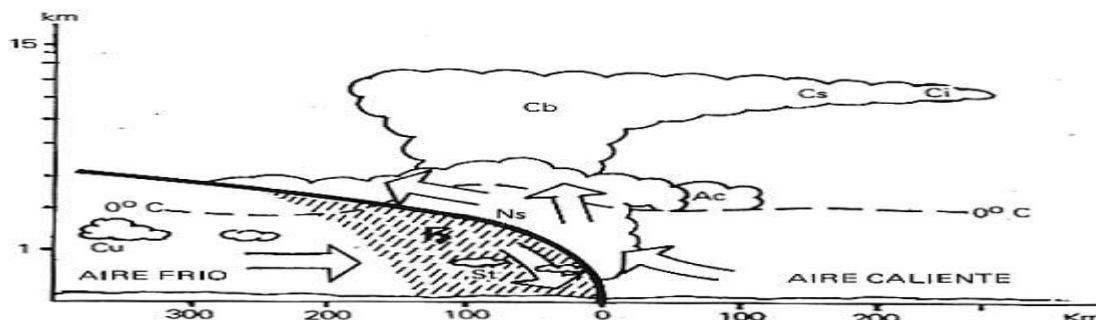


Figura 2.1.1: Precipitación ciclónica

Fuente: www.meteorologiafacil.ar

2.1.2 *Precipitación convectiva.*

Resulta de la humedad del aire que se eleva desde la superficie de la tierra, calentada por radiación y reflexión. La superficie caliente proporciona calor a la masa de aire que está directamente encima, este aire se eleva, se expande y, en este proceso pierde calor. Después de enfriarse, se condensa y precipita en forma de lluvia.

Este tipo de precipitación puede frecuentemente ser de gran volumen en una sola tormenta (figura 2.1.2).

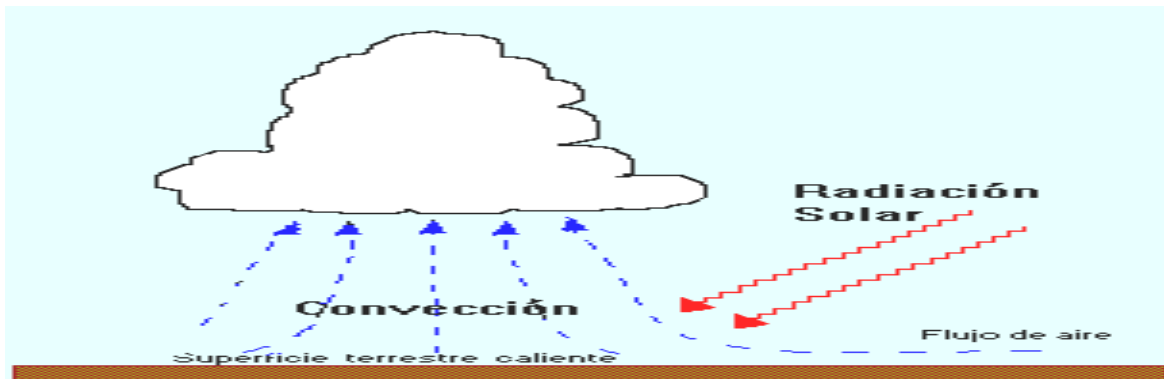


Figura 2.1.2: Precipitación convectiva

Fuente: www.contenidos.educarex.es

2.1.3 Precipitación orográfica.

La orografía es el estudio de la elevación del relieve entre los lugares altos (montañas) a otros rasgos de tierra o agua.

Ésta precipitación (figura 2.1.3), proviene del elevamiento mecánico del aire, causado por el elevamiento de aire caliente hacia barreras montañosas de cierta altura y, que se encuentra con aire frío. Realmente, el elevamiento mecánico, tiene el mismo efecto del elevamiento debido a los gradientes térmicos en la precipitación convectiva; el efecto orográfico, influye también en la intensidad y distribución de la precipitación ciclónica.



Figura 2.1.3: Precipitación orográfica

Fuente: www.ambientum.com

2.1.4 Precipitación provocada por ciclones tropicales.

Un ciclón tropical (fig. 2.1.4), tiene su fuente en las regiones tropicales, donde la temperatura de la superficie del agua es generalmente mayor que 29°C. Este ciclón es intenso, está formado por un centro u ojo y un movimiento del viento en contra de las manecillas del reloj. En América llamado “huracán”, mientras que en Asia es conocido como “tifón” y en el océano Indico es llamado “ciclón”. Un ciclón tropical debe permanecer en aguas cálidas para sostener altos vientos y lluvia. En la mayoría de las regiones, los ciclones tropicales suelen causar el mayor volumen de lluvia.

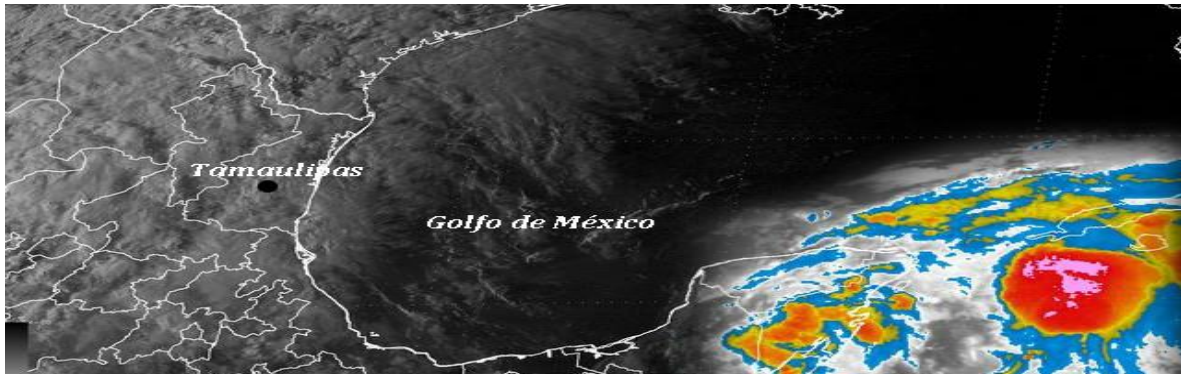


Figura 2.1.4: Ciclón tropical

Fuente: Servicio Meteorológico Nacional. www.smn.com.mx

En general hay cuatro condiciones que deben estar presentes para la producción de precipitación: (1) condensación en el núcleo, (2) enfriamiento de la atmósfera, (3) crecimiento de las gotas de lluvia, y (4) mecanismos los cuales causen una suficiente densidad de las gotas. Estas condiciones pueden ocurrir en un tiempo relativamente corto y pueden ser observadas simultáneamente.

2.2 Medición de la precipitación

La precipitación es medida como la profundidad vertical del agua (en el caso de nieve o granizo como su equivalente en agua) que se acumularía si toda la precipitación permaneciera donde había caído. Las unidades para reportar la profundidad son milímetros y décimas de milímetro en el Sistema Internacional (SI). La precipitación puede ser medida por medio de equipos llamados pluviómetros y pluviógrafos.

2.2.1 *Pluviómetro.*

Existen diversos tipos de pluviómetro (el más común se muestra en la figura 2.2.1), pero todos ellos constan de un embudo y de un recipiente que por lo general, se recomienda, pueda ser graduado y almacene el agua captada. Se lleva un registro diario, que se hace tomando lectura de las alturas de lluvia en milímetros.

Para facilitar esta medición y con ello tener una mejor apreciación de las lecturas, es conveniente que el área del embudo sea diez veces mayor que el área del receptáculo, para que la altura de agua captada esté ampliada también 10 veces y así, usando una escala en centímetros, se podrá leer hasta el décimo de milímetro (Murguia, 1965).

La Organización Meteorológica Mundial, presenta un pluviómetro estándar de 203 mm de diámetro (8 pulgadas aproximadamente) para realizar mediciones de precipitación. El colector esta hecho de cobre y consta de las siguientes partes:

- 1. Embudo recolector y tubo**
- 2. Recipiente colector**
- 3. Recipiente de vertido**

4. Cilindro de plástico graduado en fracciones de medio milímetro con una capacidad total de 50 milímetros.

La boca del embudo colector es un anillo biselado de filo cortante con diámetro interior de 203 mm. El embudo está conectado a un tubo, a través del cual pasa la lluvia al recipiente colector.

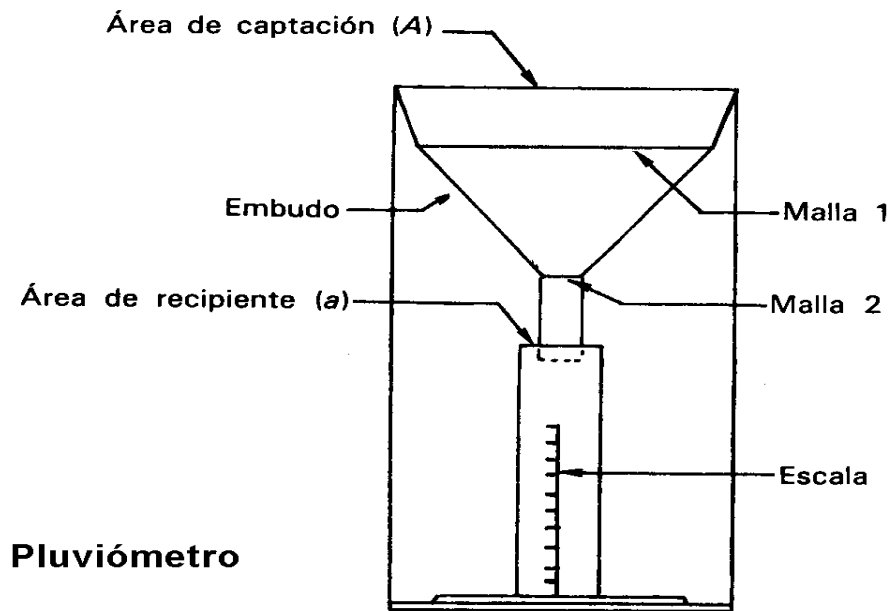


Figura 2.2.1: Pluviómetro de 203 mm de diámetro

Un litro de lluvia precipitado sobre un área de un metro cuadrado, representa un milímetro de profundidad y las lecturas son normalmente realizadas en intervalos de veinticuatro horas, ocasionalmente en doce.

2.2.2 Pluviógrafo.

El pluviógrafo (figura 2.2.2), funciona mediante grabación mecánica, registrando gráficamente la cantidad de lluvia en un intervalo de tiempo en una tira de papel cuadriculado o, en su caso, en un sistema electrónico digital. Con esto, es posible alcanzar resoluciones en la medición de la lluvia con intervalos de tiempo de cinco minutos.

El pluviógrafo de sifón, consta de un depósito cilíndrico, que recibe a través de un tubo de goma el agua de lluvia recogida por un embudo exterior de 200 cm² de sección. Dentro del depósito se encuentra un flotador prolongado por un tallo vertical, que soporta directamente el brazo que lleva la plumilla inscriptora. A medida que el depósito se llena, el flotador va subiendo y la plumilla con él. Casi desde el fondo del depósito sale un tubo curvado en forma de sifón, en que la rama ascendente llega justo al nivel más alto, que corresponde a una cantidad de lluvia de 10 milímetros. Cuando el agua del depósito llega a este nivel, se vacía completamente; es decir, que cuando el flotador ha llegado hasta el extremo superior de su carrera baja automáticamente hasta el fondo. Si entonces, sigue lloviendo, vuelve a graficar de nuevo.

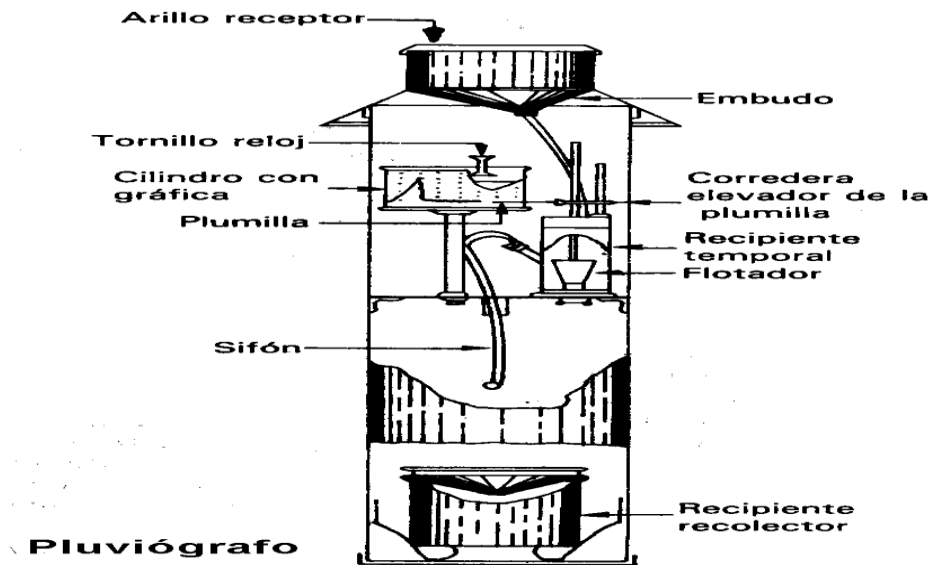


Figura 2.2.2 Pluviógrafo

Evidentemente, en estos instrumentos se pueden llegar a presentar errores en los registros, debidos a la falta de información cuando se le da mantenimiento a los equipos y a otros factores que pueden alterar su funcionamiento. Para obtener lecturas confiables, tanto de los pluviómetros como de los pluviógrafos, es necesario que estos no estén instalados cerca de paredes u objetos que formen corrientes de aire y modifiquen la cantidad de lluvia captada. Por esto, se recomienda, que estén por lo menos 15 metros alejados de cualquier obstáculo y colocarlos a una distancia mínima de setenta y cinco centímetros del suelo, y así, evitar que por rebote o por corrientes de aire la lluvia que pasó fuera del cono se registre como nueva.

Así también, la distribución espacial o en un área de los pluviógrafos está relacionada por factores meteorológicos y topográficos. El número de estaciones meteorológicas por unidad de área (densidad de estaciones), es generalmente, menor para áreas planas que para regiones montañosas y, el uso de datos de medición, es solo relevante para ese sitio.

2.3 Modelos de lluvia

Los modelos de lluvia son métodos con los cuales se aíslan los factores significativos en el proceso de precipitación y se extrapolan hasta sus extremos probables, de tal manera, que se tenga una idea razonable de la máxima precipitación que pueda caer en una zona, dadas ciertas condiciones atmosféricas.

Estos modelos son más aplicables a gran escala que en tormentas pequeñas, ya que, los errores que inevitablemente se cometen en la estimación del flujo de humedad en tormentas pequeñas pueden llegar a ser considerables (Aparicio, 1987).

De estos modelos de lluvia, se hace mención de los dos más simples que son el de *plano inclinado* y el *convergente*.

En el primero, se muestra el proceso que se da en la producción de precipitación en tormentas orográficas, mientras que en el segundo, se verifica el proceso en el caso de tormentas convectivas o ciclónicas.

2.3.1 Modelo de plano inclinado.

Este modelo (figura 2.3.1) considera una masa de aire que tiene una lámina precipitable W_{12} , que entra a una cuenca rectangular de ancho “ X ” y de largo “ Y ” con velocidad v_{12} . La masa de aire, después de elevarse uniformemente a lo largo de la cuenca hasta una altura Δh , sale de la misma con una velocidad v_{34} y una lámina precipitable W_{34} .

La masa (m) que pasa por cualquier sección de altura Δz en un intervalo de tiempo Δt es:

$$\frac{m}{\Delta t} = \rho \Delta z X v = \frac{\gamma}{g} \Delta z X v \quad \text{ec. 2.3.1}$$

Donde:

ρ = **Densidad del aire**

γ = **Peso específico del aire**

g = **Aceleración de la gravedad**

X = **Ancho de la cuenca**

v = **Velocidad de la masa de aire**

Si se acepta que la distribución de presiones es aproximadamente hidrostática, entonces:

$$\gamma \Delta z = \Delta p \quad \text{ec. 2.3.2}$$

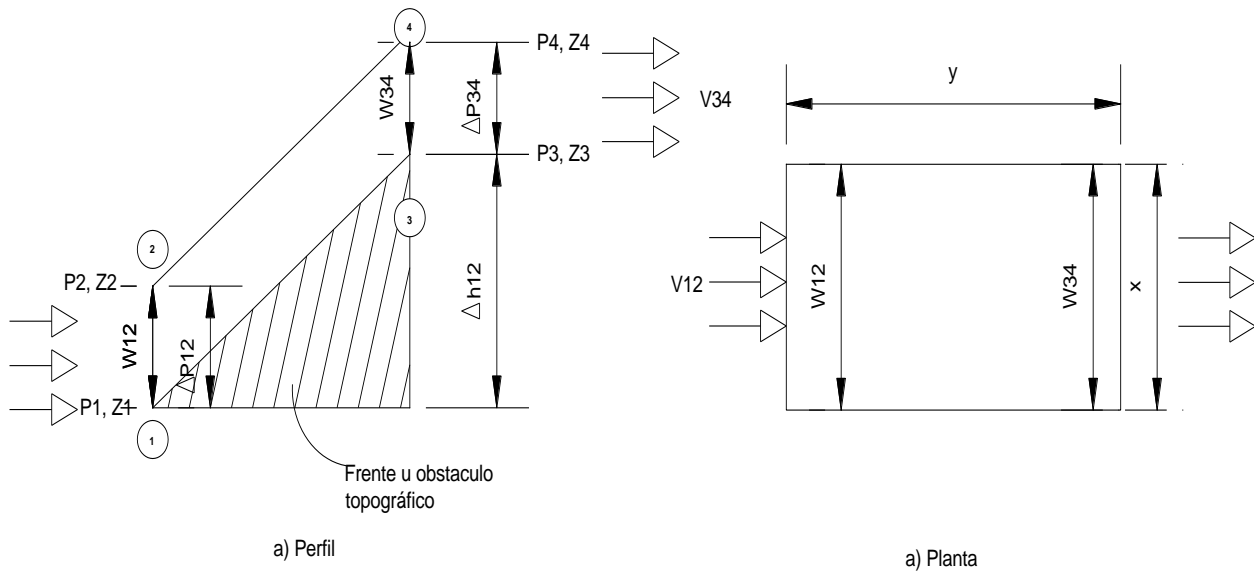


Figura 2.3.1: Modelo de plano inclinado

Y de la ecuación 2.3.1 se tiene:

$$\frac{m}{\Delta t} = \frac{\Delta p}{g} \times v \quad \text{ec. 2.3.3}$$

Por otra parte, del principio de conservación de la masa se obtiene:

$$\left(\frac{\text{masa que entra}}{\Delta t} \right) - \left(\frac{\text{masa que sale}}{\Delta t} \right) = \frac{\text{masa almacenada}}{\Delta t} \quad \text{ec. 2.3.4}$$

La masa almacenada, es decir, la masa de la precipitación que se produce dentro del modelo, es muy pequeña en comparación con las de entrada y salida, por lo que se puede despreciar. La ecuación de continuidad de masa es, acorde a las ecuaciones 2.3.3 y 2.3.4:

$$\frac{\Delta p_{12}}{g} \times v_{12} = \frac{\Delta p_{34}}{g} \times v_{34}$$

Simplificando:

$$v_{34} = \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}} v_{12} \quad \text{ec. 2.3.5}$$

De la misma manera, es posible establecer una ecuación de continuidad de humedad:

$$\left(\frac{\text{humedad precipitable que entra}}{\Delta t} \right) - \left(\frac{\text{humedad precipitable que sale}}{\Delta t} \right) = \frac{\text{humedad precipitada}}{\Delta t} \quad \text{ec. 2.3.6}$$

Aunque, en este caso, la cantidad almacenada, que es la humedad que se precipita dentro del modelo, ya no es despreciable, por lo que debe conservarse en el análisis.

De la ecuación 2.3.6, se tiene:

$$W_{12}Xv_{12} - W_{34}Xv_{34} = \frac{W_p X Y}{\Delta t} = \frac{W_p A}{\Delta t} \quad \text{ec. 2.3.7}$$

Donde:

$W_{ij} X_{ij}$ = **Humedad precipitable que pasa por la sección $i j$**

W_p = **Humedad precipitada en la cuenca**

A = **Área de la cuenca**

Sustituyendo la ecuación 2.3.5 en la 2.3.7 y reacomodando:

$$\frac{W_p}{\Delta t} = \frac{X}{A} v_{12} \left[W_{12} - W_{34} \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}} \right] \quad \text{ec. 2.3.8}$$

Con ésta ecuación (2.3.8), es posible calcular la precipitación total W_p que se tiene en una cuenca si las condiciones dadas en la figura 2.3.1 prevalecen durante un tiempo Δt . Al cociente $K = X/A$ se le llama *factor geométrico o constante de la cuenca* y es el que toma en cuenta la influencia de la geometría de la cuenca en la precipitación. La ecuación 2.3.8 también se puede expresar de la siguiente manera:

$$\frac{W_p}{\Delta t} = kv_{12} W_{12} \left[1 - \frac{W_{34}}{W_{12}} \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}} \right] \quad \text{ec. 2.3.9}$$

El término entre corchetes de la ecuación 2.3.9 se interpreta como la fracción del agua precipitable de entrada W_{12} que cae en la cuenca y se llama *factor de convergencia o de eficiencia*.

Al factor: $W_e = W_{12} \left[1 - \frac{W_{34}}{W_{12}} \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}} \right]$ se le llama *agua precipitable efectiva*. El término del lado izquierdo de las ecuaciones 2.3.8 y 2.3.9 es una lámina de lluvia por unidad de tiempo, que se denominará como *intensidad de la lluvia*.

En este caso, $i = W_p/\Delta t$ es una intensidad media que prevalece durante el tiempo en que se tienen las condiciones meteorológicas dadas en la figura 2.3.1. La ecuación 2.3.9 se puede escribir como:

$$i = k v_{12} W_e \quad \text{ec.2.3.10}$$

En una cuenca real, el factor geométrico K , se calcula haciendo que X sea un lado de un rectángulo que circunscribe a la cuenca, perpendicular a la distancia del viento (véase figura 2.3.2).

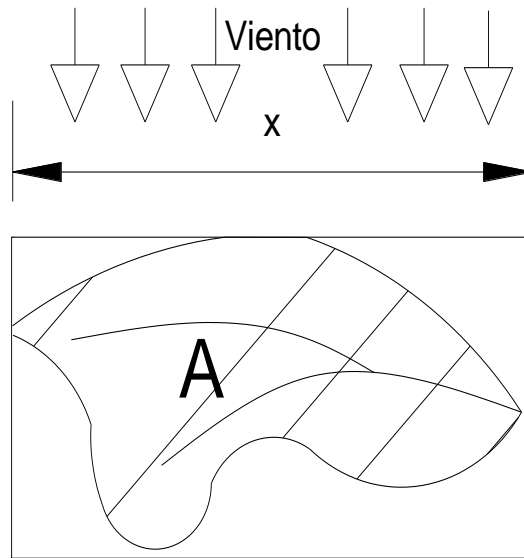


Figura 2.3.2: Factor geométrico K

Se hace mención que, en este tipo de modelos, se supone que la masa de aire es estable y que, por lo tanto, el ascenso de la misma es producido únicamente por la barrera frontal o topográfica. Este proceso es poco común en la naturaleza y produce lluvias leves. En general, las masas de aire se hacen inestables al elevarse, y la precipitación, se produce por una combinación de efectos convectivos y orográficos.

Ejemplo 2.3.1. Calcular la intensidad de precipitación y la altura total de precipitación de la cuenca de la figura 2.3.3, si se sabe que el viento de entrada es geostrófico (aproximación física al viento real, resultante del equilibrio entre la aceleración de Coriolis y la fuerza del gradiente horizontal de presión que sopla paralelamente

a las isobaras). En el punto 1, el aire tiene una temperatura de bulbo seco de 25°C y una humedad relativa del 40%. Estas condiciones meteorológicas prevalecen durante 4 horas. La altitud aproximada es de 20° λ N (λ N=latitud norte).

Cabe mencionar, que para obtener los datos de un ejemplo como este, es necesario recurrir a los registros de estaciones climatológicas; ya que, dependiendo la zona geográfica donde se encuentre la cuenca en estudio, se obtendrán los valores de presión, humedad y temperatura.

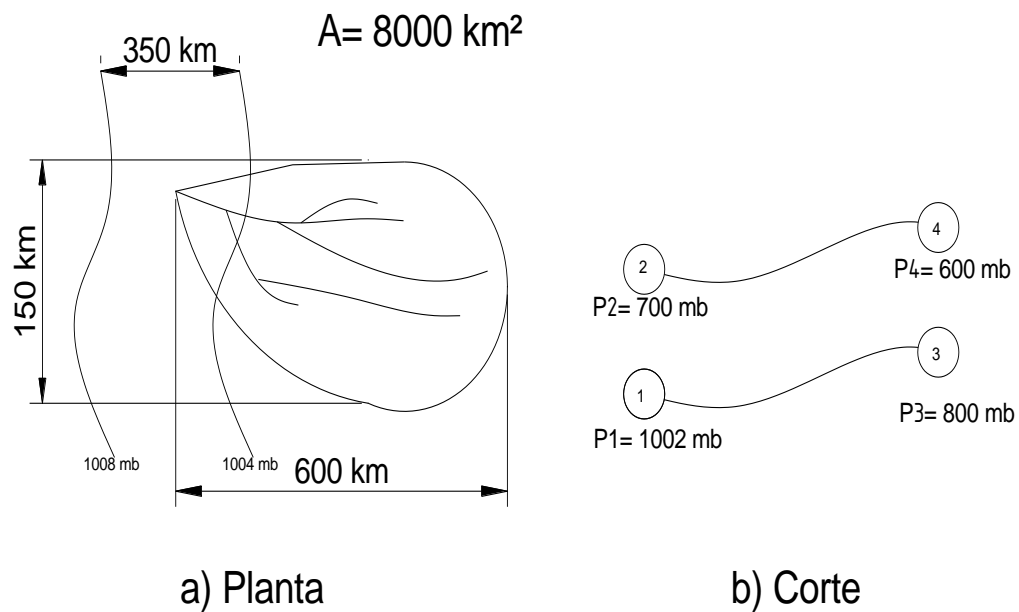


Figura 2.3.3: Cuenca de estudio

Solución.

De la ecuación 2.3.10 se tiene:

$$i = k v_{12} W_e$$

El factor geométrico es (véase figura 2.3.3):

$$K = \frac{X}{A} = \frac{150}{8000} = 0.019 /km = 19 \times 10^{-6} /m$$

Como el viento de entrada es geostrófico, su velocidad se calcula con la siguiente expresión:

$$v_{12} = \frac{1}{\rho} \frac{1}{2 \omega \operatorname{sen} \phi} \frac{\Delta p}{\Delta x} \quad \text{ec. 2.3.11}$$

La densidad de la atmósfera internacional estándar al nivel del mar es:

$$\rho = 0.125 \frac{\text{kg s}^2}{\text{m}^4}$$

La diferencia de presiones y la distancia entre isobaras son:

$$\Delta p = 4 \text{ mb} = 4 \times 10.19 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{mb}} = 40.8 \text{ kg/m}^2$$

$$\Delta x = 350\,000 \text{ m}$$

Y la velocidad es entonces:

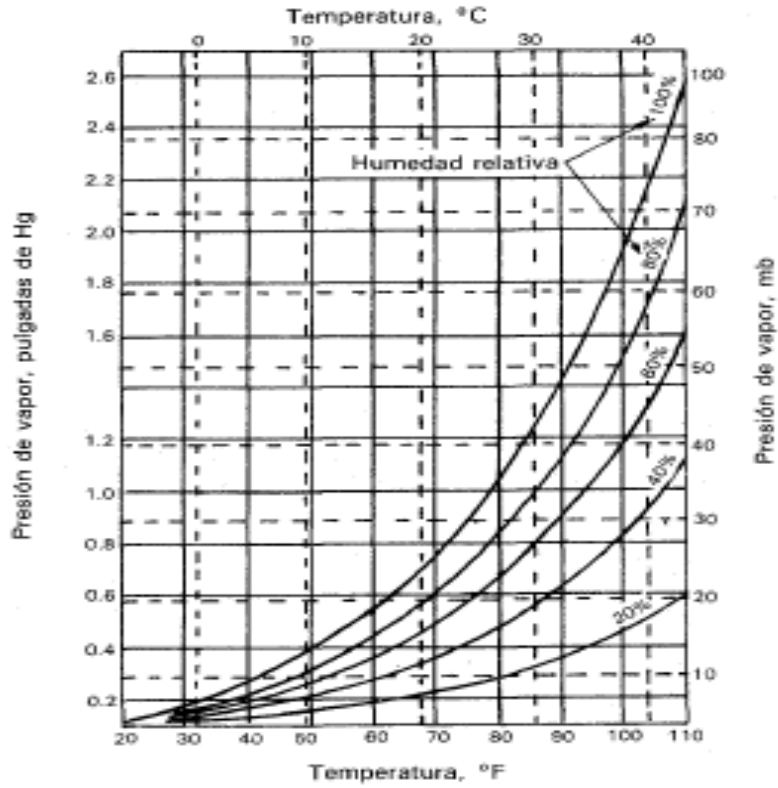
$$v_{12} = \frac{1}{0.125} \frac{1}{2 \times 7.3 \times 10^{-5} \operatorname{sen}(20^\circ)} \frac{40.8}{350\,000} = 18.68 \text{ m/s}$$

El agua precipitable efectiva es:

$$W_e = W_{12} - W_{34} \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}}$$

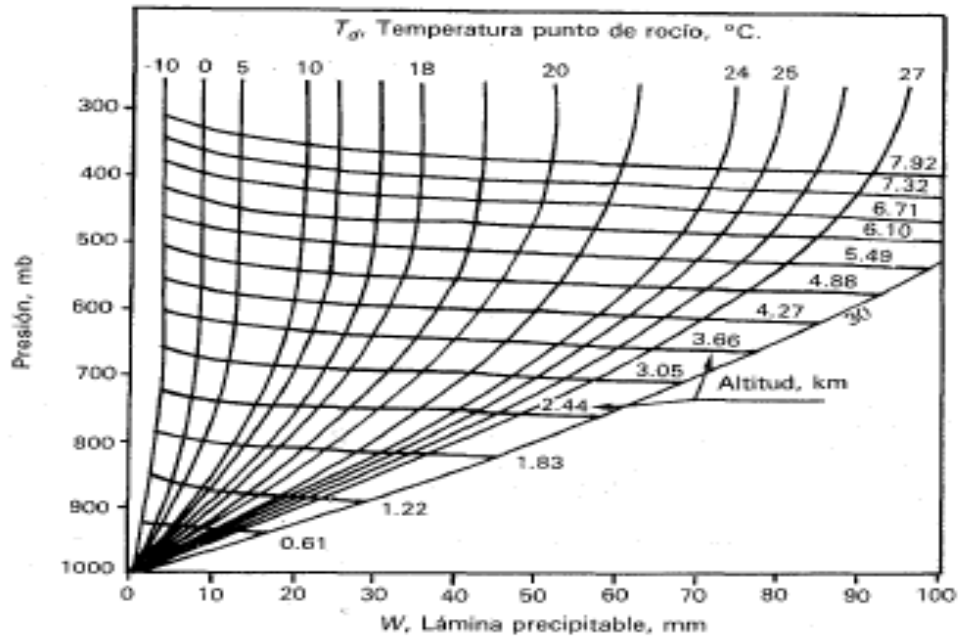
Para obtener el punto de rocío (condiciones de presión y temperatura necesarias para alcanzar el punto de condensación), se puede hacer uso de la gráfica 2.3a. De esta gráfica, se obtiene que para una temperatura $T_a = 25^\circ\text{C}$ y una humedad relativa $H_r = 40\%$ el punto de rocío $T_d = 12^\circ\text{C}$.

Con este valor de T_d y los niveles de presión dados en la figura 2.3.3, es posible determinar las láminas de agua precipitable W_{12} y W_{34} , con ayuda de la gráfica 2.3b.



Gráfica 2.3a

Fuente: Fundamentos de hidrología de superficie pp. 116



Gráfica 2.3b

Fuente: Fundamentos de Hidrología de superficie pp. 120

Estas láminas son:

$$\rho = 1\ 002\ \text{mb} \quad W_1 = 0$$

$$\rho = 700\ \text{mb} \quad W_2 = 19\ \text{mm}$$

$$\rho = 800\ \text{mb} \quad W_3 = 14\ \text{mm}$$

$$\rho = 600\ \text{mb} \quad W_4 = 23\ \text{mm}$$

Por lo tanto:

$$W_{12} = W_2 - W_1 = 19\ \text{mm} = 0.019\ \text{m}$$

$$W_{34} = W_4 - W_3 = 9\ \text{mm} = 0.009\ \text{m}$$

$$W_e = 0.019 - 0.009 \frac{1002 - 700}{800 - 600} = 0.0054\ \text{m}$$

La intensidad de lluvia i es entonces:

$$i = 19 \times 10^{-6} \times 18.68 \times 0.0054 = 1.92 \times 10^{-6}\ \text{m/s}$$

O bien:

$$i = 6.9\ \text{mm/hr}$$

La altura total de precipitación es:

$$hp = i \Delta t = 6.9 \times 4 = 27.6\ \text{mm}$$

Y el volumen de lluvia que cae sobre la cuenca es:

$$V_{11} = hp A = 27.6 \times 10^{-3} \times 8000 \times 10^6$$

$$V_{11} = 220.8 \times 10^6\ \text{m}^3$$

2.3.2 Modelo convergente con flujo radial de entrada.

Cuando el aire es forzado a converger en una cierta zona, se produce un movimiento vertical del mismo por la elevación de la presión en la parte inferior de la zona (véase figura 2.3.4).

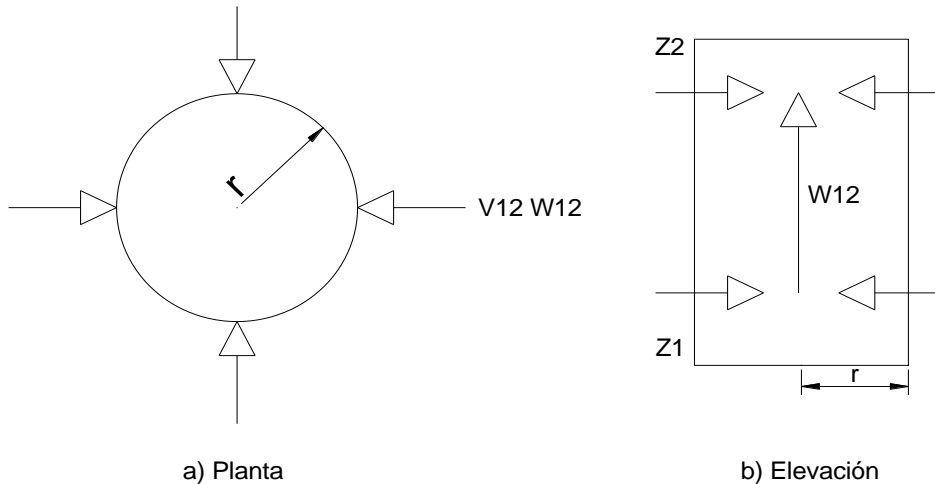


Figura 2.3.4: Movimiento del aire

Si el aire con agua precipitable W_{12} converge radialmente a una columna circular de radio r y *toda* esa agua precipitable se deposita en la base del cilindro, la intensidad de lluvia sería:

$$i = \frac{2 \pi r v_{12} W_{12}}{\pi r^2} = \frac{2}{r} v_{12} W_{12} \quad \text{ec. 2.3.12}$$

En este caso, el factor geométrico será; $k = \frac{2}{r}$ y el factor de eficiencia tomaría el valor de 1. Este valor es prácticamente imposible, aunque en ciclones intensos la situación se aproxima a ésta, bajo ciertas condiciones; en realidad, si solo hay entrada de aire, la presión dentro de la columna de la figura 2.3.4 aumenta de manera continua hasta que el gradiente de presión se invierte y, entonces, el aire se ve obligado a salir por alguna parte. De aquí que, la situación antes descrita, no pueda mantenerse por mucho tiempo.

Un modelo más realista, que representa un caso que sí puede mantenerse por periodos razonables de tiempo, es el que se muestra en la figura 2.3.5.

Se puede demostrar que, en este caso, el agua precipitable efectiva resulta igual que en el modelo de plano inclinado:

$$W_e = W_{12} - \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}} W_{34}$$

Y, entonces, la intensidad es:

$$i = \frac{2}{r} v_{12} \left[W_{12} - \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}} W_{34} \right] \quad \text{ec. 2.3.13}$$

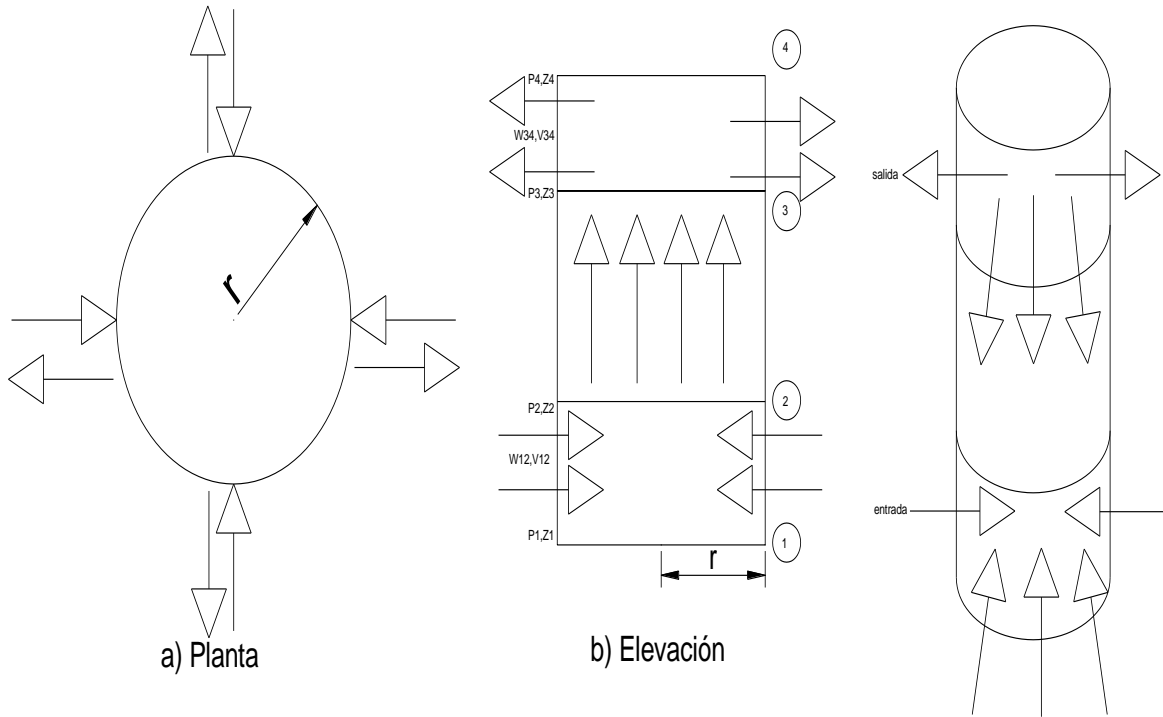


Figura 2.3.5: Modelo de precipitación

2.3.3 Límites de los modelos de lluvia.

En ambos modelos, es necesario fijar las altitudes o niveles de presión que limitan al modelo. Para este fin, se pueden emplear los siguientes criterios.

a) Límite superior del modelo p_4 . El punto 4 en ambos modelos (véase figuras 2.3.1 y 2.3.5), es el límite hasta el cual se produce precipitación. Para fines prácticos, este punto se puede tomar como altura media de la parte superior de las nubes *cumulonimbus* (nubes formadas por una columna de aire cálido y húmedo en forma de espiral) en las diferentes latitudes y estaciones del año. Las observaciones hechas en este sentido indican que dicha altura

varía entre los 8 y los 16 kilómetros, que corresponden aproximadamente a niveles de presión de 300 mb y 100 mb, respectivamente. En el caso del modelo convergente, y en especial cuando se trata se tormentas convectivas, es recomendable usar los valores de p_4 dados en la tabla 2.3.1 (mostrada a continuación), en función del punto de rocío en la superficie.

Tabla 2.3.1

Punto de rocío, °C	10	15	20	25
p_4 , mb	300	240	150	100

b) Ancho de la capa de entrada Δp_{12} . El ancho de la capa de entrada se puede tomar como la zona de la atmósfera en donde hay mayor cantidad de humedad. Normalmente esto sucede entre la superficie de la tierra y un nivel de presión de 800 mb a 700 mb, dependiendo también del punto de rocío en la superficie.

c) Ancho de la capa de salida Δp_{34} . El límite inferior de la capa de salida p_3 depende, naturalmente, del tipo de modelo; en el de plano inclinado, este límite estará dado por la topografía del terreno o la forma del frente y en el caso del modelo convergente, el ancho de la capa de salida puede tomarse igual al ancho de la de entrada, esto es, Δp_{34} estaría entre 200 y 300 mb.

2.4 Interpretación de los datos

Los registros de precipitación durante un largo periodo de años, deben ser analizados consistentemente, antes de que sean usados en algún proyecto de hidrología. Ciertamente, alteraciones tales como cambios de lugar del recipiente, el tipo de recipiente, el método de observación y el medio ambiente pueden ser reflejadas en variaciones en el registro.

Estos cambios, pueden ser detectados mediante la técnica de la curva masa doble, en la cual, el acumulado anual o temporal de

lluvia en la estación de estudio es trazada contra los valores concurrentes acumulados de la precipitación media, de una serie de estaciones circundantes.

Un abrupto cambio en la pendiente de la curva masa doble marca el tiempo cuando la alteración de la estación llega a ser efectiva. Los datos obtenidos antes del tiempo, son ajustados para ser compatibles con las observaciones recientes para proporcionar su valor.

Un cambio en las condiciones climáticas de la región, no habría tenido ninguna influencia en la pendiente de la curva masa doble, porque la estación y sus circundantes habrían sido igualmente afectadas.

Para el tamaño de los sistemas de almacenamiento y el transporte del agua, datos cuantitativos de eventos de lluvia, deben ser provistos. En algunas áreas, estos datos son especificados por regulaciones, sin embargo, puede ser ventajoso adaptar estos datos y, definitivamente, es importante para entender como estos datos fueron desarrollados. Así, la información de lluvia puede ser definida en términos de:

- 1. Intensidad (tasa de lluvia), usualmente un valor promedio para una duración dada.**
- 2. Duración de la tormenta asociada con su profundidad.**
- 3. Periodo de retorno.**

2.4.1 Intensidad de lluvia.

La intensidad o profundidad de lluvia por unidad de tiempo, es comúnmente registrada en milímetros por hora. Las estaciones climatológicas utilizan pluviógrafos que proveen continuos registros de lluvia y pueden ser usados para obtener el dato de intensidad. Estos datos son típicamente reportados en cualquier

forma tabular o gráfica. Otra forma de reportar la intensidad es el uso de diferentes intervalos de tiempo.

2.4.2 Diagrama acumulativo de lluvia (curva masa).

Un diagrama acumulativo de lluvia, es un trazo de lluvia acumulada contra tiempo y es útil en el estudio de la precipitación. En cualquier tiempo dado durante una tormenta, la intensidad es la pendiente de la curva de lluvia acumulada en el tiempo señalado. Puede ser usada para determinar la lluvia acumulada en cualquier punto durante la duración del evento de tormenta.

2.4.3 Duración de la precipitación.

La duración de la tormenta es el tiempo desde el inicio de la lluvia hasta el punto donde la curva masa llega a ser horizontal, indicando que no hay una mayor acumulación de la precipitación dentro de un cierto tiempo después de que la lluvia ha cesado. Puede haber frecuentemente cortos periodos de tiempo en donde no hay lluvia. Este intervalo de tiempo, varía según el tipo de tormenta, entonces el inicio de la lluvia después de un tiempo especificado, indicaría una nueva tormenta. Las duraciones de la tormenta son usualmente reportadas sobre un rango de pocos minutos a través de horas y días, hasta alrededor de cinco días. Una tormenta de cinco días, puede tener intervalos de tiempo sin lluvia mayores que cinco a diez horas.

2.5 Hietograma de la precipitación

La intensidad de la lluvia se puede entender como el cociente de la profundidad de la lluvia entre un determinado tiempo y es expresada en cm/hora o en mm/hora.

Durante una tormenta, la intensidad siempre cambiará con el tiempo. En una curva masa dos puntos cualesquiera pueden ser marcados. La profundidad de lluvia (Δy) entre estos dos puntos es colocada en el eje de las ordenadas “y”. El tiempo (Δx) entre estos dos puntos es señalado sobre el eje de las abscisas “x”.

La profundidad dividida entre el tiempo ($\Delta y / \Delta x$), es la intensidad de lluvia en el periodo de estudio. El trazo de esta gráfica es muy útil para el estudio de inundaciones y el cálculo de pérdidas de la cantidad de lluvia y es conocida como “hietograma”.



Gráfica 2.5.1: Curva Masa

Ejemplo 2.5. De los datos obtenidos de la estación número 08074800 (tabla 2.5.1), ubicada en Road Near Houston, Texas, Estados Unidos. Desarrollar el hietograma y encontrar la intensidad máxima de lluvia en mm/hora.

Este registro fue tomado el día 31 de agosto de 1981, para un período entre las 2:45 am y las 2:00 pm.

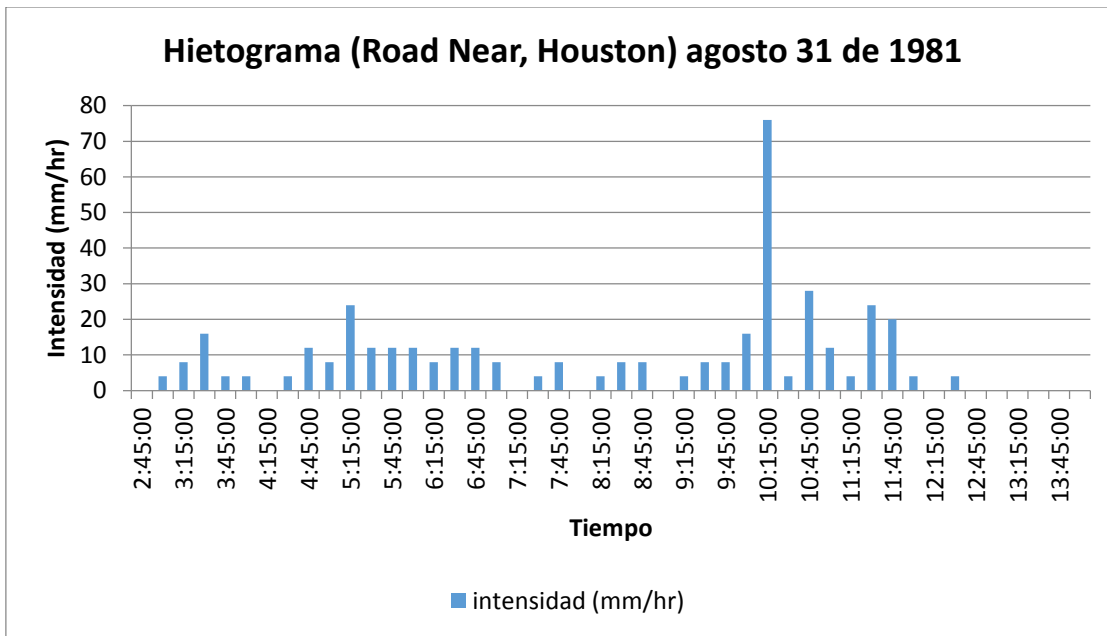
Tabla 2.5.1: Registros de precipitación de la estación

Hora	Precipitación (in)	Precipitación (mm)
2:45:00	3.7	94
3:00:00	3.73	95
3:15:00	3.8	97
3:30:00	3.99	101
3:45:00	4	102
4:00:00	4.04	103
4:15:00	4.06	103
4:30:00	4.08	104
4:45:00	4.23	107
5:00:00	4.28	109
5:15:00	4.53	115
5:30:00	4.63	118
5:45:00	4.76	121
6:00:00	4.9	124
6:15:00	4.98	126
6:30:00	5.08	129
6:45:00	5.2	132
7:00:00	5.26	134
7:15:00	5.28	134
7:30:00	5.3	135
7:45:00	5.38	137
8:00:00	5.4	137
8:15:00	5.44	138
8:30:00	5.53	140
8:45:00	5.58	142
9:00:00	5.6	142
9:15:00	5.64	143
9:30:00	5.7	145
9:45:00	6.08	154
10:00:00	6.23	158
10:15:00	6.98	177
10:30:00	7	178
10:45:00	7.28	185
11:00:00	7.4	188
11:15:00	7.43	189
11:30:00	7.68	195
11:45:00	7.86	200
12:00:00	7.9	201
12:15:00	7.93	201
12:30:00	7.96	202
12:45:00	7.96	202
13:00:00	7.96	202
13:15:00	7.96	202
13:30:00	7.96	202
13:45:00	7.96	202
14:00:00	7.96	202

Para obtener el hietograma, se realiza la sustracción de la medición de cada tiempo con el inmediato anterior. Por ejemplo, para obtener la intensidad del periodo comprendido entre las 2:45 y las 3:00 am se obtiene:

$$\frac{(95 - 94)mm}{0.25 hr} = 4 mm/hr$$

Debido a que los datos de la tabla 2.5.1 son presentados en forma de lectura acumulativa, este trazo se hará realizando el procedimiento anterior con todos los datos. El hietograma obtenido es mostrado en la gráfica 2.5.2.



Gráfica 2.5.2: Hietograma

Entonces, revisando el registro se tiene que, la intensidad máxima de lluvia ocurre entre las 10:00 y 10:15am, la cual resulta:

$$\frac{(177 - 158)mm}{0.25 hr} = 76 mm/hr$$

2.6 Precipitación promedio en una cuenca

Los datos de lluvia de un lugar, medidos por recipientes tales como los pluviógrafos o pluviómetros, son usados para promediar niveles de precipitación en un área específica cualquiera, para una tormenta individual, temporal o anual. La densidad de la red de estaciones en primer lugar afecta el valor de estos promedios.

En general, la altura de lluvia que cae en un sitio dado, difiere de la que cae en los alrededores, aunque sea en sitios cercanos.

Por lo tanto, los pluviómetros y pluviógrafos, registran la *lluvia puntual*, es decir, la que se produce en el punto en donde se encuentra instalado el aparato y, que para cálculos ingenieriles, es necesario conocer la lluvia media en una zona de estudio y de interés específico.

2.7 Métodos para determinar la precipitación promedio en una cuenca

2.7.1 Promedio Aritmético.

Este es el método más simple, el cual, sin embargo, no considera los factores tales como: los efectos orográficos de la cuenca ni la distribución de los pluviómetros, además que solo se deben utilizar los registros de las estaciones que están dentro del área o cuenca topográfica en estudio.

Consiste en tomar la media aritmética de los puntos medidos, obtenida mediante la sumatoria de la precipitación media diaria, mensual o anual de las estaciones climatológicas obtenidas con pluviómetro o pluviógrafo; se determina mediante la siguiente expresión:

$$\bar{h}_p = \frac{\sum_{i=1}^n h_p}{N} \quad \text{ec.2.7.1}$$

Donde:

\bar{h}_p = **Precipitación promedio (mm)**

h_p = **Altura de precipitación media anual de cada estación (mm)**

N = **Número de estaciones climatológicas**

2.7.2 Método de los polígonos de Thiessen o de ponderación.

La distribución no uniforme de los pluviómetros es considerada por el método de Thiessen, por consiguiente, con cada pluviómetro es dado un coeficiente de compensación, que se expresa como la relación del área de influencia de la estación entre el área total.

El promedio de la precipitación es la sumatoria de los datos de cada pluviómetro, cada uno multiplicado por su factor de compensación. Los polígonos se forman uniendo todas las estaciones, cada una con su más cercana, para formar triángulos sin que estos se encimen; de los triángulos, se obtienen sus mediatrices y se obtiene el área de influencia de las estaciones.

Lo anterior se expresa con la siguiente formula:

$$\bar{h}_p = \frac{\sum_{i=1}^n h_{pi} a_i}{A_c} \quad \text{ec.2.7.2}$$

Donde:

\bar{h}_p = **Precipitación promedio (mm)**

h_{pi} = **Precipitación media de cada estación (mm)**

a_i = **Área de influencia de cada estación por polígono (km²)**

A_c = **Área total de la cuenca (km²)**

Cabe mencionar que los efectos orográficos son despreciados en este método.

2.7.3 Método de las isoyetas.

En este método, curvas de igual precipitación son dibujadas en un mapa con la locación de las estaciones y los registros de lluvia.

El área entre cada isoyeta dentro de la cuenca es determinada, y un valor promedio de precipitación es calculado.

El método de las isoyetas es el más subjetivo, y por lo tanto su precisión dependerá de la habilidad del usuario, su conocimiento de la topografía del terreno y de las características de lluvia. Sin embargo, sí los valores de precipitación entre las estaciones son determinados por interpolación lineal, las diferencias en el promedio podrían ser reducidas. A continuación se muestra la expresión matemática de este método:

$$\overline{h_p} = \frac{\sum_{i=1}^n h_{pi} a_i}{A_c} \quad \text{ec. 2.7.3}$$

Donde:

$\overline{h_p}$ = **Precipitación promedio (mm)**

h_{pi} = **Precipitación promedio entre dos isoyetas (mm)**

a_i = **Área entre dos isoyetas (km²)**

A_c = **Área total de la cuenca (km²)**

2.7.4 Ejemplos de los métodos para determinar la precipitación promedio en una cuenca.

En la cuenca mostrada en la figura 2.7.4a, se han registrado las alturas de precipitación anual, señaladas en la misma (dadas en milímetros). Así mismo, se calculan las alturas medias de precipitación de la cuenca usando los tres métodos descritos.

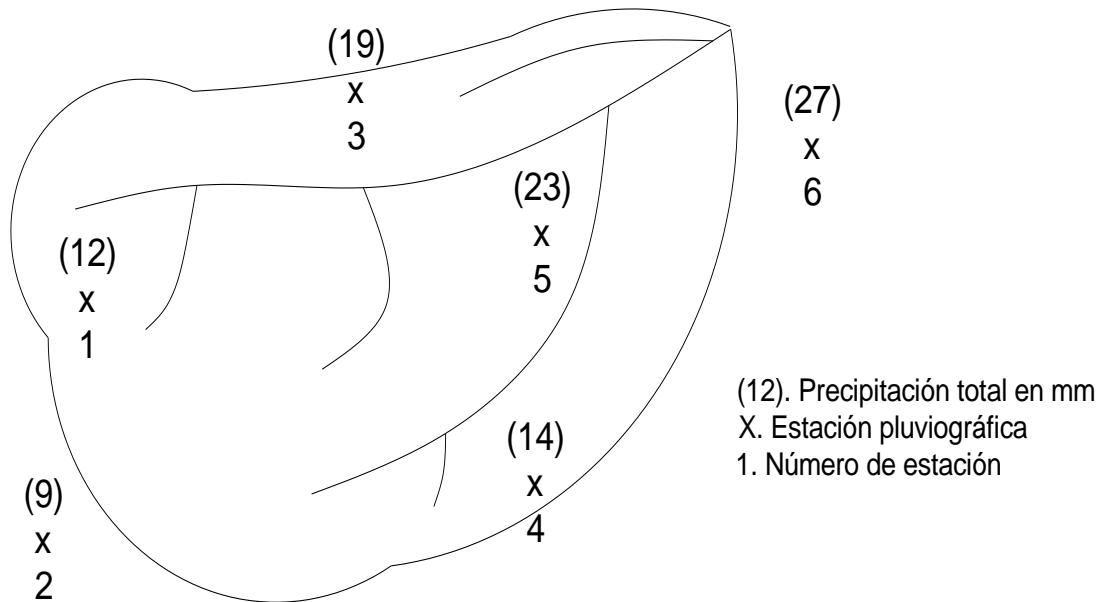


Figura 2.7.4a: Precipitación en una cuenca

a) Promedio aritmético.

Recordando que para realizar este promedio solo se utilizan las estaciones que se encuentran dentro de la cuenca, la precipitación media es (ecuación 2.7.1):

$$\bar{h}_p = \frac{\sum_{i=1}^n h_p}{N}$$

$$\bar{h}_p = \frac{(12 + 19 + 14 + 23)}{4}$$

$$\bar{h}_p = 17 \text{ mm}$$

b) Polígonos de Thiessen.

En la figura 2.7.4b, se muestra la división en áreas de influencia de las estaciones meteorológicas de la cuenca:

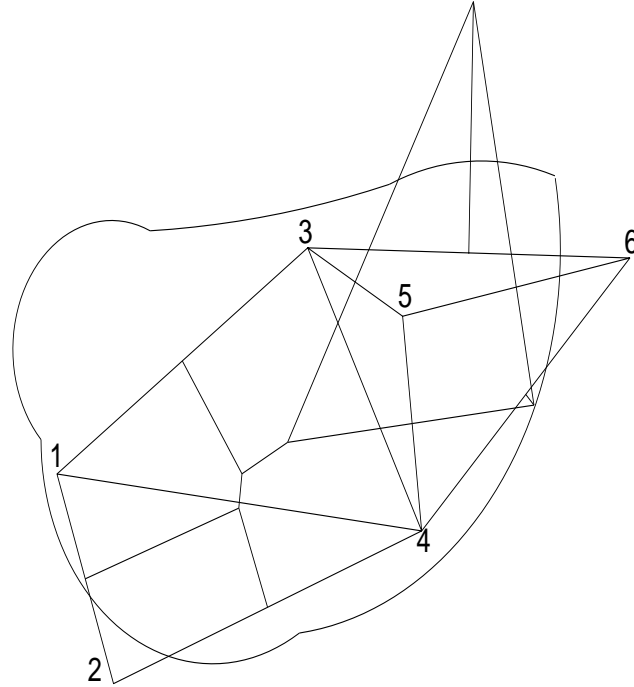


Figura 2.7.4b: Áreas de influencia de la cuenca

Los valores de las áreas de influencia de cada estación son:

$A_1= 4613 \text{ km}^2$, $A_2= 1170 \text{ km}^2$, $A_3= 2802 \text{ km}^2$, $A_4= 4061 \text{ km}^2$, $A_5= 3314 \text{ km}^2$, $A_6= 1390 \text{ km}^2$. La precipitación media resulta ser (ecuación 2.7.2):

$$\bar{h}_p = \frac{\sum_{i=1}^n h_{pi} a_i}{A_c}$$

$$\bar{h}_p = \frac{(12 \times 4613) + (9 \times 1170) + (19 \times 2802) + (14 \times 4061) + (23 \times 3314) + (27 \times 1390)}{17350}$$

$$\bar{h}_p = 16.7 \text{ mm}$$

c) Método de las isoyetas.

En la figura 2.7.4c, se ilustra el trazo de las isoyetas para este caso. A un lado de cada estación está anotada la precipitación registrada.

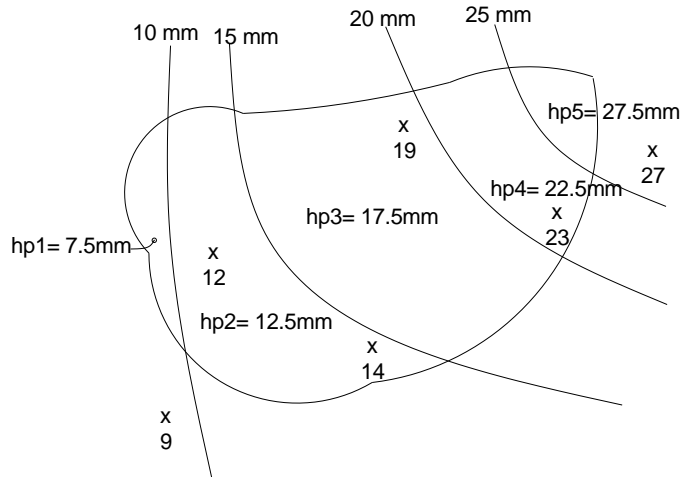


Figura 2.7.4c: Trazo de isoyetas

Como se observa en la figura anterior, si se trazan isoyetas a cada 5 mm, la cuenca queda dividida en cinco partes. Las áreas de influencia y las alturas de precipitación media en cada parte son las siguientes:

- $A_1 = 368 \text{ km}^2; \overline{h_{p1}} = 7.5 \text{ mm}$
- $A_2 = 7295 \text{ km}^2; \overline{h_{p2}} = 12.5 \text{ mm}$
- $A_3 = 5452 \text{ km}^2; \overline{h_{p3}} = 17.5 \text{ mm}$
- $A_4 = 2237 \text{ km}^2; \overline{h_{p4}} = 22.5 \text{ mm}$
- $A_5 = 1998 \text{ km}^2; \overline{h_{p5}} = 27.5 \text{ mm}$

Entonces, la altura de precipitación media resulta (ecuación 2.7.3):

$$\overline{h_p} = \frac{\sum_{i=1}^n h_{pi} a_i}{A_c}$$

$$\overline{h_p} = \frac{(7.5 \times 368) + (12.5 \times 7295) + (17.5 \times 5452) + (22.5 \times 2237) + (27.5 \times 1998)}{17350}$$

$$\overline{h_p} = 17.0 \text{ mm}$$

2.8 Curva masa media

Los métodos descritos anteriormente, se han planteado cuando se requiere conocer la *altura total* de precipitación que, en promedio, se produce en la cuenca durante la tormenta. Pero, cuando se desea conocer la *variación* en el tiempo de esta, se necesita determinar una *curva masa media* de precipitación. Para construir esta curva, se aplica el método aritmético o el de polígonos de Thiessen a las alturas de precipitación acumuladas en cada estación para diferentes tiempos. El resultado, será una curva masa media y se puede ajustar calculando la precipitación media de toda la tormenta con el método de las isoyetas y multiplicando cada ordenada de la curva masa media por el factor de ajuste:

$$F_a = \frac{\bar{h}_{pis}}{\bar{h}_{p0}} \quad \text{ec. 2.8.1}$$

Donde:

\bar{h}_{pis} = Altura de precipitación media de toda la tormenta, calculada con el método de las isoyetas.

\bar{h}_{p0} = Altura de precipitación media de toda la tormenta, calculada con el método aritmético o el de polígonos de Thiessen.

Con esto, se obtiene una curva llamada *curva masa media ajustada*.

Ejemplo 2.8.1. Construir una curva masa media ajustada para la cuenca y la tormenta de la figura 2.7.4a, utilizando los datos de las áreas de influencia presentados en el ejemplo 2.7.4, inciso b.

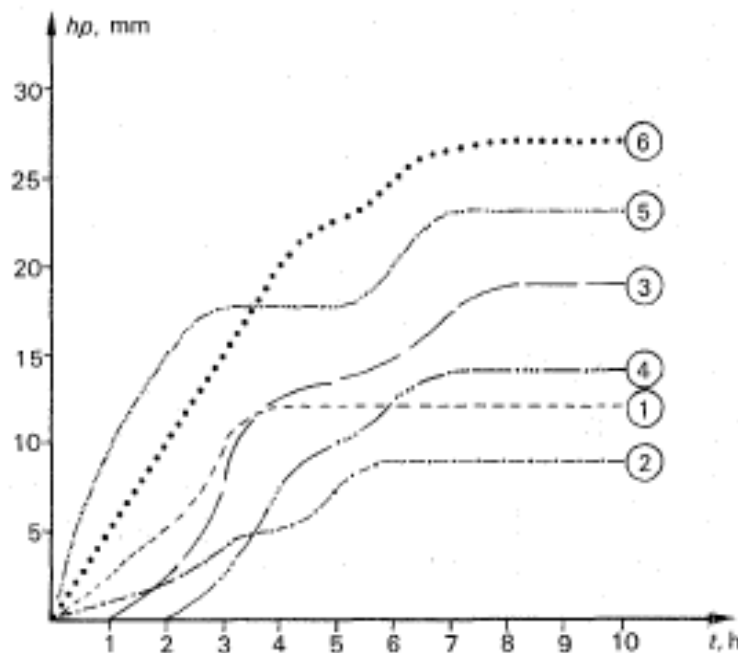
Solución.

Por consiguiente, se usará el método de los polígonos de Thiessen. En la tabla 2.8.1 se muestra el cálculo y, las curvas masa de cada estación son las mostradas en la gráfica 2.8.1.

Tabla 2.8.1: Datos y cálculo de precipitación.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Hora	hp1	hp2	hp3	hp4	hp5	hp6	A1hp1	A2hp2	A3hp3	A4hp4	A5hp5	A6hp6	Hp
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm.km ²	mm.km ²	mm.km ²	mm.km ²	mm.km ²	mm.km ²	mm
1	2.5	1.0	0.0	0.0	10.0	5.0	11533	1170	0	0	33140	6950	3.04
2	5.0	2.0	2.5	0.0	15.0	10.0	23065	2340	7005	0	49710	13900	5.53
3	10.0	4.0	7.5	2.5	17.5	15.0	46130	4680	21015	10152	57995	20850	9.27
4	12.0	5.0	12.5	7.5	17.5	20.0	55356	5850	35025	30458	57995	27800	12.25
5	12.0	7.5	13.75	10.0	17.5	22.5	55356	8775	38528	40610	57995	31275	13.40
6	12.0	9.0	15.0	12.5	20.0	25.0	55356	10530	42030	50763	66280	34750	14.97
7	12.0	9.0	17.5	14.0	23.0	26.5	55356	10530	49035	56854	76222	36835	16.42
8	12.0	9.0	19.0	14.0	23.0	27.0	55356	10530	53238	56854	76222	37530	16.70
9	12.0	9.0	19.0	14.0	23.0	27.0	55356	10530	53238	56854	76222	37530	16.70
10	12.0	9.0	19.0	14.0	23.0	27.0	55356	10530	53238	56854	76222	37530	16.7

En las columnas 2 a 7 de la tabla, se han anotado los valores de la altura de precipitación acumulada para cada estación. En las columnas 8 a 13 se encuentran los productos del área de influencia A_i por las alturas de precipitación y, en la columna 14, formada por la suma de los valores de las columnas 8 a 13 y dividida entre el área total de la cuenca, están los valores que forman la curva masa media.



Gráfica 2.8.1: Curvas masa de cada estación

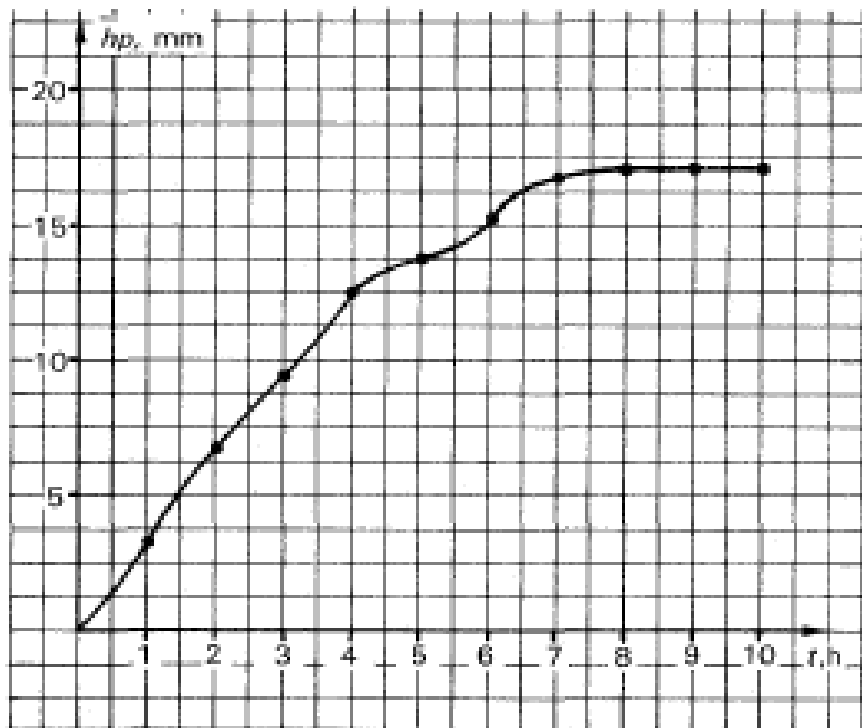
Fuente: Fundamentos de hidrología de superficie pp.149

Para construir la curva masa media ajustada (gráfica 2.8.2), todos los valores de la columna 14 se multiplican por el factor de ajuste dado en la ecuación 2.8.1. ($F_a = \frac{\bar{h}_{pis}}{\bar{h}_{p0}}$).

$$F_a = \frac{17.00}{16.70} = 1.02$$

Tabla 2.8.2: Valores de la curva masa media ajustada

hora	Hp/mm
1	3.10
2	5.63
3	9.44
4	12.47
5	13.64
6	15.24
7	16.72
8	17.00
9	17.00
10	17.00



Gráfica 2.8.2: Curva masa media ajustada

Fuente: Fundamentos de hidrología de superficie pp. 150

2.9 Deducción de datos faltantes

Es frecuente que en los registros de precipitación falten los datos de un cierto periodo, debido a problemas en las estaciones meteorológicas, derivados de fallas con los aparatos de registro (pluviómetros o pluviógrafos). En estos casos, se pueden estimar los datos faltantes si se tienen registros simultáneos de estaciones circundantes.

Una manera de hacerlo, es basándose en la precipitación media anual, que sigue dos tipos de criterios:

a) Si la precipitación media anual en cada una de las estaciones circundantes difiere menos del 10% de la registrada en la estación en estudio, los datos faltantes se estiman haciendo un promedio aritmético de los registrados en las estaciones circundantes.

b) Si la precipitación media anual de cualquiera de las estaciones circundantes difiere en más del 10%, se utiliza la siguiente expresión:

$$h_{px} = \frac{1}{n} \left[\frac{P_x}{P_1} h_{p1} + \frac{P_x}{P_2} h_{p2} + \dots + \frac{P_x}{P_i} h_{pi} + \right] \quad \text{ec. 2.9.1}$$

Donde:

h_{px} = Altura de precipitación de la estación en estudio.

P_x = Precipitación media anual en la estación en estudio.

P_i = Precipitación media anual en la estación auxiliar i .

h_{pi} = Altura de precipitación registrada el día en cuestión en la estación auxiliar i .

n = Número de estaciones auxiliares.

Para obtener resultados confiables, es recomendable que el número de estaciones auxiliares n sea como mínimo tres.

2.10 Curvas altura de precipitación-área-duración

$(h_p - A - d)$

En muchos problemas de la hidrología, es de especial interés, conocer la cantidad máxima de precipitación que puede ocurrir en áreas de varios tamaños para tormentas de diferente duración.

Las curvas altura de precipitación-área-duración sirven para determinar el potencial de precipitación que existe en una determinada zona, además de que constituyen uno de los métodos más simples para transponer tormentas de un sitio a otro.

En este análisis se trata de establecer las cantidades máximas de precipitación que se producen en diferentes áreas y para diferentes duraciones, mediante una red de estaciones que registran simultáneamente la precipitación durante una tormenta dada.

La cantidad máxima de precipitación se puede obtener analizando los registros continuos de las tormentas sobre una cuenca en diferentes estaciones meteorológicas.

La cuenca es subdividida en diferentes zonas por medio de isoyetas y se determina la precipitación media acumulativa para cada zona. Posteriormente, las profundidades máximas promedio de lluvia para diferentes duraciones, son determinadas por áreas acumulativas de la cuenca.

Para cada duración, las profundidades máximas promedio son graficadas contra los logaritmos de las áreas. Una curva puede ser colocada a través de los resultados o para cada duración puede ser estimada una ecuación área-profundidad, así que previamente analizados los datos de tormenta pueden ser extrapolados para ser usados en estudios de estimación de avenidas.

***Ejemplo 2.10.* Las isoyetas para 1, 1.5, 2 y 2.5 mm son realizadas para la cuenca mostrada en la figura 2.10.1. Éstas, dividen la cuenca en 4 zonas, de la 1 a la 4. Los resultados del método de las isoyetas se muestran en la tabla 2.10.1.**

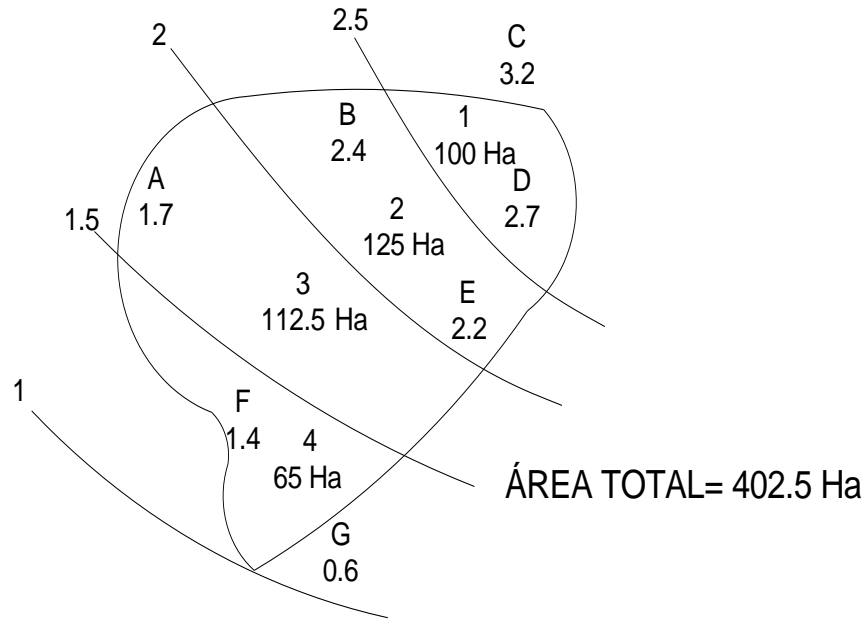


Figura 2.10.1: Cuenca de estudio para el análisis área-profundidad-duración

Tabla 2.10.1: Método de las isoyetas

Zona	área Ha	Precipitación promedio mm	Volumen de precipitación (Ha) x mm	Área acumulada Ha	Volumen acumulado (Ha) x mm	Profundidad de lluvia mm
1	100.0	2.85	285	100.0	285	2.85
2	125.0	2.25	281	225.0	566	2.52
3	112.5	1.75	197	337.5	763	2.26
4	65.0	1.25	81	402.5	844	2.10

Los registros de las estaciones A, B, D, E y F, que se encuentran dentro de la cuenca y de las estaciones C y G fuera de ella, se muestran en la tabla 2.10.2.

Tabla 2.10.2: Precipitación total acumulada de las estaciones (mm)

Hora	A	B	C	D	E	F	G
4 am	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6 am	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8 am	0.6	0.5	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0
10 am	0.9	0.8	0.0	0.0	0.3	0.5	0.2
12 pm (mediodía)	1.2	1.2	0.6	0.2	0.8	0.8	0.3
2 pm	1.4	1.5	1.1	0.6	1.2	1.1	0.5
4 pm	1.7	1.7	1.7	1.2	1.4	1.2	0.6
6 pm	1.7	2.1	2.2	1.7	2.0	1.3	0.6
8 pm	1.7	2.4	2.9	2.2	2.2	1.4	0.6
10 pm	1.7	2.4	3.2	2.7	2.2	1.4	0.6
12 am (medianoche)	1.7	2.4	3.2	2.7	2.2	1.4	0.6

De un análisis de la tabla anterior, se determina la máxima precipitación en las diferentes estaciones para tres diferentes duraciones como 4hr, 8hr y 12hr. Por ejemplo, la máxima precipitación en A para 8 horas es 1.2 mm (entre las 4 am y el mediodía). De estos datos se obtiene la tabla 2.10.3.

Tabla 2.10.3: Precipitación máxima de las estaciones para las duraciones dadas

Duración	A	B	C	D	E	F	G
4hr	0.6	0.8	1.2	1.1	0.9	0.6	0.3
8hr	1.2	1.5	2.3	2.1	1.7	1.1	0.6
12hr	1.7	2.1	3.2	2.7	2.2	1.3	0.6

En el siguiente paso, se determina la precipitación media acumulativa para cada zona durante la tormenta. Esto se consigue mediante los datos de la tabla 2.10.3 y expresando las precipitación para cada zona como una función de las precipitaciones medidas por las estaciones cercanas. Una posible forma de estimar la precipitación media acumulativa para las diferentes zonas es, según De Wiest:

$$1 = \frac{C + 2D}{3} \quad \text{ec. 2.10.1}$$

$$2 = \frac{E + 1.5B}{2.5} \quad \text{ec. 2.10.2}$$

$$3 = \frac{A + F + E}{3} \quad \text{ec. 2.10.3}$$

$$4 = \frac{A + G + 7F}{9} \quad \text{ec. 2.10.4}$$

Esto conlleva a obtener los resultados de la tabla 2.10.4.

Tabla 2.10.4: Precipitación total acumulativa por zona (mm)

Hora	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
4 am	0.0	0.0	0.0	0.0
6am	0.0	0.0	0.13	0.04
8 am	0.0	0.3	0.26	0.22
10 am	0.0	0.6	0.56	0.51
12 pm (mediodía)	0.3	1.04	0.93	0.80
2 pm	0.8	1.38	1.23	1.07
4 pm	1.4	1.58	1.43	1.20
6 pm	1.9	2.06	1.66	1.27
8 pm	2.4	2.32	1.76	1.35
10 pm	2.9	2.32	1.76	1.35
12 am (medianoche)	2.9	2.32	1.76	1.35

Para la última fila de la tabla anterior (medianoche), se puede ver que la suposición sobre la precipitación media acumulativa zonal fue razonable y, los resultados no difieren mucho del promedio de precipitación por zonas como se expresa en la tercera columna de la tabla 2.10.1.

El promedio de la profundidad máxima de lluvia para las duraciones de 4, 8 y 12 horas para las áreas acumulativas 1, 1+2, 1+2+3 y 1+2+3+4 es determinada en la tabla 2.10.5.

Tabla 2.10.5: Precipitación total acumulativa (mm)

Hora	1	1+2	1+2+3	1+2+3+4
4 am	0.0	0.0	0.0	0.0
6 am	0.0	0.0	0.04	0.04
8 am	0.0	0.17	0.17	0.16
10 am	0.0	0.33	0.41	0.40
12 pm (mediodía)	0.3	0.71	0.78	0.75
2 pm	0.8	1.12	1.16	1.10
4 pm	1.4	1.50	1.47	1.36
6 pm	1.9	2.0	1.88	1.71
8 pm	2.4	2.35	2.16	1.94
10 pm	2.9	2.58	2.30	2.06
12 am (medianoche)	2.9	2.58	2.30	2.06

Esta tabla puede ser reestructurada notando que:

$$1 + 2 = \frac{1 \times 100 + 2 \times 125}{225} \quad \text{ec. 2.10.5}$$

$$1 + 2 + 3 = \frac{1 \times 100 + 2 \times 125 + 3 \times 112.5}{337.5} \quad \text{ec. 2.10.6}$$

$$1 + 2 + 3 + 4 = \frac{1 \times 100 + 2 \times 125 + 3 \times 112.5 + 4 \times 65}{402.5} \quad \text{ec. 2.10.7}$$

Es evidente que la fila de medianoche de la tabla 2.10.5 debe corresponder con la última columna de la tabla 2.10.1. De un análisis de la tabla 2.10.5, se determina la precipitación máxima promedio. Por ejemplo, la precipitación máxima promedio para el punto 1, para una duración de 4 horas es 1.1 mm (entre mediodía y 4 pm o entre 2 pm y 6 pm). En la tabla 2.10.6 se muestra la precipitación máxima promedio.

Tabla 2.10.6: Precipitación máxima promedio (mm)

Duración	1 (100 Ha)	1+2 (225 Ha)	1+2+3 (337.5 Ha)	1+2+3+4 (402.5 Ha)
4hr	1.1	0.88	0.75	0.70
8hr	2.1	1.67	1.47	1.31
12hr	2.9	2.25	1.99	1.78

Estos resultados son graficados y ajustados muy cerca de las líneas rectas, para extrapolar las curvas linealmente en áreas pequeñas. De hecho, como si una extrapolación fuese realizada, daría las profundidades máximas de lluvia en un área de 10 hectáreas, mayor que la precipitación de la estación C, lo cual es inaceptable.

Sin embargo, es mejor ajustar una curva área-profundidad por los resultados, como fue propuesto por Horton (1924). Él propuso la siguiente formula:

$$\bar{P} = P_0 e^{-kA^n} \quad \text{ec. 2.10.8}$$

Donde:

\bar{P} = Profundidad promedio de lluvia (en mm) para una duración dada sobre un área.

A = área de estudio, en hectáreas

P_0 = Mayor precipitación en el centro de la tormenta

k, n = Constantes para una tormenta dada

Estas constantes (k, n), pueden ser determinadas por una P_0 dada. En la ecuación 2.10.8, los valores de \bar{P} y A son conocidos para dos tormentas de la misma duración, así que, sustituyendo en la ecuación 2.10.8 tenemos 2 ecuaciones con 2 incógnitas que son k, n . En el caso de la tormenta de 8 horas de duración, seleccionamos dos pares de valores:

$$\bar{P}_1; A_1 = 2.1 \text{ mm.}; 100 \text{ Ha} \quad \bar{P}_2; A_2 = 1.3 \text{ mm.}; 400 \text{ Ha}$$

Y asumimos que $P_0 = 2.3$ mm, igual que la precipitación máxima de la estación para 8 horas. Insertando estos valores en la ecuación 2.10.8 se obtiene:

$n=1.29$ y $k=0.00148$ y entonces, queda una ecuación área-profundidad para 8 horas de duración de tormenta:

$$\bar{P} = 2.3e^{-0.00148 A^{1.29}} \quad \text{ec. 2.10.9}$$

Para $A= 10$ hectáreas, la ecuación 2.10.9 tiene un resultado de $\bar{P}=2.23$ mm.

2.11 Curvas Intensidad-Duración-Tiempo de retorno

$(i - d - T)$

El diseño de estructuras para control de los volúmenes y flujo de las tormentas requiere de un criterio cuantitativo para determinar el tamaño de dichas estructuras. El volumen o la cantidad de flujo que debe ser almacenado o captado por un sistema, puede ser determinado matemáticamente por la cantidad de lluvia; por consiguiente, una medición predictiva de la precipitación es requerida para el diseño de las estructuras.

Dos importantes parámetros de la precipitación, como son la intensidad y duración, pueden ser analizados estadísticamente para una frecuencia de ocurrencia. La representación gráfica de esta relación son las curvas de intensidad-duración-tiempo de retorno $(i - d - T)$. Estas curvas son un trazo del promedio de la intensidad de la lluvia contra la duración de la lluvia para diferentes tiempos de frecuencia (o periodos de retorno).

2.11.1 Conceptos de probabilidad y estadística

2.11.1a Probabilidad. Si un en experimento se tienen n resultados, los cuales son probables y mutuamente excluyentes y, si de ellos n_a resultados cuentan con un atributo “a”, entonces la probabilidad de que ocurra un evento “A” con el atributo “a” es:

$$P(A) = \frac{n_a}{n} \quad \text{ec. 2.11.1}$$

Por ejemplo, el experimento puede llamarse “ocurrencia de tormenta” y el atributo “a” puede ser, “la altura de precipitación total es mayor o igual que 500 mm”.

2.11.1b Periodo de retorno. Sea “A” el evento “altura máxima de precipitación en 24 horas en cualquier año es de 500 mm”. Se debe notar que, en este tipo de experimento, la probabilidad de que el resultado tome un valor exacto, como 500 mm, es nula. En este caso, es conveniente hablar de *intervalos*, por ejemplo, que la precipitación tome un valor de 500 mm, o mayor de 500 mm, o menor, o que esté en el intervalo de 300 a 500 mm. El número de años en que, *en promedio*, se presenta un evento de este tipo se llama *periodo de retorno o frecuencia*, y se acostumbra denotarlo con *T*.

De este modo, se dice que el periodo de retorno de la precipitación máxima en 24 horas de 500 mm es de 25 años cuando, en promedio, se podría presentar una precipitación de esa magnitud o mayor una vez cada 25 años. Nótese que esto no significa que dicha precipitación se presente exactamente cada 25 años, lo anterior quiere decir que, el evento hidrológico, se presentará una vez en promedio en ese lapso de tiempo.

De acuerdo con la definición, se puede tener la siguiente relación entre la probabilidad y el periodo de retorno:

$$P(A) * T = 1 \quad \text{ec. 2.11.2}$$

Es decir:

$$T = \frac{1}{P} \quad \text{ec. 2.11.3}$$

Donde *T* y *P* se refieren a un evento cualquiera *A*.

La misma relación vale en el caso de la precipitación máxima en 24 horas:

$$T = \frac{1}{P(hp \geq 500 \text{ mm})} \quad \text{ec. 2.11.4}$$

Esto es, el periodo de retorno de la precipitación máxima en 24 horas de 500 mm es, el inverso de que esta precipitación sea igualada o excedida en un año cualquiera. Considerando:

$$P(hp \leq 500mm) = 1 - P(hp \geq 500mm), \text{ y entonces, } P(hp \leq 500 mm) = 1 - \frac{1}{T}$$

Regularmente, cuando se tienen datos de un cierto periodo, y se desea aplicar algún método estadístico para extrapolar dichos datos a periodos de retorno mayores al de las mediciones, es necesario asignar un valor de T a cada dato registrado. Por lo que resulta ser conveniente utilizar la siguiente expresión para asignar periodos de retorno a una serie de datos:

$$T = \frac{n+1}{m} \quad \text{ec.2.11.5}$$

Donde:

m = Número de orden en una lista de mayor a menor de los datos

n = Número de datos.

2.11.1c Riesgo. Si P es la probabilidad de que ocurra un evento en cualquier año $P = \frac{1}{T}$, entonces la probabilidad de que dicho evento no ocurra en año cualquiera es:

$$\bar{P} = 1 - \frac{1}{T}$$

Si se supone que la ocurrencia de un evento en un año cualquiera es independiente de la no ocurrencia del mismo en los años anteriores y posteriores, entonces la probabilidad de que el evento no ocurra en n años sucesivos es:

$$\bar{P} \bar{P} \bar{P} \dots \bar{P} = \bar{P}^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Donde $\bar{P} \bar{P} \bar{P} \dots \bar{P}$ representan n factores. Y por lo tanto, la probabilidad de que el evento ocurra al menos una vez en n años sucesivos es:

$$R = 1 - \bar{P}^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad \text{ec.2.11.6}$$

El riesgo es denominado con “R” en la teoría probabilística. Con este parámetro, es posible determinar cuáles son las implicaciones de seleccionar un periodo de retorno dado para una obra que tiene una vida útil de n años.

2.11.2 Determinación de las curvas ($i - d - T$)

Para realizar estas curvas se aplicará el *Método de Regresión Lineal Múltiple*. Este método relaciona simultáneamente las tres variables de una familia de curvas cuya ecuación es:

$$i = \frac{k T^m}{d^n} \quad \text{ec.2.11.7}$$

Donde:

i = Intensidad de precipitación (mm/hr)

T = Periodo de retorno (años)

d = Duración (minutos)

k, m, n = Constantes para cada caso en particular

Si se toman los logaritmos de la ecuación 2.11.7 se tiene:

$$\log i = \log k + m \log T - n \log d \quad \text{ec.2.11.8}$$

Siendo la ecuación 2.11.8 de la forma:

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \quad \text{ec.2.11.9}$$

Donde:

$$y = \log i, \quad a_0 = \log k, \quad a_1 = m, \quad x_1 = \log T, \quad a_2 = -n, \quad x_2 = \log d$$

Al realizar un ajuste de correlación lineal múltiple de una serie de tres tipos de datos, se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\sum y = na_0 + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2$$

$$\sum x_1 y = a_0 \sum x_1 + a_1 \sum x_1^2 + a_2 \sum x_1 x_2$$

ec.2.11.10

$$\sum x_2 y = a_0 \sum x_2 + a_1 \sum x_1 x_2 + a_2 \sum x_2^2$$

Donde:

y, x_1, x_2 = logaritmos de la intensidad, periodo de retorno y las duraciones respectivamente.

a_0, a_1, a_2 = incógnitas

n = número de datos.

***Ejemplo 2.11.2.* Determinar las curvas intensidad-duración-periodo de retorno para los datos mostrados en la tabla 2.11.1.**

Se destaca el hecho de que en este ejemplo, solo se usan los valores de tres años de registro. Éste ejercicio solo servirá para explicar el método. Se aconseja que se manejen estaciones que cuenten con registros de más de 25 años para que el análisis sea confiable (Aparicio, 1987) y como mínimo 10 años.

Tabla 2.11.1: Intensidades Máximas Anuales

curvas de intensidad-duración-periodo de retorno para los siguientes datos de una estación pluviográfica "x".

Número de años de registro	3
----------------------------	---

Año	Intensidades máximas anuales. Duración en minutos									
	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1973	198	129	106	109.5	94	75.3	59	45.8	37.1	31
1974	253.2	159	120.4	109.5	87.2	74.4	63.5	51.8	44.8	40.7
1975	381.6	109.9	127.3	95.5	63.7	42.5	33.4	29.8	27.6	25.2
Tabla de valores de las intensidades máximas ordenadas del mayor al menor valor										
orden	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	381.6	159	127.3	109.5	94	75.3	63.5	51.8	44.8	40.7
2	253.2	129	120.4	109.5	87.2	74.4	59	45.8	37.1	31
3	198	109.9	106	95.5	63.7	42.5	33.4	29.8	27.6	25.2

Tabla de los logaritmos de las intensidades (log i)

Tr	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
4	2.58160837	2.20139712	2.1048284	2.03941412	1.97312785	1.87679498	1.80277373	1.71432976	1.65127801	1.6096
2	2.4034637	2.11058971	2.08062649	2.03941412	1.94051648	1.87157294	1.77085201	1.66086548	1.56937391	1.4914
1.33333333	2.29666519	2.04099769	2.02530587	1.98000337	1.80413943	1.62838893	1.52374647	1.47421626	1.44090908	1.4014
Σ=	7.28173726	6.35298453	6.21076076	6.05883161	5.71778377	5.37675684	5.0973722	4.8494115	4.66156101	4.5024

Σy=Σ logi=	56.1095561
Σx1=10ΣlogTri=	10.2802872
Σx1^2=10ΣlogTri^2=	4.68704979
Σx2=3Σlogd=	45.2005425
Σx2^2=3 Σlog d^2=	73.7579868
Σx1y=	19.6753616
Σx2y=	80.9417279
Σx1x2=	15.489152

Sustituyendo los valores anteriores en el sistema de ecuaciones 2.11.10, tenemos que:

$$56.11 = 30a_0 + 10.28a_1 + 45.2a_2$$

$$19.675 = 10.28 a_0 + 4.678 a_1 + 15.4892a_2$$

$$80.9417 = 45.2 a_0 + 15.4892a_1 + 73.758a_2$$

Resolviendo el sistema se obtienen los siguientes resultados:

$$a_0 = 2.70 = \log k$$

$$a_1 = 0.39 = m$$

$$a_2 = -0.64 = -n \therefore n = 0.64$$

$$k = \text{antilog} a_0 \therefore k = 501.1872$$

De acuerdo con las ecuaciones 2.12.8 y 2.12.9 se determina que:

$$\log i = k + a_1 \log T + a_2 \log d$$

Sustituyendo:

$$\log i = 501.1872 + 0.39 \log T + 0.64 \log d$$

Obteniendo el antilogaritmo:

$$i = \frac{501.1872(T)^{0.39}}{d^{0.64}}$$

Entonces, esta ecuación representa las intensidades máximas anuales de la estación en estudio, asociada a una duración y un periodo de retorno.

Para un periodo de retorno de 10 años, por ejemplo, la intensidad resulta:

$$i = 1230.27 d^{-0.64}$$

Ahora se debe multiplicar la ecuación anterior por la duración para obtener la altura de precipitación:

$$h_p = i \frac{d}{60} = 20.5045 d^{0.36}$$

En esta ecuación, se sustituye “d” por los valores de duración en minutos y los resultados se grafican en forma de curva masa.

Si se toma como ejemplo una duración de treinta minutos se tiene una altura de precipitación:

$$h_p = 20.5045 (30)^{0.36} = 69.76 \text{ mm}$$

Capítulo 3

Determinación de coeficientes de escurrimiento y gastos de diseño

Los principios físicos para la formación de la precipitación permanecen sin importar el lugar donde ésta se presente de acuerdo con el ciclo hidrológico. Pero en áreas urbanas, al pasar ésta de ser precipitación a convertirse en escurrimiento, tiene variaciones en su comportamiento en comparación con una zona rural.

La hidrología en áreas urbanas está dominada básicamente por dos características distintas: 1) La preponderancia de superficies impermeables como pavimentos y estructuras que impiden la infiltración del agua al suelo y 2) Las obras hechas por el hombre para mejorar la salida del agua de la cuenca, en este caso, los sistemas de drenaje.

Entonces, la respuesta a un evento de tormenta dentro de una cuenca urbana, es más rápida que en una cuenca rural de equivalente área y pendiente. Adicionalmente, el volumen de escurrimiento de una cuenca urbana, es más grande que en una cuenca rural, debido a que en la cuenca urbana existe una menor superficie de suelo libre que permita la infiltración del agua.

Los sistemas de drenaje en áreas urbanas pueden depender de canales naturales, pero, en la mayoría de las ciudades se tiene un sistema de alcantarillado. Sí aparte del *alcantarillado doméstico*, para remover aguas residuales, se tiene un alcantarillado exclusivo para agua de lluvia, éste es llamado *alcantarillado pluvial* y, en conjunto se llama *alcantarillado combinado*.

El problema de ingeniería en áreas urbanas, usualmente consiste en la necesidad de controlar los caudales pico provocados por las intensidades máximas de lluvia a través del sistema de drenaje. Si el gradiente hidráulico es muy alto, el alcantarillado puede sobrecargarse, llevando ocasionalmente a que se inunden las áreas de servicio.

La información requerida para el análisis de problemas de hidrología urbana es similar a la necesaria en otras áreas, por ejemplo, se necesita la información de precipitación, fisiografía de la cuenca y las características del sistema de drenaje, natural o artificial.

El escurrimiento superficial es un fenómeno importante desde el punto de vista de la ingeniería, y consiste en la ocurrencia y el transporte del agua sobre la superficie terrestre. La precipitación que alcanza la superficie del suelo se distribuye de diferentes maneras, mediante la infiltración, el desalojo del agua hacia zonas específicas mediante el sistema de drenaje de las ciudades y otra parte escurre superficialmente.

3.1 Factores que influyen en el escurrimiento superficial

El escurrimiento superficial comprende el exceso de la precipitación que ocurre después de una lluvia intensa y se mueve sobre la superficie del terreno.

Los factores que influyen sobre el escurrimiento superficial pueden ser de origen climático, relacionados con la precipitación; de tipo fisiográfico, que están ligados a las características de la cuenca y, de naturaleza humana, en los cuales se alteran los rasgos de la cuenca mediante la construcción de estructuras que influyen en el comportamiento del flujo del agua y su infiltración en el subsuelo.

Cuando los índices de urbanización y el uso del suelo cambian, se ve afectado el proceso de lluvia-escurrimiento, en consecuencia, puede ocasionar la ocurrencia de inundaciones.

La diferencia entre el volumen de precipitación y su correspondiente escurrimiento superficial promedio, sobre una cuenca en un tiempo determinado, dará la pérdida total, o mejor conocido como el volumen infiltrado.

Durante la tormenta, la evapotranspiración puede ser despreciada, mientras que, la intercepción y el almacenamiento formado por depresiones en el suelo, pueden ser considerados como una suma total que puede ser extraída de un hietograma en el inicio de la tormenta. Debido a las dificultades de su medición o que, en ocasiones, no se pueden medir con exactitud. Estos valores aproximados pueden ser tomados de la tabla 3.1.1.

Tabla 3.1.1: Pérdidas por humedad y depresiones del terreno según su pendiente

Pendiente	Pérdida de humedad	Pérdida por depresiones
<1%	0.5 mm	2.0 mm
1<x<4%	0.5 mm	1.5 mm
4<x<10%	0.5 mm	1.0 mm
>10%	0.5 mm	0.5 mm

3.2 Cantidad de agua que forma el escurrimiento

El proceso de escurrimiento comprende el escurrimiento superficial y el escurrimiento subsuperficial, que consisten el flujo lateral y el flujo base. Cada uno puede ser separado en distribución del total.

En una etapa inicial, parte de la precipitación es removida por evapotranspiración e intercepción en los techos de las casas y la flora, lo cual, influye en la cantidad total de agua remanente para formar la inundación. La ecuación 3.2.1, ilustra la relación fundamental que define la forma en que la precipitación se descompone, siendo cada término dependiente del tiempo.

$$P = R + \sum L + \Delta S \quad \text{ec. 3.2.1}$$

Donde:

P = Precipitación (mm)

R = Escurrimiento (mm)

$\sum L$ = Sumatoria de las pérdidas (evapotranspiración, intercepción, etc.) (mm)

ΔS = Cambio de almacenamiento (mm)

En este caso, los términos de la ecuación 3.2.1, están expresados en milímetros y no como volúmenes, ya que, la fórmula está considerada para ser aplicable a una unidad de área.

Tomando la precipitación como una entrada al sistema, la cantidad de agua disponible para el escurrimiento, es el volumen de lluvia reducido por evapotranspiración y otras pérdidas. Esta reducción es significativamente afectada por el uso de la tierra en diferentes maneras. Uno de los principales aspectos es, la vegetación existente o la falta de ésta debido a la impermeabilización del suelo por la construcción de pavimentos y estructuras en las zonas urbanas, esta situación, suele determinar el índice de evapotranspiración y la cantidad de intercepción de agua; por consiguiente, las áreas con una densa cubierta de vegetación producirán menor escurrimiento que las áreas que carecen de vegetación. Otros factores que también influyen serían los diferenciales de temperatura, áreas disponibles para el almacenamiento superficial y la radiación solar.

3.3 Coeficientes de escurrimiento

Son la relación entre el volumen de agua del escurrimiento directo y el volumen de agua de lluvia precipitado en un intervalo de tiempo determinado.

Estos coeficientes, suponen que las pérdidas en cada momento, son proporcionales a la intensidad de la lluvia. La constante de proporcionalidad se considera característica de cada cuenca y se denomina coeficiente de escurrimiento. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$C_e = \frac{V_{ED}}{V_{LL}} \quad ec. 3.3.1$$

Donde:

C_e = **Coeficiente de escurrimiento**

V_{ED} = **Volumen de escurrimiento directo**

V_{LL} = **Volumen de lluvia**

Este coeficiente se puede definir como relativo a una lluvia aislada o a un intervalo de tiempo en donde ocurren varias lluvias. Se debe aclarar que conociendo el coeficiente de escurrimiento para una determinada lluvia con cierta intensidad y duración en un área dada, se puede determinar el escurrimiento de otras precipitaciones de intensidades diferentes cuando la duración de la tormenta sea la misma.

El coeficiente de escurrimiento se estima también, relacionando los valores de la tabla 3.3.1, obtenidos para tormentas con períodos de retorno de 5 a 10 años (Secretaría de obras y servicios, 1982).

También, pueden ser útiles los coeficientes de escurrimiento propuestos por Ven Te Chow (1964) (tabla 3.3.2), los cuales no presentan una variación significativa en comparación con los presentados en la tabla 3.3.1.

Tabla 3.3.1: Valores típicos del coeficiente de escurrimiento “C”

Tipo del área drenada	Coeficiente de escurrimiento	
	Mínimo	Máximo
Zonas comerciales:		
Zona comercial	0.75	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
Zonas residenciales:		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
Zonas industriales:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios y parques	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios de ferrocarril	0.20	0.40
Zonas suburbanas:	0.70	0.95
Calles:		
Asfaltadas	0.70	0.95
Concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
Estacionamientos:		
Techados	0.75	0.95
Praderas:		
Suelos arenosos planos (pendiente ≤ 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

Tabla 3.3.2: Coeficientes de escurrimiento para diferentes usos de suelo

Tipos de uso de suelo	Coeficientes de escurrimiento
Centros de negocios	0.70-0.95
Vecindarios de negocios	0.50-0.75
Industrial compacto	0.60-0.90
Industrial separado	0.50-0.80
Multi-residencial compacto	0.60-0.75
Multi-residencial separado	0.40-0.60
Residencial unifamiliar	0.30-0.50
Suburbano	0.25-0.40
Parques y jardines	0.20-0.35
Parque ferroviario	0.20-0.40
Áreas sin alterar	0.10-0.30
Cementerios	0.10-0.25
Asfalto y concreto	0.70-0.95
Ladrillo o adoquín	0.70-0.85
Tejados	0.75-0.95
Tierras de cultivo con suelos limosos	0.40-0.45
Bosques con suelos arenosos	0.10-0.15

3.4 Modelos lluvia-escurrecimiento

3.4.1 Método racional

El método racional es atribuido a Looyd Davies (1906). El concepto detrás del método, radica en asumir que una tasa de lluvia constante y uniforme, producirá el máximo escurrecimiento cuando todas las partes de la cuenca contribuyan al gasto de salida. Una condición que se presenta después de que el tiempo de concentración ha transcurrido.

Mediante este método puede ser analizada, de una manera simple, la relación lluvia-escurrecimiento. Este análisis puede ser utilizado para la planeación de estructuras de reserva, solo donde el balance de aguas turbulentas sea requerido que, en un modelo básico, puede ser calculada la cantidad de agua que escurre por la superficie.

Para simplificar el análisis de la relación lluvia-escurrecimiento, es conveniente modelar los gastos pico del escurrecimiento de un área de pocos kilómetros cuadrados, donde las áreas cubiertas de superficies impermeables son considerables.

El método racional estima solo el gasto pico (máximo) usando los datos de intensidad de lluvia asociada a una duración y período de retorno, área de estudio y el coeficiente de escurrecimiento para el correspondiente uso de suelo. Este método puede ser expresado mediante la siguiente ecuación:

$$Q_p = 0.278 CiA \quad \text{ec. 3.4.1}$$

Donde:

Q_p = Gasto pico (m^3/s)

C = Coeficiente de escurrecimiento (adimensional)

i = Intensidad de la lluvia asociada a una frecuencia escogida para una duración igual al tiempo de concentración t_c (mm/hr)

A= Área de la cuenca (km²)

0.278= Factor de conversión de unidades

El tiempo de concentración (t_c), se define como el tiempo que tarda una gota de agua desde el punto más alejado de la cuenca, en llegar a la salida de esta, puede expresarse en minutos u horas. Por ejemplo, Mulvaney (1851) señaló que para una cuenca con $t_c = 3$ horas, se produciría un mayor escurrimiento con 1 pulgada caída en esas tres horas que con 2 pulgadas cayendo en 24 horas.

El tiempo de concentración se puede calcular mediante la siguiente ecuación (Aparicio, 1987):

$$t_c = \frac{L}{3600 v} \quad \text{ec. 3.4.2}$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración (horas)

L = Longitud del cauce principal de la cuenca (m)

v = Velocidad media del agua en el cauce principal de la cuenca (m/s)

La velocidad media se puede calcular mediante el uso de la tabla 3.4.1 (Aparicio, 1987).

Tabla 3.4.1: Velocidad media del agua en el cauce principal

Pendiente del cauce principal (%)	Velocidad media (m/s)
1-2	0.6
2-4	0.9
4-6	1.2
6-8	1.5

Otra manera de estimar el tiempo de concentración es mediante la fórmula propuesta por Kirpich.

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad \text{ec. 3.4.3}$$

Donde:

L = Longitud del cauce principal (m)

S = Pendiente del cauce principal (adimensional)

t_c = Tiempo de concentración (horas)

3.4.2 Métodos de envolventes

Aunque estos modelos no analizan propiamente la relación lluvia-escurrencimiento, son de utilidad en los casos en los cuales no se requiera obtener resultados de mucha precisión o se carezca casi por completo de información.

Estos métodos toman en cuenta sólo el área de la cuenca y su idea fundamental está basada en relacionar el gasto máximo Q con el área de la cuenca A_c en la forma:

$$Q = \alpha A_c^\beta \quad \text{ec. 3.4.4}$$

Donde:

Q = Gasto máximo

α, β = Parámetros empíricos en función de A_c

Entonces, $\beta=1$ y $\alpha=Ci$ por lo que se puede hacer referencia a la formula racional (ecuación 3.4.1). Según Raudkivi (1979), se ha visto que β es del orden de $3/4$ para cuencas de área menor que unos 1500 km² y de $1/2$ para cuencas mayores.

De las fórmulas del tipo de la 3.4.4 las más utilizadas en México son la de Creager y la de Lowry.

La ecuación de Creager se expresa de la siguiente manera:

$$q = 1.303 C_c (0.386 A_c)^\alpha A_c^{-1} \quad \text{ec. 3.4.5}$$

Donde:

q = Gasto Máximo por unidad de área. $q = Q/A_c$,

$$\alpha = \frac{0.936}{A_c^{0.048}} \quad \text{ec. 3.4.6}$$

A_c = Área de la cuenca (km²)

C_c (Envolvente mundial)=100

C_c (Envolvente de Creager)= 200

La fórmula de Lowry es:

$$q = \frac{C_L}{(A_c + 259)^{0.85}} \quad \text{ec. 3.4.7}$$

Donde:

A_c = Área de la cuenca (km²)

C_L Mundial= 3500

C_L Valle de México (Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos, 1978)=760

Estos valores de C_c y C_L se determinan por regiones, llevando a una gráfica logarítmica los gastos unitarios máximos q registrados contra sus respectivas áreas de cuenca y seleccionando el valor de C_c y C_L que envuelva a todos los puntos medidos.

3.4.3 Histogramas

Una vez que la precipitación total ha sido calculada, se puede determinar la relación del traslado del escurrimiento en la cuenca mediante un histograma. El tiempo relativo de recorrido del escurrimiento superficial hacia la salida de la cuenca está determinado por el tamaño de la misma.

Mediante el concepto de *histograma área-tiempo*, se puede entender como el exceso de lluvia es convertido en un hidrograma. Este método asume que el gasto de salida de un hidrograma resulta del traslado del escurrimiento directo hacia la salida de la cuenca, ignorando cualquier efecto del almacenamiento en ésta.

Si una lluvia de intensidad uniforme es distribuida sobre el área de la cuenca, primero el flujo de las áreas adyacentes a la salida y el porcentaje del área total, contribuirán al incremento progresivo del escurrimiento en un determinado tiempo. Por lo que se puede expresar la siguiente ecuación:

$$Q_n = R_i A_1 + R_{i-1} A_2 + \dots R_1 A_j \quad \text{ec. 3.4.8}$$

Donde:

Q_n = Ordenada del hidrograma en el tiempo n (m^3/s)

R_i = Exceso de lluvia en el tiempo i (m/s)

A_j = Ordenada del histograma área-tiempo en el tiempo j (m^2)

El concepto de área-tiempo provee de un conocimiento útil sobre el fenómeno del escurrimiento superficial, pero su aplicación es limitada a causa de la dificultad de construir líneas isócronas y porque el hidrograma debe ser ajustado para representar los efectos del almacenamiento en la cuenca.

Ejemplo 3.4.3. Una cuenca es dividida en cuatro secciones como se presenta en la figura 3.4.3.1. El escurrimiento de cada sección contribuirá al flujo en la estación “G” como se muestra en la tabla 3.4.2. Considerar una lluvia de 12.7 mm/hr, que cae uniformemente durante 5 horas. Asumir que no hay pérdidas y realizar un hidrograma de barras para la respuesta de la tormenta en “G”.

Tabla 3.4.2

	A	B	C	D
Área (m^2)	1000	2000	3000	1000
Tiempo hasta “G” (hr)	1	2	3	4

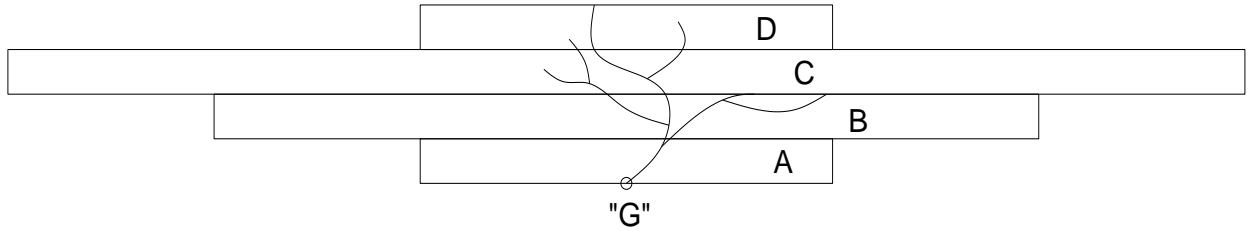


Figura 3.4.3.1: Secciones de la cuenca

Solución.

Utilizando la ecuación 3.4.8:

$$Q_n = R_i A_1 + R_{i-1} A_2 + \dots R_1 A_j$$

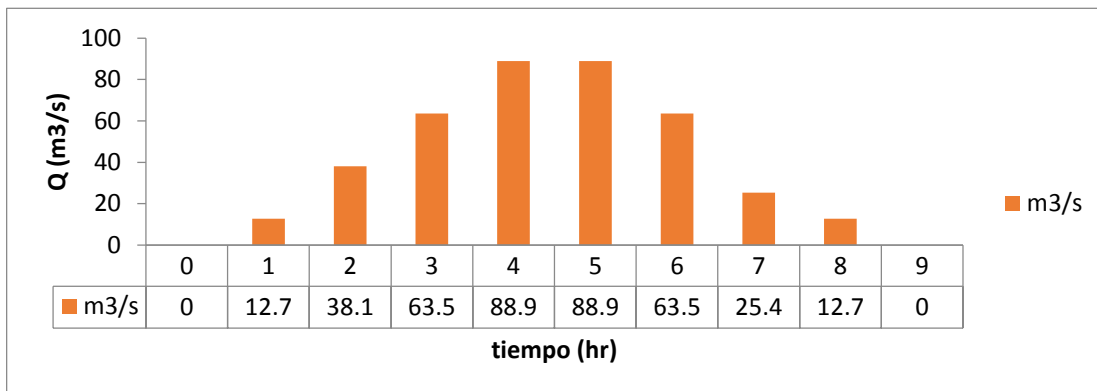
Para $n=5$, $i=5$ y $j=4$,

$$Q_5 = R_5 A_1 + R_4 A_2 + R_3 A_3 + R_2 A_4$$

$$Q_5 = (0.0127 \text{ m/hr})(1000 \text{ m}^2) + (0.0127 \text{ m/hr})(2000 \text{ m}^2) + (0.0127 \text{ m/hr})(3000 \text{ m}^2) + (0.0127 \text{ m/hr})(1000 \text{ m}^2)$$

$$Q_5 = 88.9 \frac{\text{m}^3}{\text{hr}}$$

El hidrograma resultante se presenta a continuación:



Grafica 3.4.1: Hidrograma de barras

3.4.4 Hidrogramas

Se denomina hidrograma a la representación gráfica de la variación del caudal en relación con el tiempo. El intervalo de tiempo puede variar de horas a años (Monsalve, 1999).

Un hidrograma resulta de una combinación de condiciones fisiográficas y meteorológicas en una cuenca y representa los efectos del clima, pérdidas hidrológicas, escurrimiento superficial, flujo subsuperficial y flujo subterráneo integrados.

En el hidrograma (figura 3.4.1), se pueden distinguir cuatro puntos (A, B, C, D y E), dos ramas (ascendente y descendente) y dos tiempos característicos (T_p y T_b).

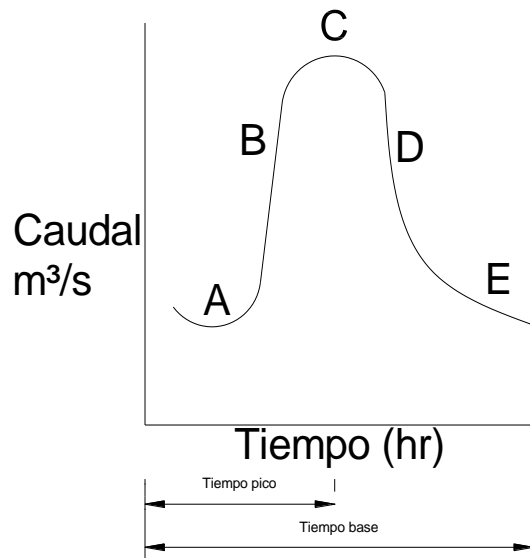


Figura 3.4.1. Hidrograma

Punto de levantamiento (A). Este, es producto del agua que proviene de la tormenta que, una vez superada la capacidad de infiltración del suelo, inicia el escurrimiento superficial y comienza a llegar a la salida de cuenca. Puede producirse inmediatamente al comienzo de la tormenta, durante la misma, o transcurrido algún tiempo después; ya que, es una función de las características fisiográficas de la cuenca como son el tamaño, el sistema de drenaje, el tipo de suelo y en otro aspecto, la duración e intensidad de la lluvia.

Punto B (curva de concentración). El punto “B”, marca el punto de inflexión; se determina gráficamente y señala el comienzo de la cresta del hidrograma. En este lapso de tiempo, están contribuyendo a la alimentación del caudal, el escurrimiento superficial directo, la precipitación directa sobre la corriente y el agua subterránea (caudal base).

Punto pico (C). El caudal continúa aumentando hasta alcanzar un máximo en el punto “C”, cuando toda la cuenca está contribuyendo. En este punto se señala el gasto máximo que produce una tormenta, para fines de diseño, esta es la parte más importante del hidrograma.

Punto D (inflexión). Este punto, marca el comienzo de la curva de descenso del hidrograma.

Se presenta cuando termina aproximadamente el flujo superficial y lo que queda de agua en la cuenca escurre ya solo por los canales como escurrimiento subterráneo.

Final del escurrimiento directo (E). Punto que indica la terminación de toda esorrentía superficial. A partir de este punto, comienza la denominada *curva de agotamiento*, durante la cual, los aportes provienen únicamente de las corrientes subterráneas. Se acepta como el punto de mayor curvatura de la rama descendente.

Tiempo pico (T_p). Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento (A), hasta el pico del hidrograma (C).

Tiempo base (T_b). Se define como el tiempo que dura el escurrimiento directo, el cual transcurre desde el punto (A) hasta el punto (E).

Rama ascendente. Curva del hidrograma que comienza desde el punto de levantamiento (A), hasta el punto pico (C).

Rama descendente. Se le da también el nombre de curva de vaciado y, es la parte del hidrograma que se origina desde el punto pico (C), hasta el final del escurrimiento en el punto (E).

3.4.4.A Métodos para determinar el escurrimiento base y el escurrimiento directo

3.4.4a Método de la línea recta

Consiste en unir con una línea recta el punto de levantamiento (A) en el comienzo del incremento del caudal del hidrograma y el final del escurrimiento directo en el punto (E), en el inicio de la curva de agotamiento. El caudal por debajo de esta línea corresponde al aporte de agua subterránea y el resto al escurrimiento superficial total (figura 3.4.2).

La determinación del volumen de escurrimiento superficial total se hace calculando el área que se forma en la parte superior de la línea trazada, de la misma manera se obtiene el volumen de escurrimiento base, calculando el área debajo de la línea.

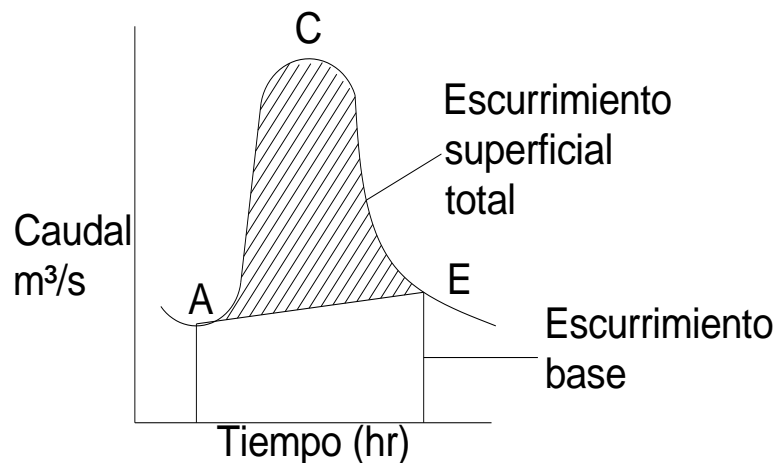


Figura 3.4.2 Método de la línea recta

3.4.4b Método de las dos líneas rectas

Este método se desarrolla trazando una prolongación de la curva de agotamiento anterior al punto de levantamiento (A) y se prolonga

hasta cortar la vertical trazada en la abscisa correspondiente al caudal pico del punto(C). El punto así determinado, se une mediante una recta con el punto (E) de comienzo de la curva de agotamiento del hidrograma en consideración (figura 3.4.3).

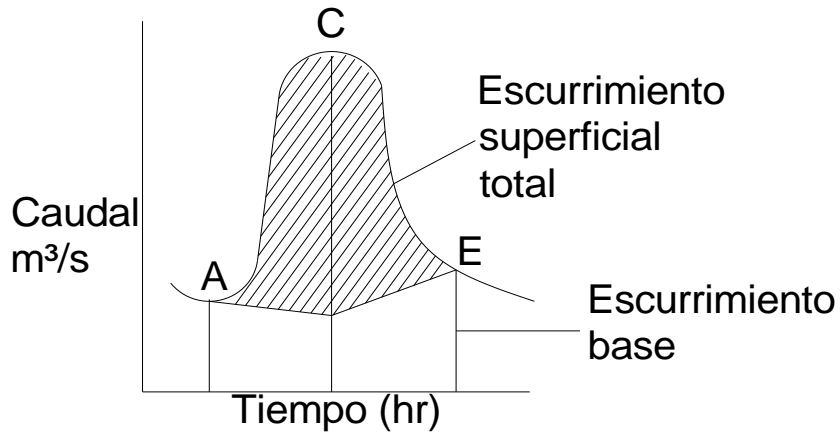


Figura 3.4.3. Método de las dos líneas rectas

3.4.4c Método de la línea curva

Se traza una curva suave que inicie en tangente a las curvas normales de agotamiento antes y después del hidrograma considerado.

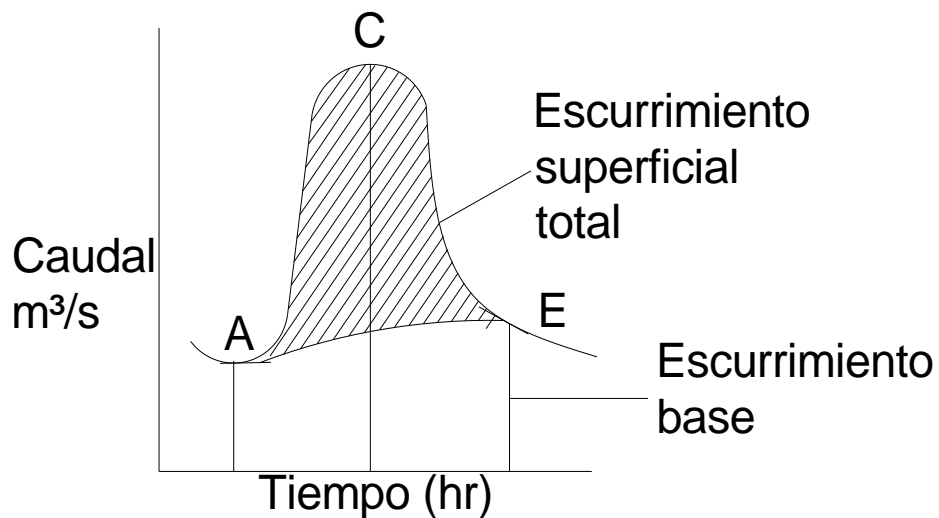


Figura 3.4.4. Método de la línea curva

3.4.4B Determinación del punto (E) de inicio de la curva de agotamiento

3.4.4d Método visual

Consiste en localizar el punto (E) mediante la observación de las curvas de descenso y agotamiento del hidrograma. Normalmente el punto (E) se toma en el lugar de máxima curvatura, de tal manera que el periodo de tiempo entre el punto (C) (pico del hidrograma) y el punto (E) sea siempre igual a un número entero de días u horas, según el tamaño de la cuenca.

3.4.4e Método empírico de Linsley

Este método empírico fue propuesto para cuencas pequeñas y se representa por la siguiente ecuación:

$$N = 0.827 A^{0.2} \quad \text{ec. 3.4.9}$$

Donde:

N = Tiempo entre el pico del hidrograma y el punto (E) del inicio de la curva de agotamiento (días)

A = Área de drenaje de la cuenca hasta el sitio de consideración (km^2)

3.4.5 Hidrograma unitario

Suponiendo que se presenta una misma tormenta en dos cuencas con el mismo suelo y la misma área, pero geoméricamente diferentes, aunque el volumen escurrido sea el mismo, el gasto pico y las demás características del hidrograma se ven afectadas de una cuenca a otra.

El *hidrograma unitario* se define como el hidrograma de escurrimiento directo que se produce por una lluvia efectiva o en exceso de lámina unitaria, duración d_e y repartida uniformemente en la cuenca.

Este método fue propuesto por Sherman en 1932, está basado en las siguientes hipótesis:

a) *Tiempo base constante.* Para una cuenca dada, la duración total de escurrimiento directo o tiempo base es la misma que para todas las tormentas con la misma duración de lluvia efectiva, independiente al volumen total escurrido. Todo hidrograma unitario está ligado a una duración de la lluvia en exceso.

b) *Linealidad o proporcionalidad.* Las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo con el mismo tiempo base, son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento directo, es decir, al volumen total de lluvia efectiva. Como consecuencia, las ordenadas de dichos hidrogramas son proporcionales entre sí.

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

Ejemplo 3.4.5. Supóngase que de una cierta cuenca con área de 1080 km² se conoce un hidrograma de escurrimiento total y el hidrograma de la tormenta que lo produjo (véase figura 3.4.5).

Mediante los métodos estudiados en el subcapítulo 3.4.4A, es posible separar el escurrimiento base del directo. Realizado lo anterior, se puede conocer el volumen de escurrimiento directo y el tiempo base. Así, del ejemplo de la figura 3.4.5, el volumen de escurrimiento directo resulta ser:

$$V_e = \Delta t \sum_{i=1}^8 Q_i = (2 \times 3600)(100 + 150 + 200 + 100 + 80 + 60 + 40 + 20)$$

$$V_e = 5.4 \times 10^6 \text{ m}^3$$

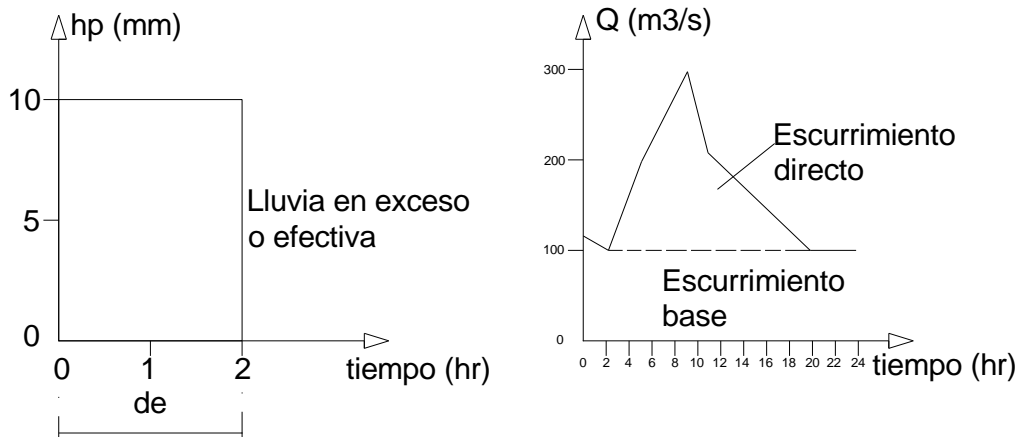


Figura: 3.4.5 Hietograma e Hidrograma

Y el tiempo base es de 18 horas.

Posteriormente se procede a determinar la altura de lluvia efectiva de la siguiente manera:

$$h_{pe} = \frac{V_e}{A_c} = \frac{5.4 \times 10^6 \text{ m}^3}{1080 \times 10^6 \text{ m}^2} = 0.005 \text{ m} = 5 \text{ mm}$$

Y la duración en exceso (d_e) sería particularmente de dos horas.

Aceptando la hipótesis de tiempo base constante y linealidad, un hidrograma unitario, es decir, un hidrograma de escurrimiento directo producido por una lluvia de 1 mm de lámina y duración en exceso de 2 horas, debe tener para este ejemplo, un tiempo base de 18 horas y la misma forma del hidrograma de la figura 3.4.5 pero con sus ordenadas reducidas a una quinta parte, esto es debido a que la altura de precipitación efectiva en este caso fue de 5 mm. Entonces, dividiendo las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo entre 5, se obtiene el hidrograma de la figura 3.4.6.

Con este hidrograma unitario es posible determinar hidrogramas de escurrimiento directo para cualquier tormenta cuya duración de lluvia en exceso sea de 2 horas.

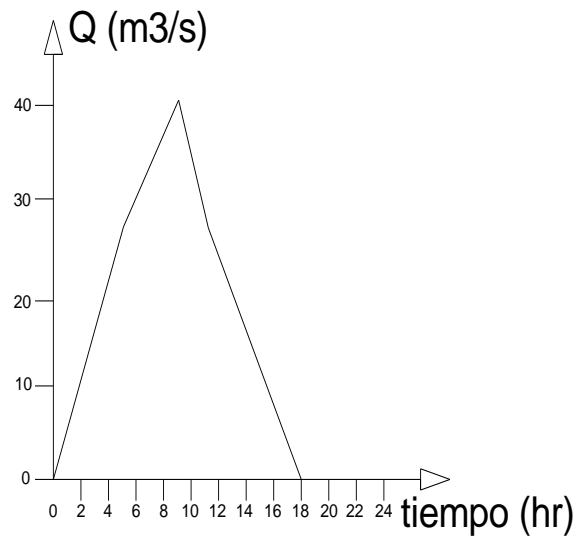


Figura: 3.4.6 Hidrograma unitario para $d_e=2$ horas y una lluvia en exceso de 5 mm

3.4.6 Curva "S"

Suponiendo que se tiene un hidrograma unitario para una duración en exceso d_e , si ocurre una tormenta cuyo hietograma esté formado por un número muy grande de barras, cada una con duración d_e y una altura de precipitación efectiva de 1 mm (figura 3.4.8a), y si se acepta el principio de superposición de causas y efectos, entonces se tendrá un hidrograma de escurrimiento directo similar al mostrado a continuación (figura 3.4.7):

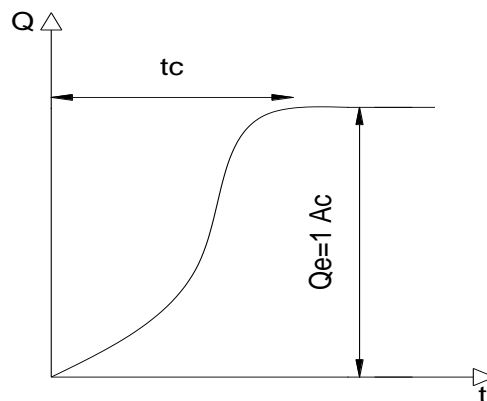


Figura: 3.4.7: Hidrograma de escurrimiento directo

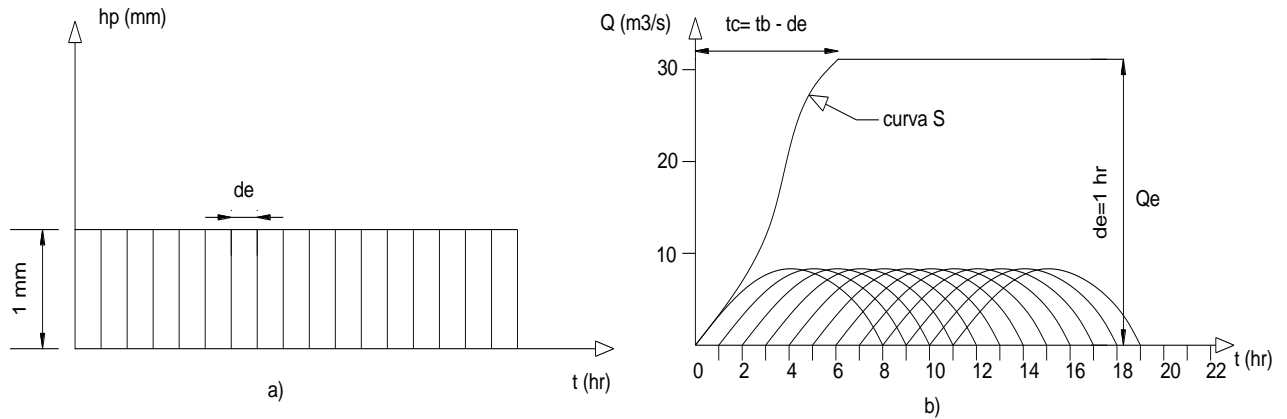


Figura 3.4.8: Hietograma y curva "S"

Dado que la intensidad de la lluvia, en este caso es:

$$i = \frac{1 \text{ mm}}{d_e} \quad \text{ec. 3.4.10}$$

Entonces, el gasto de equilibrio se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q = iA_c = \frac{1 \text{ mm}}{d_e} A_c \quad \text{ec. 3.4.11}$$

Siendo la ecuación 3.4.11, un coeficiente de escurrimiento unitario en vista de que i es la intensidad de la lluvia efectiva. El hidrograma de escurrimiento directo que se produce con una lluvia como ésta se llama curva S. Esta curva (figura 3.4.8b) es formada mediante la superposición de un número de hidrogramas unitarios suficientes para llegar al gasto de equilibrio.

Es común que al sumar las ordenadas de los hidrogramas unitarios no se llegue al gasto de equilibrio definido por la ecuación 3.4.11 y en su lugar, se presenten oscilaciones en la parte superior de la curva S como se muestra en la figura 3.4.9.

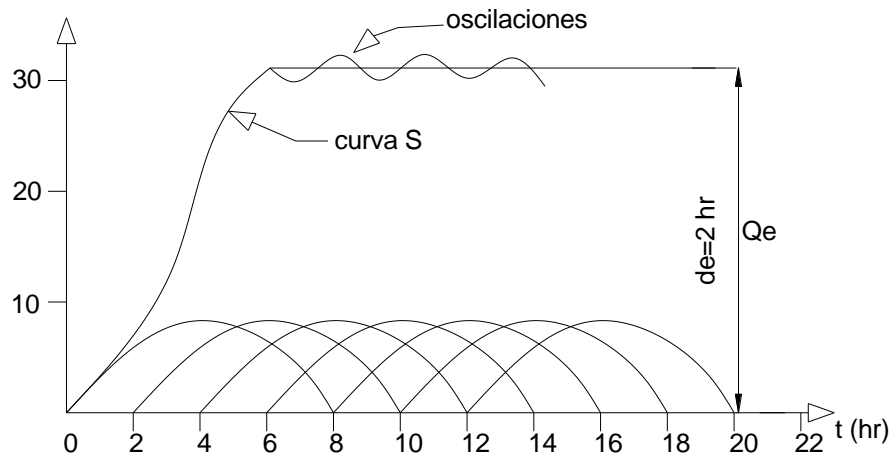


Figura 3.4.9: Oscilaciones del hidrograma unitario curva “S”

Esto ocurre para duraciones en exceso grandes o, cuando el hidrograma unitario no puede representarse con precisión mediante líneas rectas a cada d_e horas. Es conveniente analizar este problema mediante la separación del gasto base que se hizo y la duración en exceso d_e , pues la proporción que guardan ambas variables se sale de lo común. Si en la revisión se encuentra que t_b y d_e son correctos, entonces será necesario suavizar la curva. Para realizar esto se debe tomar en cuenta que:

a) El tiempo de concentración t_c o el tiempo en el que se alcanza el gasto de equilibrio es:

$$t_c = t_b - d_e \quad \text{ec.3.4.12}$$

Donde:

t_b = **Tiempo base del hidrograma unitario.**

d_e = **Duración en exceso**

b) El gasto de equilibrio es dado por la ecuación 3.4.11.

Si la curva S de la figura 3.4.8 se desplaza d_e horas en el tiempo y las ordenadas de la curva desplazada se restan de las de la original, el resultado sería el hidrograma unitario con el que se construyó la curva S. Si la curva S se desplaza d_e' horas en el tiempo (figura

3.4.10) y sus ordenadas se restan de la curva S original (figura 3.4.11), se obtendría el hidrograma resultante de una lluvia con intensidad $1\text{ mm}/d_e$ que cae durante d_e' horas. Para que el hidrograma resultante sea unitario, la intensidad de precipitación debe ser $1/d_e'$; entonces es necesario multiplicar sus ordenadas por d_e/d_e' . Con esto se obtiene un hidrograma unitario para una duración en exceso d_e' .

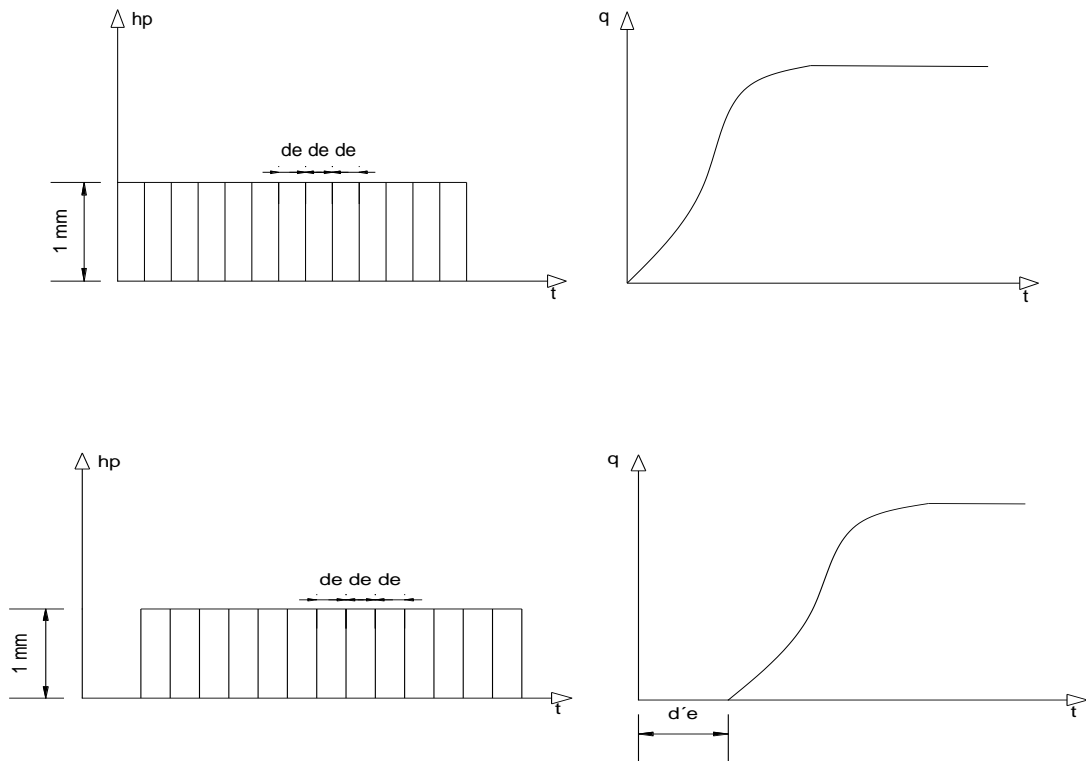


Figura 3.4.10: Desplazamiento de la curva S

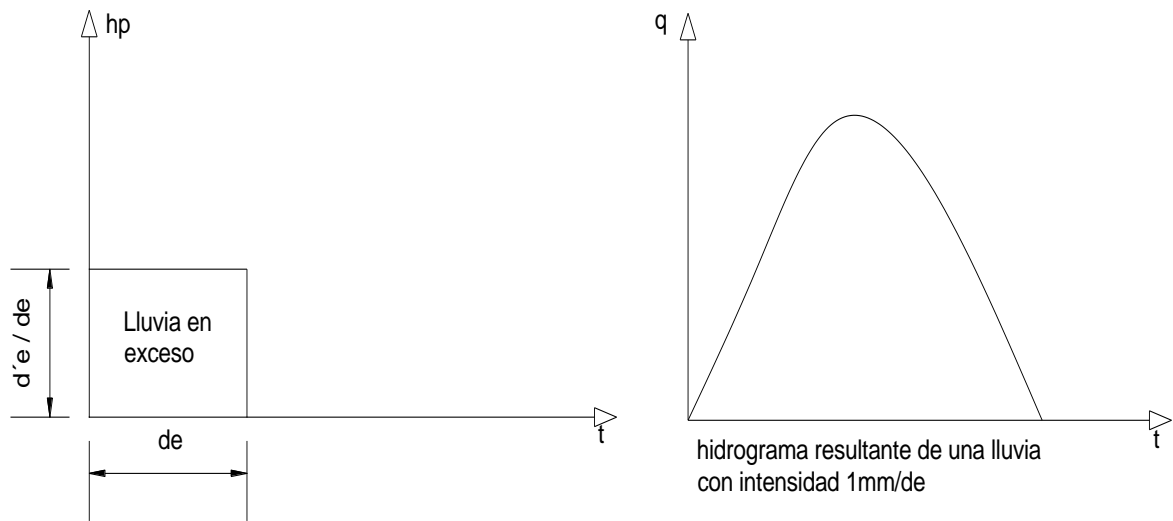


Figura 3.4.11: Resta de las ordenadas de la curva S

Para usar el método del hidrograma unitario, siempre es necesario contar con al menos un hidrograma medido a la salida de la cuenca, además de los registros de precipitación. Sin embargo es frecuente que no se cuenten con los registros de estaciones hidrométricas o con los registros pluviográficos necesarios.

Por esta razón, se podrán utilizar otros métodos con los que es posible obtener hidrogramas unitarios empleando únicamente datos de características generales de la cuenca, además de los datos de lluvia. Los hidrogramas unitarios obtenidos de esta manera, son llamados *“Hidrogramas Sintéticos.”* Dentro de este tipo de hidrogramas se pueden señalar los realizados mediante el método de Chow y el hidrograma unitario triangular.

3.4.7 Método de Chow

El ingeniero Ven Te Chow (1962), desarrolló un método para el cálculo del gasto pico de hidrogramas de diseño de alcantarillas y otras estructuras de drenaje pequeñas. Este método sólo proporciona el gasto pico y es aplicable a cuencas no urbanas con un área menor a 25 km².

El gasto pico Q_p de un hidrograma de escurrimiento directo puede expresarse como el producto de la altura de precipitación efectiva por el gasto pico de un hidrograma unitario:

$$Q_p = q_p P_e \quad ec. 3.4.13$$

El gasto pico del hidrograma unitario q_p se expresa como una fracción del gasto de equilibrio para una lluvia con intensidad $i = 1mm/d_e$ (ecuación 3.4.11):

$$Q_p = \frac{1 \text{ mm}}{d_e} A_c Z \quad ec. 3.4.14$$

Donde:

Z = Factor de reducción de pico

A_c = Área de la cuenca

d_e = Duración en exceso

Si A_c se expresa en km^2 y d_e en horas la ecuación 3.4.14 se escribe como:

$$q_p = \frac{0.278 A_c}{d_e} Z \quad ec. 3.4.15$$

Donde:

q_p = Gasto pico del hidrograma unitario ($m^3/s/mm$)

Sustituyendo la ecuación 3.4.15 en 3.4.13 se tiene:

$$Q_p = \frac{0.278 P_e A_c}{d_e} Z \quad ec. 3.4.16$$

Dado que este método se usa en cuencas no instrumentadas, el procedimiento conveniente para valuar P_e a partir de la lluvia total P , es el de los números de escurrimiento, desarrollado por el U.S. Soil Conservation Service (1957). Del cual se desprende la siguiente ecuación:

$$P_e = \frac{\left[P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad ec. 3.4.17$$

Donde:

P_e = Precipitación efectiva (mm)

P = Altura de lluvia total (mm)

N = Factor dependiente del tipo de suelo (tablas 3.4.3 y 3.4.4)

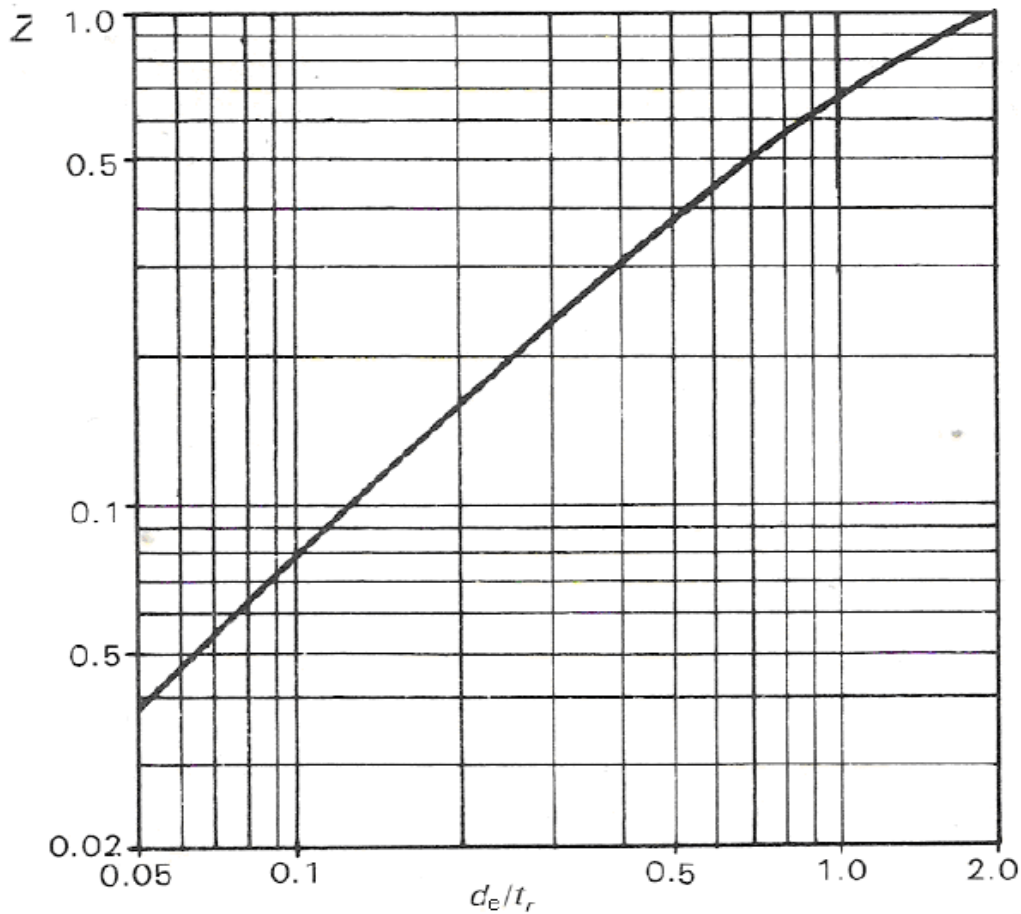
Tabla 3.4.3: Selección de N

Uso de la tierra y su cobertura	Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno en %	Tipo de suelo			
			A	B	C	D
Sin cultivos Cultivos en surco	Surcos rectos	-	77	86	91	94
	Surcos rectos	>1	72	81	88	91
	Surcos rectos	<1	67	78	85	89
	Contorneo	>1	70	79	84	88
	Contorneo	<1	65	75	82	86
	Terrazas	>1	66	74	80	82
	Terrazas	<1	62	71	78	81
Pastizales	>1	68	79	86	89
	<1	39	61	74	80
	Contorneo	>1	47	67	81	88
	Contorneo	<1	60	35	70	79
Pradera permanente	<1	30	58	71	78
Bosques naturales:				
Muy ralo	56	75	86	91
Ralo	46	68	78	84
Normal	36	60	70	77
Espeso	26	52	62	69
Muy espeso	15	44	54	61
Caminos:				
De terracería	72	82	87	89
Con superficie dura	74	84	90	92

Tabla 3.4.4: Tipo de suelo

Tipo de suelo	Textura del suelo
A	Arenas con poco limo y arcilla; Suelos muy permeables
B	Arenas finas y limos
C	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla
D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana; suelos muy impermeables

El factor de reducción de pico Z se calcula, según Chow, como una función del tiempo de retraso t_r (tiempo que transcurre del centro de masa de la precipitación al pico del hidrograma) y de la duración en exceso d_e , como se muestra (gráfica 3.4.2). Esta figura se obtuvo a partir de 60 hidrogramas en 20 cuencas pequeñas (de 0.01 a 20 km²) del medio oeste de los Estados Unidos.



Gráfica 3.4.2: Reducción de pico "Z"

El tiempo de retraso se calcula como:

$$t_r = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \quad \text{ec. 3.4.18}$$

Donde:

L = Longitud del cauce principal (m)

S = Pendiente del cauce principal (m/m)

t_r = Tiempo de retraso (horas)

Para aplicar este método, es conveniente contar con los datos de precipitación en forma de curvas $i - d - T$ (intensidad-duración-período de retorno).

Así, para el periodo de retorno adecuado al problema, se calcularían los picos correspondientes a varias duraciones y se escogería el mayor para el diseño.

3.4.8 Hidrograma unitario triangular

El hidrograma unitario sintético triangular fue desarrollado por Mokus (1957), el cual es esquematizado en la figura 3.4.12.

De la geometría del hidrograma unitario, se escribe el gasto pico como:

$$q_p = \frac{0.555 A}{t_p} \quad \text{ec. 3.4.19}$$

Donde:

A = Área de la cuenca (km²)

t_p = Tiempo pico (horas)

q_p = Gasto pico (m³/s/mm)

Del análisis de varios hidrogramas, Mokus concluyó que el tiempo base t_b y el tiempo pico t_p se relacionan mediante la siguiente expresión:

$$t_b = 2.67 t_p \quad \text{ec. 3.4.20}$$

A su vez, el tiempo pico se expresa como:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad \text{ec. 3.4.21}$$

Que se ejemplifica en la figura 3.4.12.

Donde:

d_e = Duración en exceso

t_r = Tiempo de retraso; el cual se estima mediante el tiempo de concentración t_c .

El tiempo de concentración t_c se puede calcular mediante el uso de la ecuación 3.4.2 y la fórmula de Kirpich (ecuación 3.4.3).

El tiempo de retraso se determina como:

$$t_r = 0.6 t_c \quad \text{ec. 3.4.22}$$

O bien, mediante el uso de la fórmula propuesta por Chow (ecuación 3.4.18).

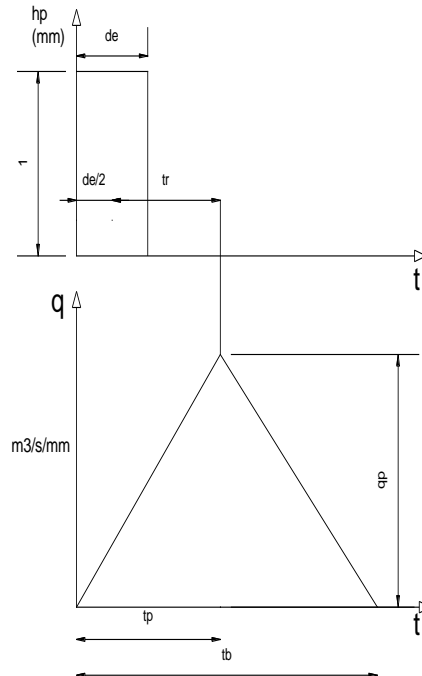


Figura 3.4.12: Hidrograma unitario sintético (forma triangular)

Por otra parte, la duración en exceso con la que se tiene mayor gasto pico, se puede calcular, para cuencas grandes aproximadamente como:

$$d_e = 2\sqrt{t_c} \quad \text{ec. 3.4.23}$$

Para cuencas pequeñas $d_e = t_c$. Todos los tiempos y la duración en exceso de las ecuaciones 3.4.20 a la 3.4.23 están dados en horas.

Sustituyendo la ecuación 3.4.20 en 3.4.19 se obtiene:

$$q_p = \frac{0.208 A}{t_p} \quad \text{ec. 3.4.24}$$

Donde el gasto pico q_p está dado en m^3/s , A en km^2 y t_p en horas.

Sustituyendo las ecuaciones 3.4.21, 3.4.22 y 3.4.23, se obtiene:

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6 t_c \quad \text{ec. 3.4.25}$$

Con las ecuaciones 3.4.20, 3.4.24 y 3.4.25 se calculan las características del hidrograma unitario triangular.

3.4.9 Método de Burkli-Ziegler

Este método fue desarrollado mediante la observación de lluvias extraordinarias en la ciudad de Zurich que permitieron aplicar la fórmula que lleva el nombre del investigador suizo (ecuación 3.4.26). Esto último se logra midiendo los gastos reales en las tuberías de desagüe y relacionándolo con el área y la intensidad de la lluvia.

El método de Burkli-Ziegler, al igual que el método racional, hace uso de un factor de conversión para transformar las unidades en l/s.

$$Q = 28.78 CiS^{1/4}A^{3/4} \quad \text{ec. 3.4.26}$$

Donde:

Q =Gasto (l/s)

C = Coeficiente de escurrimiento (adimensional)

i = Intensidad de la lluvia constante (cm/hr)

S = Pendiente del área en estudio (m/m)

A = Área de aportación (hectáreas)

28.78 = Factor de conversión de unidades

Los valores del coeficiente C se obtienen mediante el empleo de la tabla 3.4.5.

Tabla 3.4.5: Valores del coeficiente C .

Clase de superficie	"C"
Calles en los núcleos centrales de las ciudades	0.7 a 0.9
Calles circundantes de las anteriores	0.5 a 0.7
Calles en zona urbana	0.25 a 0.50
Jardines y huertas	0.00 a 0.25

3.4.10 Método gráfico alemán

Este método sirve para calcular avenidas de diseño en colectores, su aplicación consiste en:

- 1) Se divide la cuenca que se va a analizar en subcuencas asociadas a cada tramo de la red de drenaje**
- 2) Se calcula para cada área de las subcuencas el tiempo de concentración que les corresponde**
- 3) Se calcula el tiempo de concentración asociado a la cuenca (t_c) y se considera que la lluvia tiene la misma duración, es decir:**

$$d = t_c \quad \text{ec. 3.4.27}$$

Donde:

d = Duración de la lluvia (minutos)

t_c = Tiempo de concentración en toda la cuenca (minutos)

- 4) Se determina el período de retorno T_r
- 5) Se calcula la intensidad de la lluvia para la duración obtenida en el paso 3 y el periodo de retorno del paso 4 con ayuda de las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno. Otra forma es mediante la obtención de la precipitación promedio sobre un área y dividirla entre la duración para obtener la intensidad de la lluvia correspondiente.
- 6) Con la fórmula racional se estima el escurrimiento máximo en cada una de las subcuencas, considerando que la intensidad de la lluvia es uniforme sobre toda la cuenca y las únicas variables que cambian son la superficie y el coeficiente de escurrimiento ponderado con respecto al área, si es necesario.
- 7) Se construyen los hidrogramas de escurrimiento de cada subcuenca. Para ello se supone que el gasto máximo Q_j de la subcuenca en estudio se alcanza linealmente en un tiempo igual al de concentración de la subcuenca, a partir de ese tiempo, el gasto se mantiene constante hasta un tiempo igual al de la duración total de la lluvia d y por último, la recesión también se realiza en un tiempo igual al de concentración, como se muestra en la figura 3.4.13.

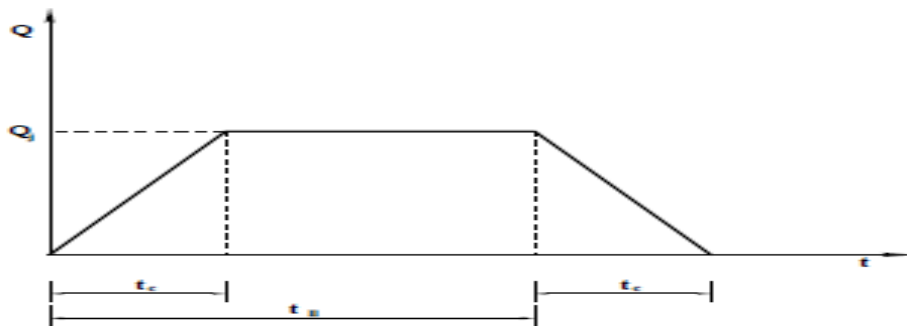


Figura 3.4.13: Hidrograma de escurrimiento

- 8) Se calcula el hidrograma de escurrimiento total, para lo cual se procede de la siguiente manera:

8.1) El análisis se inicia a partir de la primera subcuenca, aguas abajo, en la cual está ubicada la salida general de la cuenca y se prosigue aguas arriba

8.2) Si los colectores son concurrentes, se supone que empiezan a contribuir simultáneamente; el hidrograma total se obtiene sumando los hidrogramas por cada uno de ellos (figura 3.4.14).

8.3) Si los colectores son consecutivos, se considera que el colector de la subcuenca aguas arriba, empieza a aportar agua cuando el de la subcuenca aguas abajo haya llegado a su tiempo de concentración; es decir, el hidrograma de la subcuenca aguas arriba se suma a partir de que termina el ascenso del hidrograma de la subcuenca de aguas abajo. En la figura 3.4.15 se indica la manera de hacerlo.

El tiempo de concentración t_c se calcula con la siguiente formula:

$$t_c = t_{cs} + t_t \quad \text{ec. 3.4.28}$$

t_c = Tiempo de concentración

t_{cs} = Tiempo de concentración sobre la superficie

t_t = Tiempo de traslado a través de los colectores

El tiempo de traslado para cada tramo se puede determinar mediante:

$$t_t = \frac{l}{V} \quad \text{ec. 3.4.29}$$

Donde:

t_t = Tiempo de traslado (segundos)

l = Longitud del tramo en el cual escurre el agua (m)

V = Velocidad media de traslado (m/s)

Al sumar todos los hidrogramas, se calcula el gasto máximo en el punto considerado.

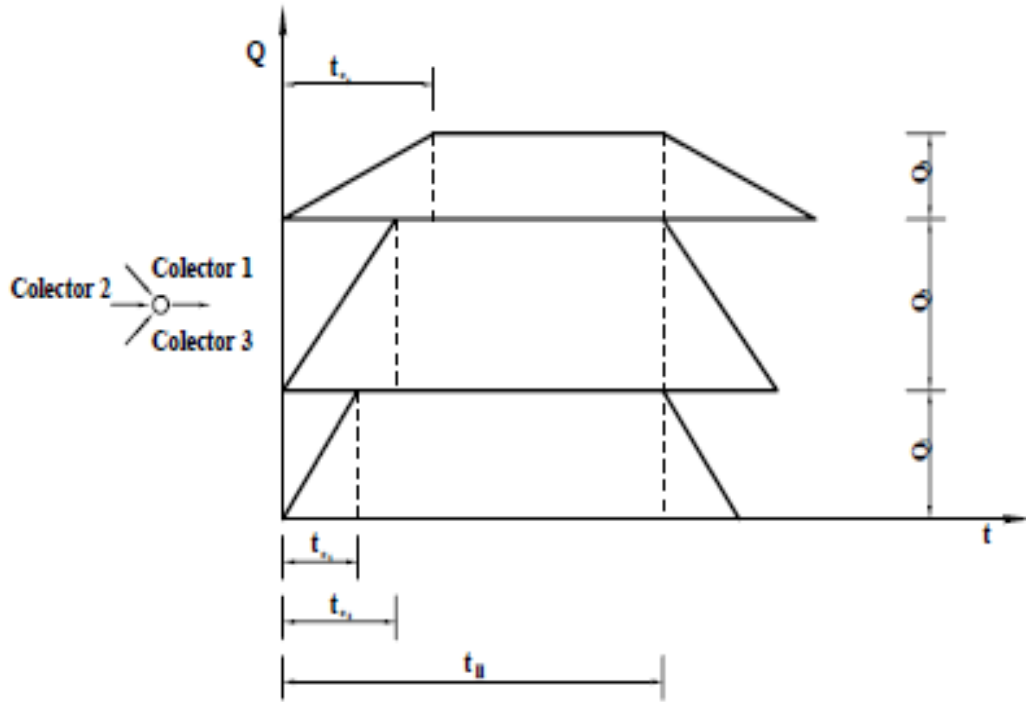


Figura 3.4.14: Suma de hidrogramas de colectores concurrentes

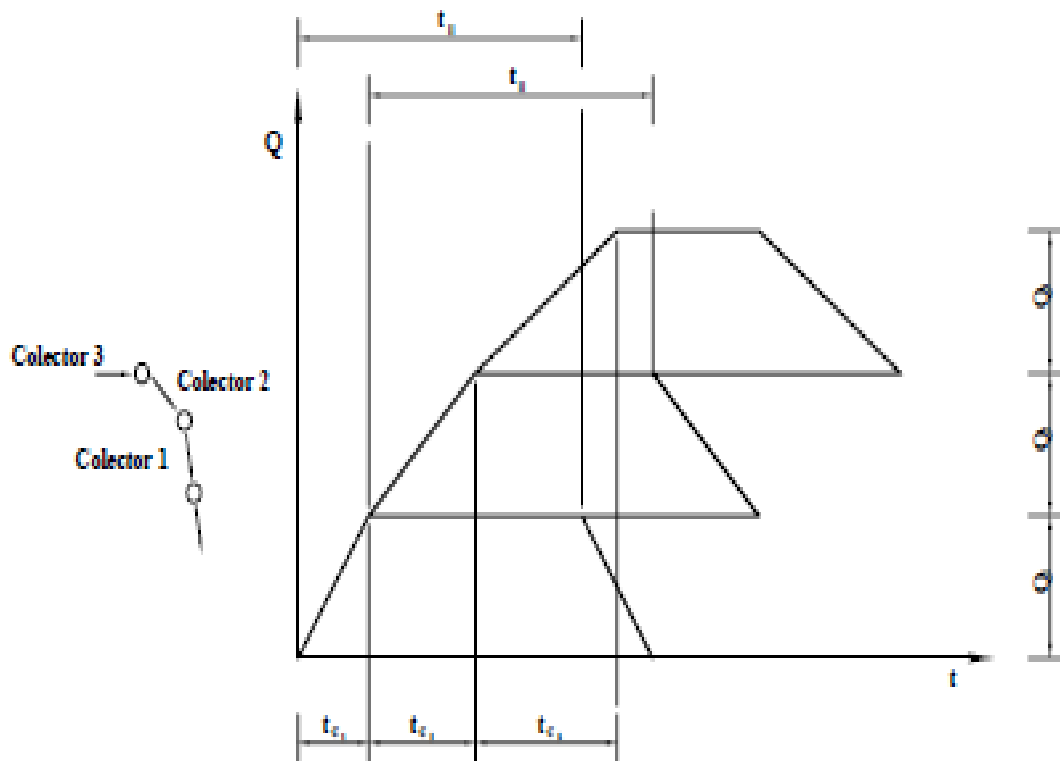


Figura 3.4.15: Suma de hidrogramas en colectores consecutivos

3.5 Tránsito de avenidas en cauces

Existen varios métodos para analizar la propagación de crecientes en presas, ríos, canales y colectores urbanos, los cuales permiten conocer la variación del hidrograma al recorrer un tramo de cauce, para poder diseñar bordos de protección contra inundaciones y otras estructuras de control y almacenamiento de agua.

Para realizar el análisis del tránsito de avenidas en cauces, se supone que el cauce en sí mismo, es una especie de almacenamiento alargado y la solución se da por medio de la ecuación de continuidad y alguna relación entre el almacenamiento y el gasto de salida.

3.5.1 Método de Muskingum

Un método utilizado para analizar la propagación de crecientes es el desarrollado por Mc Carthy, realizado mediante estudios de propagación de crecientes en el río Muskingum, en Ohio, Estados Unidos.

El método de Muskingum, es un método hidrológico por lo que no hace uso de las ecuaciones de movimiento variado en canales, sino de la ecuación de continuidad.

Este método fue presentado por primera vez en 1938, utilizando la ecuación de continuidad en su forma discreta:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} \Delta t - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} \Delta t = \Delta V \quad \text{ec. 3.5.1}$$

Y una relación algebraica entre el almacenamiento en el tramo V y las entradas I y salidas O de la forma:

$$V = K O + K x (I - O) = K [x I + (1 - x) O] \quad \text{ec. 3.5.2}$$

Donde:

K = Constante llamada *parámetro de almacenamiento*

x = Factor de peso que expresa la influencia relativa de las entradas y las salidas del almacenamiento en el tramo.

La ecuación 3.5.2 está planteada pensando que el almacenamiento en un tramo de río se puede dividir en dos partes (véase figura 3.5.1). El primero es un *almacenamiento en prisma*, $K0$, que depende solamente de las salidas y sería el único si el nivel de la superficie del agua fuera paralelo al fondo del río. En el caso de cauces, se supone que la función $f(0)$ es de la forma:

$$f(0) = K0 \quad \text{ec. 3.5.3}$$

El otro tipo de almacenamiento es llamado *almacenamiento en cuña*, se debe al efecto de la pendiente de la superficie libre del agua en el gasto. Ésta pendiente depende tanto de las entradas como de las salidas, y en el método de Muskingum el almacenamiento en cuña se toma como una función lineal de la diferencia de ambas:

$$V_c = f(I - 0) = Kx(I - 0) \quad \text{ec. 3.5.4}$$

De la ecuación 3.5.2:

$$\Delta V = V_{i+1} - V_i = K[x(I_{i+1} - I_i) + (1 - x)(0_{i+1} - 0_i)] \quad \text{ec. 3.5.5}$$

Sustituyendo la ecuación 3.5.5 en la 3.5.1:

$$\frac{I_{i+1} + I_i}{2} \Delta t - \frac{0_{i+1} + 0_i}{2} \Delta t = K[x(I_{i+1} - I_i) + (1 - x)(0_{i+1} - 0_i)] \quad \text{ec. 3.5.6}$$

Despejando 0_{i+1} :

$$0_{i+1} = \frac{Kx + \Delta t/2}{K(1 - x) + \Delta t/2} I_i + \frac{\Delta t/2 - Kx}{K(1 - x) + \Delta t/2} I_{i+1} + \frac{K(1 - x) - \Delta t/2}{K(1 - x) + \Delta t/2} 0_i \quad \text{ec. 3.5.7}$$

O bien:

$$0_{i+1} = C_1 I_i + C_2 I_{i-1} + C_3 0_i \quad \text{ec. 3.5.8}$$

Donde:

$$C_1 = -\frac{Kx - \Delta t/2}{\alpha}; \quad C_2 = \frac{Kx + \Delta t/2}{\alpha}; \quad C_3 = \frac{K - Kx - \Delta t/2}{\alpha}; \quad \alpha = K - Kx + \Delta t/2$$

Nótese que: $C_1 + C_2 + C_3 = 1$

Con la ecuación 3.5.8 es posible hacer el tránsito de cualquier avenida por el tramo dados Δt y los valores de K y x . El parámetro K tiene unidades de tiempo y su valor es aproximadamente igual al tiempo de viaje del pico de la avenida a lo largo del tramo:

$$K = \frac{L}{\omega} \quad \text{ec. 3.5.9}$$

Donde:

L = Longitud del tramo

ω = Velocidad promedio del pico de la avenida. Puede estimarse con relación a la velocidad media del agua v , como:

$$\omega \approx 1.5 v \quad \text{ec. 3.5.10}$$

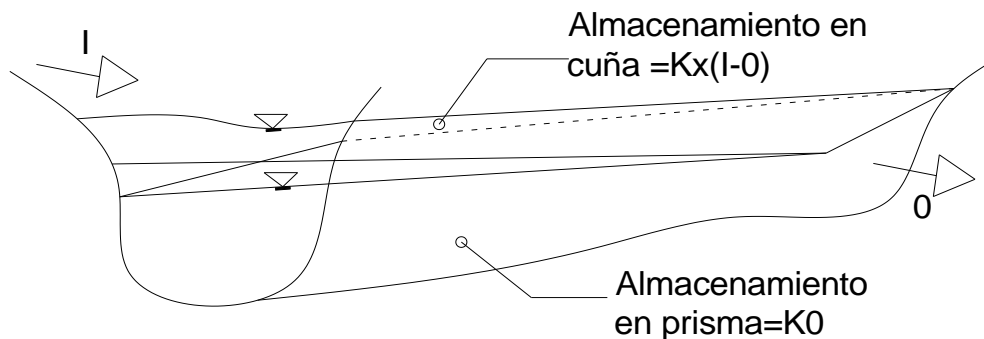


Figura 3.5.1: Almacenamientos durante el paso de una avenida

El parámetro x varía entre 0.0 y 0.5 si $x = 0.0$, el volumen almacenado en el tramo es solo función de la salida 0 (véase ecuación 3.5.2), es decir, no existe almacenamiento en cuña y el tramo se comporta como un vaso cuya curva de gastos es la ecuación 3.5.3. Si $x = 0.5$, las entradas y salidas tienen la misma importancia y no habrá

ningún abatimiento del pico. En términos generales, se puede decir que x se aproxima a 0.0 en cauces muy caudalosos y de pendiente pequeña, y a 0.5 en caso contrario. A falta de otros datos es recomendable tomar $x = 0.2$ como un valor medio.

Cuando se cuenta con al menos una avenida medida en ambos extremos del cauce, los parámetros K y x se estiman con mayor precisión mediante el siguiente razonamiento:

Si se dibuja la ecuación 3.5.2 en una gráfica tomando V como ordenada y $(xI + (1 - x)O)$ como abscisa, se obtendrá una línea recta con pendiente K . Por otra parte, el volumen almacenado en el tramo hasta un tiempo t_0 dado, es el área acumulada entre el hidrograma de entrada y el de salida (figura 3.5.2), es decir:

$$V = \int_0^{t_0} (I - O) dt \quad \text{ec. 3.5.11}$$

Entonces, si se supone un valor de x se calcula $[xI + (1 - x)O]$ y el resultado se grafica contra el volumen almacenado para tiempos $0 \leq t \leq t_i$, y la gráfica tendrá que ser una línea recta de pendiente K si el valor supuesto de x es correcto.

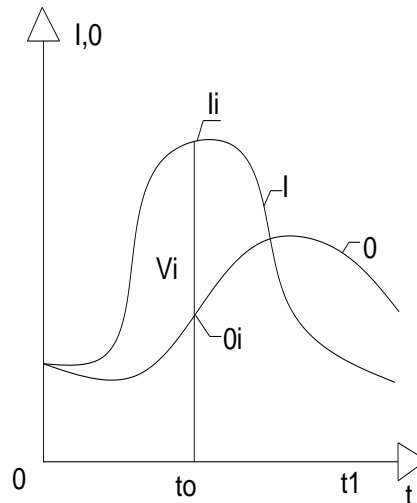


Figura 3.5.2: Hidrograma de entrada y salida

En caso contrario, es necesario suponer otro valor de x hasta que se obtenga aproximadamente una línea recta (figura 3.5.3).

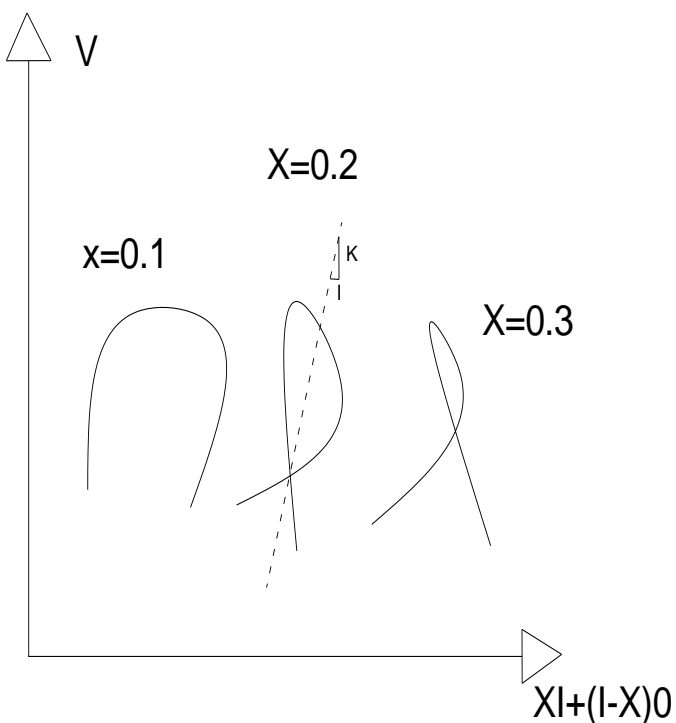


Figura 3.5.3: Volumen de almacenamiento contra valores de “X”

3.6 Tránsito de avenidas en superficies urbanas (colectores)

Antes de ingresar al sistema de drenaje, el agua escurre por la superficie de los techos, banquetas y calles hasta llegar a las cunetas por donde escurre hasta las coladeras. La lluvia efectiva, obtenida después de restar las pérdidas a la lluvia total, constituye los ingresos netos al sistema de escurrimiento superficial. Estos ingresos se van acumulando con el tiempo, haciendo crecer la lámina de agua sobre la superficie, de manera que, debido a la fuerza de gravedad, el agua comienza a fluir hacia las cunetas y de ahí a las coladeras. A este movimiento del agua se le denomina escurrimiento superficial y al volumen que se va acumulando transitoriamente en la superficie se le denomina almacenamiento temporal.

3.6.1 Método de Izzard

Mediante el desarrollo de las ecuaciones de flujo variado para el escurrimiento en una superficie de ancho infinito y el desarrollo de algunos experimentos de laboratorio, Izzard encontró que una vez establecido el flujo, el almacenamiento temporal D_e es proporcional a la raíz cúbica de la descarga q_e al final de la superficie, e inversamente proporcional a la raíz cúbica de la pendiente S_0 ; esto es:

$$\frac{D_e}{l} \propto \frac{q_e^{1/3}}{S_0^{1/3}} \quad \text{ec. 3.6.1}$$

Donde:

l = Longitud del tramo en que efectúa el escurrimiento

Para una superficie dada se tiene:

$$D_e = K l q_e^{1/3} \quad \text{ec. 3.6.2}$$

Donde:

K = Coeficiente que según Izzard, depende de la pendiente, el tipo de superficie del terreno y de la intensidad de la lluvia.

Si se considera que la ecuación 3.6.2 es válida no solo en la condición de equilibrio sino a lo largo del proceso, se puede calcular la evolución del proceso de la siguiente forma:

Si se aplica la ecuación de continuidad para toda la longitud del escurrimiento, considerando un ancho unitario, resulta:

$$i_e = l - q = \frac{dD}{dt} \quad \text{ec. 3.6.3}$$

O bien, en incrementos finitos:

$$\begin{aligned} \frac{l}{2}(i_1 + i_2) - \frac{1}{2}(q_1 + q_2) &= \frac{D_2 - D_1}{t} \\ \frac{l}{2}(i_1 + i_2) - \frac{q_1}{2} + \frac{D_1}{2} &= \frac{D_2}{2} + \frac{q_2}{2} \end{aligned} \quad \text{ec. 3.6.4}$$

Donde:

Subíndices_{1,2}= Correspondientes al inicio y final del intervalo de tiempo t , respectivamente

La ecuación 3.6.2 es válida para cualquier instante del proceso, por lo que al aplicarla al instante final del intervalo se obtiene:

$$D_2 = K_2 q_2^{1/3} \quad \text{ec. 3.6.5}$$

Las ecuaciones 3.6.4 y 3.6.5, que se plantean para cada intervalo de tiempo, se resuelven por tanteos hasta encontrar una pareja de valores D_2 y q_2 que las satisfaga simultáneamente.

Capítulo 4

Ecuaciones fundamentales de la hidráulica de canales y los conductos a presión

4.1 Principios básicos de la hidráulica

En la mecánica de fluidos, los métodos de análisis consideran la capacidad de un flujo para transportar materia y el mecanismo por el cual cambia sus propiedades de un lugar a otro, para lo cual se establece como axioma que en los fluidos se satisfagan los principios básicos de la mecánica del medio continuo, a saber:

- a) Conservación de la materia (principio de continuidad)
- b) Segunda ley de Newton (impulso y cantidad de movimiento)
- c) Conservación de la energía (primera ley de la termodinámica)

El principio de la conservación de la materia o del transporte de masa permite derivar la primera ecuación fundamental o de *continuidad*, que admite diversas simplificaciones de acuerdo con el tipo de flujo que se trate o de las hipótesis que se deseen considerar.

La segunda ley de Newton establece la relación fundamental entre la resultante de las fuerzas que actúan sobre una partícula y la variación en el tiempo de la cantidad de movimiento. De acuerdo con la forma en que se aplique, puede conducir a dos ecuaciones: la primera (componente escalar según el flujo) llamada de *energía*,

permite calcular las diferentes transformaciones de la energía mecánica dentro del flujo y las cantidades disipadas en energía calorífica que, en el caso de los líquidos, no se aprovecha. La segunda de tipo vectorial llamada de *impulso y cantidad de movimiento*, permite determinar alguna de las fuerzas que producen el flujo si se conoce el cambio en la cantidad de movimiento y las restantes fuerzas.

En la dinámica de fluidos el análisis requiere, además, la inclusión de leyes termodinámicas referentes al transporte de calor debido al flujo y, para ello, el principio de la conservación de la energía permite derivar una ecuación que relaciona la presión, densidad, temperatura, velocidad, elevación, trabajo mecánico y la cantidad de calor comunicado al flujo (o el que éste cede).

4.2 Ecuaciones de la hidrodinámica

Hidrodinámica es el estudio del flujo del agua, que ayuda a entender su comportamiento cuando fluye en tuberías y canales. En el estudio de la hidrodinámica se consideran ciertos factores como la dirección y la velocidad a la cual el agua está fluyendo y la influencia de la viscosidad. El desarrollo de la teoría de la hidráulica ha producido tres importantes ecuaciones básicas, las cuales son fundamentales para resolver la mayoría de los problemas de hidrodinámica:

-Gasto y continuidad

-Energía

-Momento

4.2.1 Gasto y continuidad

El gasto se refiere al volumen de agua fluyendo a través de una tubería o un canal cada segundo. Existen dos maneras de determinar la descarga, la primera involucra la medición del volumen de agua fluyendo en un sistema durante un periodo de tiempo dado. La ecuación que expresa esta relación es:

$$Q = \frac{V}{t} \quad \text{ec. 4.2.1}$$

Donde:

Q = Gasto (m^3/s)

V = Volumen (m^3)

t = Tiempo (s)

El gasto también puede ser determinado por el producto de la velocidad del agua por el área del flujo. La ecuación de continuidad se establece con base a la ecuación de gasto y significa que la cantidad de flujo de agua dentro de un sistema debe ser igual a la cantidad del mismo líquido fluyendo a la salida de este, entonces:

$$Q_1 = Q_2 \quad \text{ec. 4.2.2}$$

Y también:

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad \text{ec. 4.2.3}$$

Con lo que se obtiene la ecuación de continuidad:

$$Q = VA \quad \text{ec. 4.2.4}$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)

A = Área (m^2)

De esta manera, la ecuación de continuidad no solo considera el gasto, sino que también toma en cuenta el área y la velocidad.

La ecuación de gasto de entrada, igual a gasto de salida, es solo verdadera si el flujo es constante.

Esto significa que la cantidad de flujo debe ser la misma durante un tiempo dado, pero existen casos en los que el gasto de entrada no es el mismo que el de salida, por ejemplo, en el tanque de almacenamiento de una casa la salida de agua del tanque puede ser un poco diferente a la entrada, en este caso se añade un término adicional a la ecuación 4.2.2, que permite un cambio en caso de almacenamiento o reserva y así, la ecuación de continuidad llega a ser:

$$Q_1 = Q_2 + \Delta_s \quad \text{ec. 4.2.5}$$

En hidrología esta ecuación es utilizada en el estudio de lluvia y escurrimiento en cuencas, conocida como la ecuación de balance de agua.

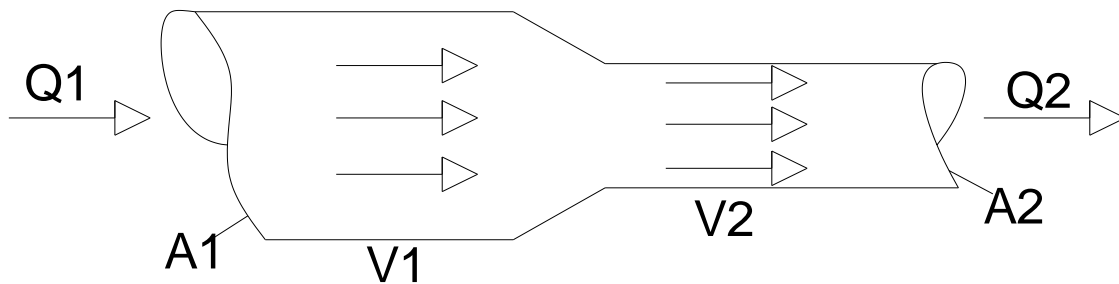


Figura 4.2.1: Gasto y continuidad

4.2.2 Energía

La ecuación de energía es utilizada para obtener la relación entre presión y velocidad en tuberías o canales. La capacidad que tiene el agua de realizar un trabajo es interpretado como energía. El agua puede poseer energía en tres maneras:

-Energía de presión. Cuando el agua está bajo presión puede realizar un trabajo, el agua lanzada de un tanque por ejemplo, podría ser utilizada para mover una turbina pequeña, la cual lleva a un

generador a producir energía eléctrica. Así que la presión disponible en el tanque es una medida de la energía disponible para realizar un trabajo. La energía de presión es expresada a continuación:

$$\text{Energía de presión} = \frac{p}{\rho g} \quad \text{ec. 4.2.6}$$

Donde:

p = Presión (kg/m^2)

ρ = Densidad de la masa (kg/m^3)

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

Esta ecuación, es la carga hidrostática del agua así que, la energía de presión es medida en metros.

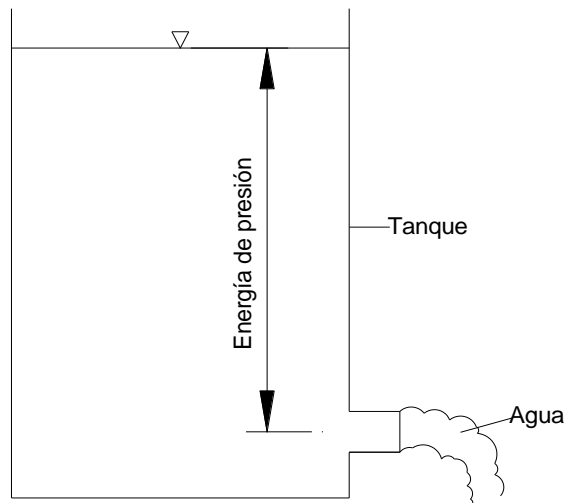


Figura 4.2.2: Energía de presión

-Energía cinemática. Cuando el agua fluye posee energía debido a éste movimiento; esto es conocido como energía cinemática o carga de velocidad. Mientras más rápido fluye el agua, mayor es la cantidad de energía y, se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Energía cinemática} = \frac{v^2}{2g} \quad \text{ec. 4.2.7}$$

Donde:

v = Velocidad (m/s)

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

Por lo tanto, la energía cinemática es medida también en metros y por esta razón es conocida como carga de velocidad.

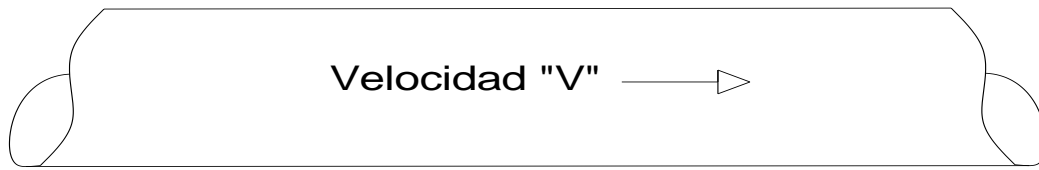


Figura 4.2.3: Energía cinemática

-Energía potencial. El agua también contiene energía debido a su localización. El agua almacenada en las montañas puede realizar un trabajo, entre más alto se encuentre localizada, más energía contiene y se determina por la altura en metros sobre un punto de referencia:

$$\text{Energía potencial} = z \qquad \text{ec. 4.2.8}$$

Donde:

z = Altura del agua (m)

Cuando se mide la energía potencial del agua es importante destinar un punto de referencia como dato.

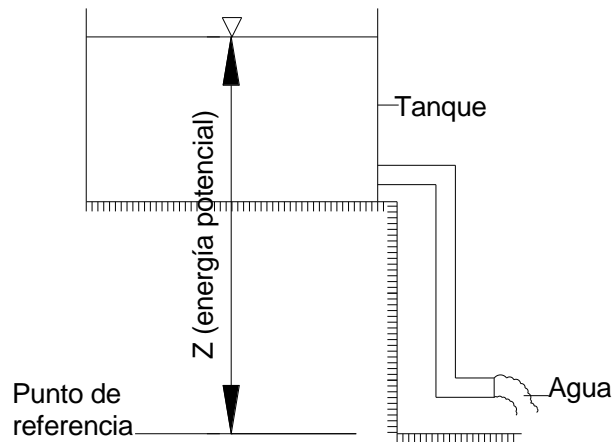


Figura 4.2.4: Energía Potencial

4.2.3 Ecuación de Bernoulli o de energía total

Daniel Bernoulli (1700-1782) descubrió como las diferentes formas de intercambio de energía (energía de presión puede ser cambiada a energía de velocidad y viceversa) pueden trabajar en una misma ecuación para resolver problemas hidráulicos.

La energía total en un sistema es la suma de todas las energías:

$$\text{Energía total} = \frac{p}{\rho g} + \frac{v^2}{2g} + z \quad \text{ec. 4.2.9}$$

Con el hecho de que la energía total será la misma a través de un sistema, aunque los componentes de energía sean diferentes, se puede postular, por ejemplo, que el agua que fluye en un tubo de un punto 1 a un punto 2, tendrá la misma cantidad de energía total en ambos:

$$\text{Energía total en punto 1} = \text{Energía en punto 2}$$

Por lo tanto:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} \quad \text{ec. 4.2.10}$$

La velocidad, presión y altura en el punto 1 son diferentes a las del punto 2, pero si se conocen los valores en cualquiera de los dos puntos, se pueden determinar los valores del otro.

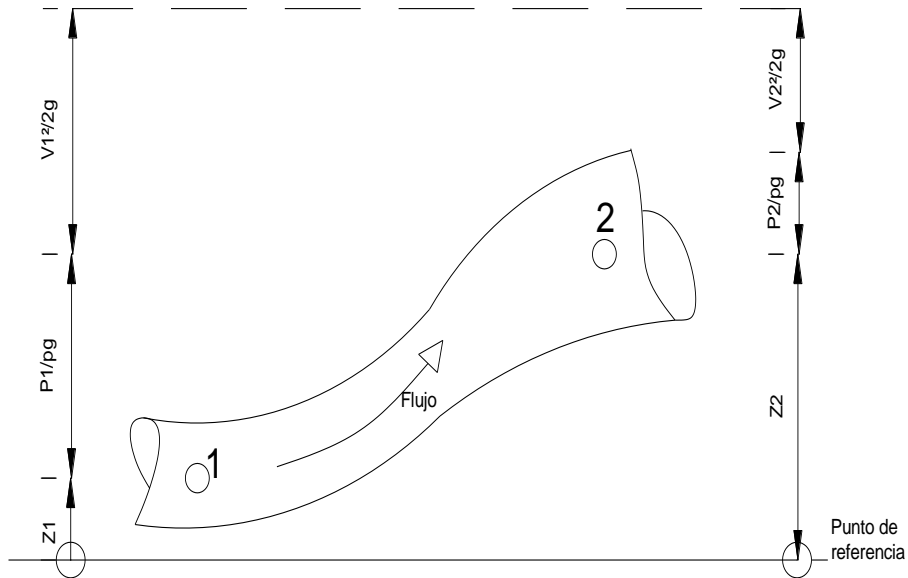


Figura 4.2.5: Energía total a través de un sistema

4.2.4 Momento

Momento es la relación entre movimiento y las fuerzas que lo causan. Es el enlace entre la fuerza, masa y velocidad, es usado para determinar las fuerzas creadas por el movimiento del agua a través de tuberías y de estructuras hidráulicas:

La ecuación de momento puede ser expresada como:

$$Fuerza (N) = Flujo de masa \left(\frac{kg}{s} \right) \times Cambio de velocidad \left(\frac{m}{s} \right)$$

Pero;

$$Flujo de masa \left(\frac{kg}{s} \right) = densidad de la masa \left(\frac{kg}{m^3} \right) \times Gasto \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

$$Flujo de masa = \rho Q$$

Y:

$$Cambio de velocidad = v_2 - v_1$$

En la cual v_1 y v_2 representan dos velocidades en un sistema, entonces la fuerza resulta:

$$F = \rho Q(v_2 - v_1) \quad \text{ec. 4.2.11}$$

4.3 Aspectos y ecuaciones generales de canales abiertos

Un canal abierto se puede definir como una estructura sobre la cual fluye el agua mediante la fuerza de gravedad, dada una pendiente y en donde el agua presenta una superficie libre.

Los canales suelen ser clasificados en naturales y artificiales, estando estos a su vez catalogados según su rugosidad, pendiente y geometría. Las ecuaciones de continuidad y energía son utilizadas para resolver algunos problemas que se presentan en los canales abiertos, por lo que se puede hacer uso de la ecuación de Bernoulli, considerando las pérdidas por fricción que puedan presentarse debido al tipo de material con el que este revestido el canal.

-Pendiente. La pendiente de un canal es la relación entre el desnivel y la longitud del canal, está determinada por la siguiente expresión:

$$S = \frac{\Delta h}{L} \quad \text{ec. 4.3.1}$$

Donde:

S = Pendiente (adimensional)

Δh = Desnivel (m)

L = Longitud (m)

-Rugosidad. La rugosidad de un canal está determinada por el tipo de material del cual está construido, es representado por Manning como n y quien propone los siguientes valores según el material:

Tabla 4.3.1: Coeficientes de rugosidad de Manning

Condiciones del canal	n
Plástico, vidrio, tubería revestida	0.009
Cemento bien acabado, metal liso	0.010
Madera cepillada, tubería de asbesto	0.011
Hierro forjado, acero soldado, lona	0.012
Concreto ordinario, hierro fundido recubierto de asfalto	0.013
Madera sin cepillar, arcilla vitrificada, ladrillo vitrificado	0.014
Tubería de hierro fundido, tubería de concreto	0.015
Acero ribeteado, ladrillo, piedra bien colocada	0.016
Mampostería de piedra	0.017
Tierra lisa	0.018
Grava firme	0.020
Tubería de metal corrugado y canales experimentales	0.023
Canales naturales:	
Limpio, derecho, a nivel máximo, sin pozos	0.029
Como el anterior, con vegetación y piedras	0.035
Sinuoso, limpio, con pozos y rápidos	0.039
Como el anterior a niveles bajos	0.047
Sinuoso, pozos y rápidos, con vegetación y piedras	0.052
Pantanosos, con vegetación y pozos profundos	0.065
Muy pantanosos y con mucha vegetación	0.112

4.3.1 Geometría de los canales abiertos

Los canales presentan una variedad de formas, los cuales se clasifican en prismáticos; que son todos aquellos cauces cuya sección transversal y pendiente longitudinal son constantes y los no prismáticos; que son los que su sección transversal y pendiente longitudinal son variables. Entre las formas más comunes de canales se encuentran la rectangular, trapezoidal y circular.

-Canal rectangular (Figura 4.3.1)

Área:

$$A = by \quad \text{ec. 4.3.2}$$

Perímetro mojado:

$$P = b + 2y \quad \text{ec. 4.3.3}$$

Radio hidráulico:

$$Rh = \frac{A}{P} \quad \text{ec. 4.3.4}$$

Ancho de la superficie libre del agua:

$$T = b \quad \text{ec. 4.3.5}$$

Donde:

b = Base o plantilla del canal (m)

y = Tirante o profundidad del agua (medida desde la superficie del agua hasta la plantilla del canal) (m)

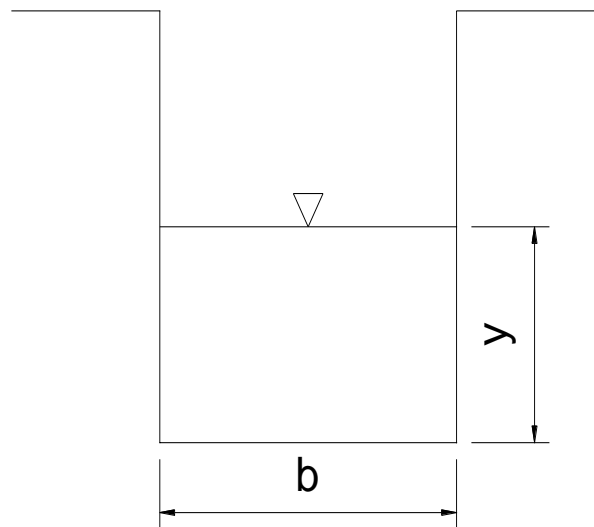


Figura 4.3.1: Canal rectangular

-Canal trapezoidal (figura 4.3.2)

Área:

$$A = by + my^2 \quad \text{ec. 4.3.6}$$

Perímetro mojado:

$$P = b + 2y\sqrt{1 + m^2} \quad \text{ec. 4.3.7}$$

Radio hidráulico:

$$Rh = \frac{A}{P} \quad \text{ec. 4.3.8}$$

Ancho de la superficie libre del agua:

$$T = b + 2my \quad \text{ec. 4.3.9}$$

Donde:

b = Ancho de la plantilla (m)

y = Tirante (m)

m = Talud del canal

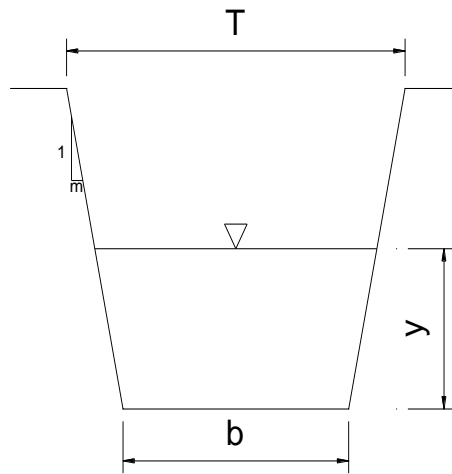


Figura 4.3.2: Canal trapezoidal

-Canales circulares (figura 4.3.3)

Área:

$$A = \frac{\pi r^2}{180} \cos^{-1} \left[\frac{r-h}{r} \right] - (r-h) \sqrt{h(D-h)} \quad \text{ec. 4.3.10}$$

Perímetro mojado:

$$P = \frac{\pi r}{180} \cos^{-1} \left[\frac{r-h}{r} \right] \quad \text{ec. 4.3.11}$$

Radio hidráulico:

$$Rh = \frac{A}{P} \quad \text{ec. 4.3.12}$$

Superficie libre de agua:

$$B = 2\sqrt{h(D - h)} \quad \text{ec. 4.3.13}$$

Donde:

r = Radio del tubo (m)

D = Diámetro del tubo (m)

h = Tirante (m)

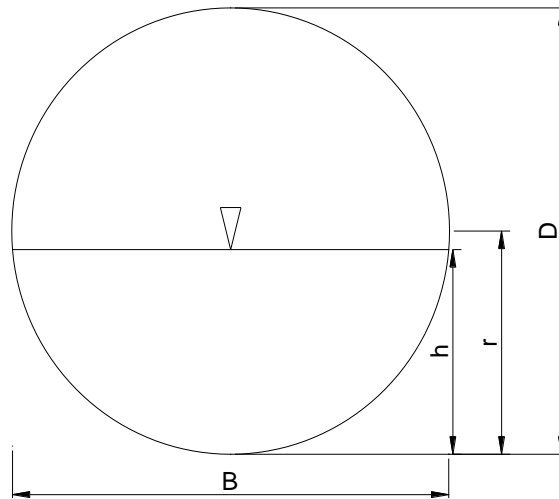


Figura 4.3.3: Canal circular

4.3.2 Ecuación de Manning

$$V = \frac{1}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} \quad \text{ec. 4.3.14}$$

$$Q = \frac{A}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} \quad \text{ec. 4.3.15}$$

Donde:

V = Velocidad media del flujo (m/s)

Q = Gasto (m^3/s) (Como antecedente: $Q = VA$)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning (adimensional)

A = Área (m^2)

Rh = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente

4.3.3 Ecuación de Chezy

$$V = C\sqrt{RhS} \quad \text{ec. 4.3.16}$$

Donde:

V = Velocidad media del flujo (m/s)

$$C = \frac{Rh^{1/6}}{n}$$

Rh = Radio hidráulico (m)

S = Pendiente

n = Coeficiente de rugosidad de Manning (adimensional)

4.3.4 Ecuación de Kozeny (circulares)

$$V = (8.86 \log h + N_k) \left(\frac{h}{D}\right)^{\frac{1}{6}} (SD)^{\frac{1}{2}} \quad \text{ec. 4.3.17}$$

V = Velocidad media del flujo (m/s)

D = Diámetro (m)

h = Tirante (m)

N_k = Según el tipo de material (Tabla 4.3.2)

Tabla 4.3.2: Valores de N_k

Material	Valor de N_k
Fierro fundido	35
Fierro fundido viejo	30
Acero Limpio	36
Barro vitrificado	34
Concreto bien acabado	38

4.4 Aspectos y ecuaciones generales de los conductos a presión

Los conductos a presión son los utilizados en los sistemas de abastecimiento de agua potable, así como en algunas obras de saneamiento donde la pendiente del terreno no permite que el agua pueda ser desalojada mediante la fuerza de gravedad. Las tuberías son usualmente de sección circular y siempre trabajan a tubo lleno, por lo que la principal característica a conocer en los conductos a presión es su diámetro.

Existen ocasiones en las que las tuberías trabajan parcialmente llenas, como se presenta en los alcantarillados que transportan el fluido por medio de la acción de la gravedad. Los alcantarillados domésticos y pluviales por cuestiones de salud pública se instalan bajo tierra, así que con este propósito el agua se encauza en tuberías y no en canales.

Una de las principales características de los conductos a presión es que requieren de bombeo mediante máquinas para hacer fluir el agua y he aquí donde se genera la presión al transportarse en un conducto cerrado.

Las ecuaciones principales que se utilizan para resolver problemas en conductos a presión son la de energía o ecuación de Bernoulli y la ecuación de continuidad, considerando además, las pérdidas por fricción, pérdidas locales y cambios de dirección en la tubería.

4.4.1 Empleo de máquinas hidráulicas

Utilizando la ecuación de Bernoulli (ecuación 4.2.10) y considerando las pérdidas que se presentan en la conducción se puede conocer la carga a vencer por la máquina, de esta manera la ecuación resulta:

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} \pm H_{maq} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_f + h_l \quad \text{ec. 4.4.1}$$

Donde:

z_1 y z_2 = **Carga de posición de las secciones 1 y 2 respectivamente (m)**

$\frac{P_1}{\gamma}$ y $\frac{P_2}{\gamma}$ = **Carga de presión de las secciones 1 y 2 respectivamente (m)**

$\frac{V_1^2}{2g}$ y $\frac{V_2^2}{2g}$ = **Carga de energía cinética en las secciones 1 y 2 respectivamente (m)**

H_{maq} = **Carga hidráulica debida al uso de una máquina (m); para equipos de bombeo (+), para turbinas (-)**

$\sum h_f + h_l$ = **Suma de las pérdidas por fricción y pérdidas locales (m)**

4.4.2 Fórmulas más comunes para pérdidas por fricción (h_f)

a) Manning

$$V = \frac{1}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} \quad \text{ec. 4.4.2}$$

Donde:

V = **Velocidad media (m/s)**

n = **Coefficiente de rugosidad de la tubería**

Rh = **Radio hidráulico $\left(\frac{A}{P}\right)$ (m)**

S = **Pendiente hidráulica $\left(\frac{\Delta h}{L}\right)$**

Como $Rh = \frac{A}{P} = \frac{\pi d^2/4}{\pi d} = \frac{d}{4}$

Por continuidad $Q = VA = \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} = \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S^{1/2}$

Por lo tanto:

$$Q = 0.3117 \frac{D^{8/3} h_f^{1/2}}{L^{1/2} n} \quad ec4.4.3$$

Despejando h_f y elevando al cuadrado se tiene:

$$h_f = \frac{10.3 n^2 Q^2 L}{D^{16/3}} \quad ec. 4.4.4$$

Asumiendo que $K = \frac{10.3 n^2}{D^{16/3}}$, se tiene entonces:

$$h_f = Q^2 L K \quad ec. 4.4.5$$

Donde:

$Q =$ Gasto (m^3/s)

$L =$ Longitud de la tubería (m)

b) Hazen-Williams

$$Q = 0.278531 C D^{2.63} j^{0.54} \quad ec. 4.4.6$$

Donde:

$Q =$ Gasto (m^3/s)

$C =$ Coeficiente de rozamiento que depende del material del conducto

$D =$ Diámetro (m)

$j =$ Pérdida unitaria debida a la fricción, correspondiente a un metro de longitud

$$j = \frac{10.641}{C^{1.85}} \frac{Q^{1.85}}{D^{4.87}}$$

c) Hazen-Williams (sistema mixto)

$$Q = 0.0177435938 CD^{2.63} S^{0.54} \quad \text{ec. 4.4.7}$$

Donde:

Q= Gasto (l/s)

C= Coeficiente de capacidad hidráulica

D= Diámetro (pulgadas)

S= Gradiente hidráulico (m/m)= $\frac{h_f}{L}$

h_f = Pérdidas de carga (m)

L= Longitud de la tubería (m)

c') Hazen-Williams

$$Q = 35.834 \times 10^{-7} CD^{2.63} S^{0.54} \quad \text{ec. 4.4.8}$$

Donde:

Q= Gasto (l/s)

C= Coeficiente de capacidad hidráulica

D= Diámetro (mm)

S= Gradiente hidráulico

d) Darcy-Weisbach

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad \text{ec. 4.4.9}$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga por fricción (m)

L= Longitud de la línea de conducción (m)

D= Diámetro de la tubería

V = Velocidad del flujo (m/s)

f = Factor de fricción. Obtenido en función del número de Reynolds y de la rugosidad relativa. También se puede determinar mediante la ecuación de Swamee-Jain:

$$f = \frac{8 g n^2}{Rh^{1/3}} \quad \text{ec. 4.4.10}$$

Donde:

f = Factor de fricción de Darcy-Weisbach

g = Coeficiente de aceleración de la gravedad (m/s²)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

Rh = Radio hidráulico (m)

4.4.3 Determinación de pérdidas locales (h_l)

Las pérdidas locales se generan en distancias relativamente cortas, que pueden ser producidas en cambios de dirección y por piezas especiales, como son: codos, tees, válvulas y cruces. Dado que las pérdidas se producen durante el movimiento de las partículas, estas pueden ser expresadas mediante la siguiente ecuación:

$$h_l = K \frac{v^2}{2g} \quad \text{ec. 4.4.11}$$

Donde:

h_l = Pérdida local (m)

K = Coeficiente de pérdidas

v = Velocidad media del flujo (m/s)

g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s²

La tabla 4.1.1, mostrada a continuación, expone los valores de K para las piezas comúnmente empleadas:

Tabla 4.4.1: Valores de K

Pieza	K	Pieza	K
Ampliación gradual	0.30	Unión	0.40
Boquillas	2.75	Medidor venturi	2.50
Compuerta abierta	1.00	Reducción gradual	0.15
Codo de 90°	0.90	Válvula de ángulo abierto	5.00
Codo de 45°	0.40	Válvula de compuerta abierta	0.20
Colador	0.75	Válvula de globo abierta	10.00
Curva de 90°	0.40	Salida de canalización	1.00
Curva de 45°	0.20	Tee, de paso directo	0.60
Entrada normal	0.50	Tee, salida de lado	1.30
Entrada de borda	1.00	Tee, salida bilateral	1.80
Velocidad	1.00	Válvula de retención	2.75

En ciertas ocasiones, la determinación de las pérdidas de carga locales por medio de la fórmula 4.4.11 ofrece dificultades y por esta razón, se puede recurrir al método de las *longitudes virtuales*.

El método consiste en añadir a la longitud real de la tubería, solamente para efectos del cálculo, longitudes de tubos con el mismo diámetro del conducto en estudio, capaces de causar las mismas pérdidas de carga ocasionadas por las piezas a las que sustituyen. Por consiguiente, la tubería adquiere cierta *longitud virtual* y la pérdida de carga total se calcula mediante una de las fórmulas indicadas para la determinación de las pérdidas de carga continuas; de este modo, cualquier pieza puede ser sustituida por una longitud ficticia que, calculada por la ecuación de Darcy-Weisbach sería:

$$h_f = \frac{f}{D} \frac{V^2}{2g} L \quad \text{ec. 4.4.12}$$

La misma pieza, de acuerdo a la ecuación 4.4.11, ocasionaría igual pérdida de carga; obsérvese que las pérdidas de carga locales varían con la misma potencia de la velocidad de las pérdidas continuas. En virtud de esta coincidencia, igualando las ecuaciones 4.4.11 y 4.4.12, se obtiene:

$$L = \frac{K D}{f} \quad \text{ec. 4.4.13}$$

4.5 Potencia de las máquinas hidráulicas

Para calcular la potencia de los equipos de “Bombeo” se emplea:

$$P = \frac{\gamma Q H_{maq}}{75\mu} \quad \text{ec. 4.5.1}$$

P= Potencia (en caballos vapor, cv)

$$P = \frac{\frac{\gamma Q H_{maq}}{75\mu}}{0.736} \quad \text{ec. 4.5.2}$$

P= Potencia (en kilowatts, kw)

$$P = \frac{\gamma Q H_{maq}}{76\mu} \quad \text{ec. 4.5.3}$$

P= Potencia (en caballos de fuerza, Hp)

Para calcular la potencia en “Turbinas” se emplea:

$$P = \frac{\gamma Q H_{maq} \mu}{75} \quad \text{ec. 4.5.4}$$

P= Potencia (en caballos vapor, cv)

$$P = \frac{\frac{\gamma Q H_{maq} \mu}{75}}{0.736} \quad \text{ec. 4.5.5}$$

P= Potencia (en kilowatts, kw)

$$P = \frac{\gamma Q H_{maq} \mu}{76} \quad \text{ec. 4.5.6}$$

P= Potencia (en caballos de fuerza, Hp)

Donde:

γ = Peso específico del líquido (kg/m³)

Q= Gasto (m³/s)

H_{maq}= Carga de la máquina (m)

μ = Eficiencia de la máquina hidráulica (%)

Capítulo 5

Ejemplos de aplicación

5.1 Promedio aritmético para determinar la precipitación en una cuenca

Se tienen los registros de precipitación de la cuenca presentada en la figura 5.1.1. Determinar la precipitación promedio sobre el área que se muestra.

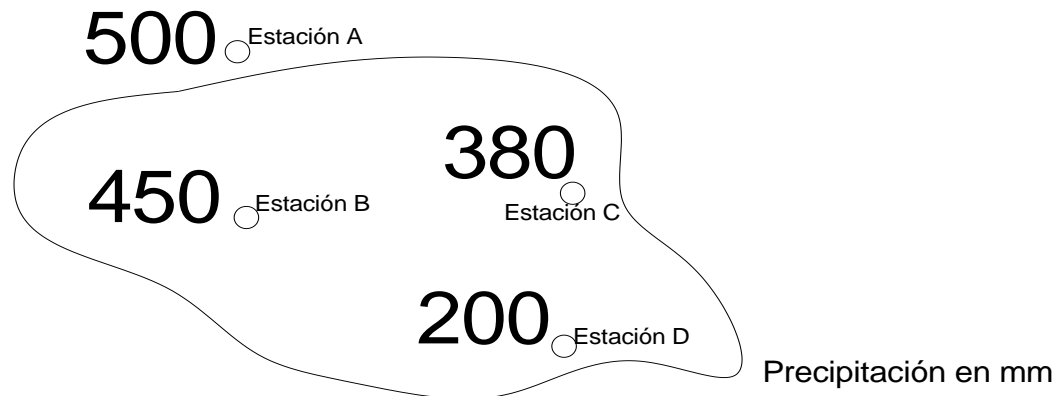


Figura 5.1.1: Cuenca de estudio

Recordando que, en este método, se consideran únicamente las estaciones que se encuentran dentro de la cuenca, se tiene:

$$h_p = \frac{450 + 380 + 200}{3} = 343 \text{ mm}$$

5.2 Método de los polígonos de Thiessen para determinar la precipitación promedio en una cuenca

En la figura 5.2.1 se muestra la cuenca de estudio, los datos de precipitación y el trazo de los polígonos; en la tabla 5.2.1 se muestra el área de influencia de cada estación.

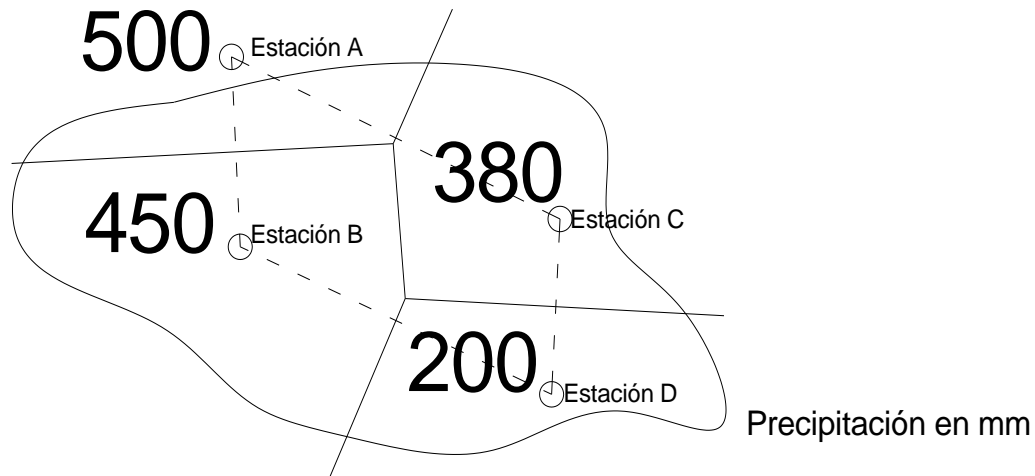


Figura 5.2.1: Cuenca de estudio con polígonos de Thiessen

Tabla 5.2.1

Altura de precipitación de cada estación (mm)	Área de influencia de la estación(km ²)
500	156
450	387
380	180
200	250

El área total de la cuenca es: $A_c = 973 \text{ km}^2$

Entonces la precipitación media sobre la cuenca será:

$$h_p = \frac{(500 \times 156) + (450 \times 387) + (380 \times 180) + (200 \times 250)}{973} = 380 \text{ mm}$$

5.3 Método de las isoyetas para determinar la precipitación promedio en una cuenca

Con las alturas de precipitación de las estaciones y las isoyetas trazadas en la cuenca de la figura 5.3.1. Determinar la altura de precipitación promedio.

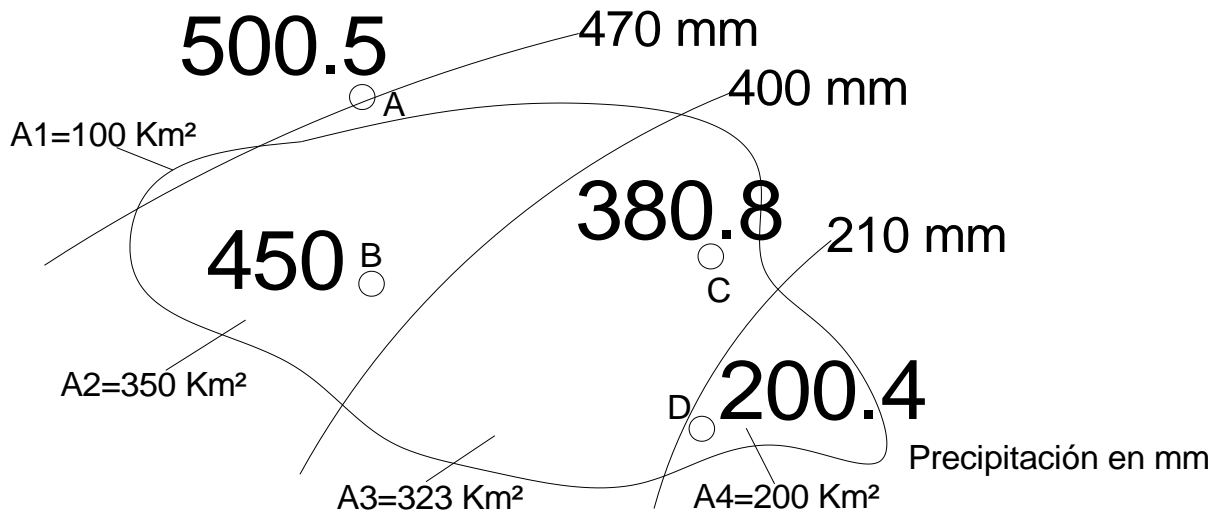


Figura 5.3.1: Cuenca de estudio con isoyetas

Siendo las áreas entre isoyetas: $A_1=100$ $A_2=350$ $A_3=323$ $A_4=200$

Y el área total de la cuenca $A_c= 973 \text{ km}^2$

Entonces la precipitación promedio sobre la cuenca resulta:

$$h_p = \frac{(500.5 \times 100) + (450 \times 350) + (380.8 \times 323) + (200.4 \times 200)}{973} = 381 \text{ mm}$$

5.4 Curva masa media

Construir una curva masa media para la cuenca mostrada en la figura 5.4.1. Los datos de precipitación acumulada (de la columna número dos a la número cinco) y las áreas de influencia son mostrados en la tabla 5.4.1.

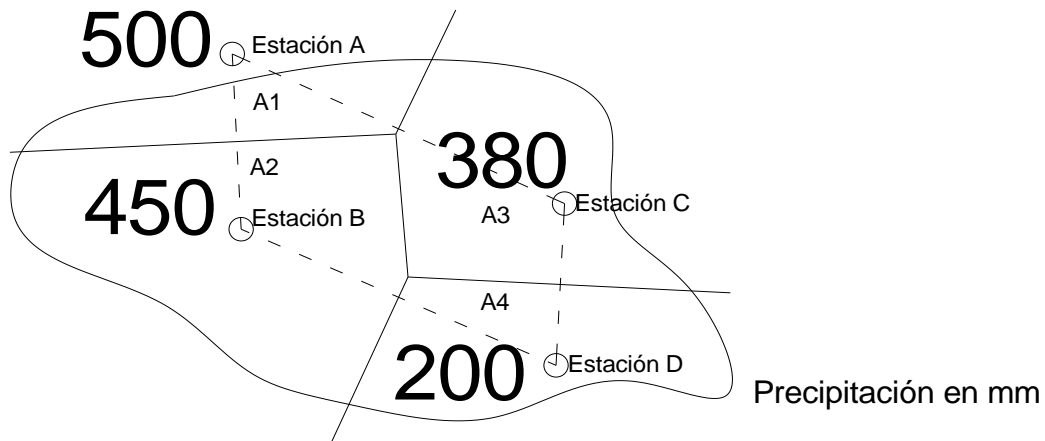


Figura 5.4.1: Cuenca de estudio para la curva masa media

Tabla 5.4.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
hora	hp1	hp2	hp3	hp4	A1hp1	A2hp2	A3hp3	A4hp4	hp
	mm	mm	mm	mm	mm*km2	mm*km2	mm*km2	mm*km2	mm
1	50	35	0	0	7800	13545	0	0	21.94
2	120	80	75	0	18720	30960	13500	0	64.93
3	190	175	120	25	29640	67725	21600	6250	128.69
4	210	200	150	40	32760	77400	27000	10000	151.24
5	325	250	195	90	50700	96750	35100	22500	210.74
6	375	300	210	120	58500	116100	37800	30000	249.13
7	400	320	250	130	62400	123840	45000	32500	271.06
8	430	360	285	160	67080	139320	51300	40000	305.96
9	480	390	330	190	74880	150930	59400	47500	341.94
10	500	450	380	200	78000	174150	68400	50000	380.83
Áreas de influencia de acuerdo con los polígonos de Thiessen									
A1= 156		A2= 387		A3= 180		A4= 250		AT= 973	

Los valores obtenidos de las columnas seis a la nueve, son resultado de multiplicar los valores de precipitación por su respectiva área de influencia y los valores de precipitación obtenidos en la columna diez, resultan de realizar la sumatoria de las columnas seis a la nueve y dividirla por el área total de la cuenca.

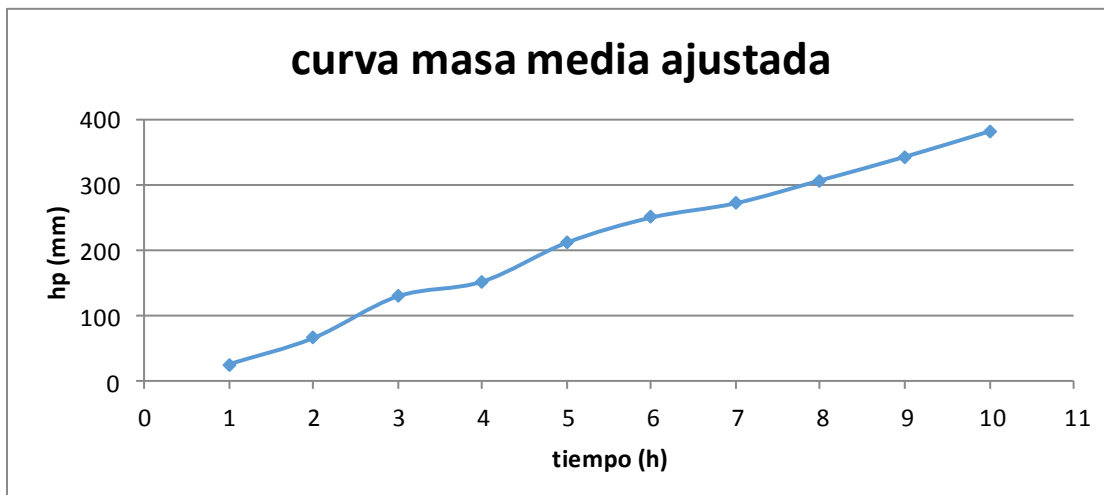
Se obtiene el factor de ajuste realizando la división de la altura de precipitación media mediante el método de isoyetas (ejemplo 5.3) entre la altura de precipitación media calculada por el método de Thiessen (ejemplo 5.2). Entonces el factor de ajuste será:

$$F_a = \frac{381 \text{ mm}}{380 \text{ mm}} = 1.002$$

Para construir la curva masa media ajustada, el valor del factor de ajuste es multiplicado por los valores de la columna diez de la tabla 5.4.1, por lo que se obtiene el resultado de la tabla 5.4.2 y estos se muestran en la gráfica 5.4.1.

Tabla 5.4.2

Hora	Hp (mm)
1	24.95
2	65.05
3	128.94
4	151.54
5	211.16
6	249.62
7	271.60
8	306.57
9	342.62
10	381.59



Gráfica 5.4.1: Curva media masa ajustada

5.5 Curvas Intensidad-duración-periodo de retorno

En una estación pluviográfica se han registrado las alturas de precipitación máxima anual en milímetros para diferentes duraciones, mostradas en la tabla 5.5.1.

Tabla 5.5.1.

Año	Duración (minutos)						Intensidades Máximas anuales de precipitación
	5	10	20	45	80	120	
1955	96	54	28	14	10	7	
1956	96	48	44	27	26	24	
1957	150	93	60	33	19	13	
1958	90	66	43	25	19	15	
1959	68	41	28	13	11	8	
1960	118	70	54	27	16	11	
1961	85	43	21	9	5	4	
1962	162	111	62	51	45	40	
1963	96	60	35	27	17	15	
1964	120	105	53	25	14	10	

Los valores de la tabla 5.5.1, se ordenan del mayor al menor valor, se les asigna un número de orden y se calcula un periodo de retorno para cada uno, como se muestra en la tabla 5.5.2:

Después se obtienen los valores que satisfacen la ecuación 2.11.10, tal y como es expuesto en el subtema 2.11.2

Tabla 5.5.2.

Tr (años)	Duración (minutos) (Intensidades máximas de precipitación)						No. de orden
	5	10	20	45	80	120	
11	162	111	62	51	45	40	1
5.5	150	105	60	33	26	24	2
3.67	120	93	54	27	19	15	3
2.75	118	70	53	27	19	15	4
2.2	96	66	44	27	17	13	5
1.83	96	60	43	25	16	11	6
1.57	96	54	35	25	14	10	7
1.38	90	48	28	14	11	8	8
1.22	85	43	28	13	10	7	9
1.1	68	41	21	9	5	4	10

Tr (años)	Duración (minutos)						Σ=
	5	10	20	45	80	120	
11	2.2095	2.0453	1.7924	1.7076	1.6532	1.6021	11.0101
5.5	2.1761	2.0212	1.7782	1.5185	1.4150	1.3802	10.2891
3.67	2.0792	1.9685	1.7324	1.4314	1.2788	1.1761	9.6663
2.75	2.0719	1.8451	1.7243	1.4314	1.2788	1.1761	9.5275
2.2	1.9823	1.8195	1.6435	1.4314	1.2304	1.1139	9.2210
1.83	1.9823	1.7782	1.6335	1.3979	1.2041	1.0414	9.0373
1.57	1.9823	1.7324	1.5441	1.3979	1.1461	1.0000	8.8028
1.38	1.9542	1.6812	1.4472	1.1461	1.0414	0.9031	8.1733
1.22	1.9294	1.6335	1.4472	1.1139	1.0000	0.8451	7.9691
1.1	1.8325	1.6128	1.3222	0.9542	0.6990	0.6021	7.0228
Σ=	20.1997	18.1377	16.0647	13.5304	11.9468	10.8400	90.7192

$\Sigma y = \Sigma \log i =$	90.719
$\Sigma x_1 = 6 \Sigma \log Tri =$	23.125
$\Sigma x_1^2 = 6 \Sigma \log Tri^2 =$	14.386
$\Sigma x_2 = 10 \Sigma \log d =$	86.355
$\Sigma x_2^2 = 10 \Sigma \log d^2 =$	138.570
$\Sigma x_1 y =$	38.103
$\Sigma x_2 y =$	120.800
$\Sigma x_1 x_2 =$	33.283

Sustituyendo los valores, se tiene:

$$90.719 = 60a_0 + 23.125a_1 + 86.355a_2$$

$$38.103 = 23.125 a_0 + 14.386 a_1 + 33.283a_2$$

$$120.800 = 86.355 a_0 + 33.283a_1 + 138.570a_2$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones:

$$a_0=2.277 \quad a_1=0.571 \quad a_2=-0.68$$

Por lo tanto:

$$a_0 = 2.277 = \log k$$

$$a_1 = 0.571 = m$$

$$a_2 = -0.68 = -n \therefore n = 0.68$$

$$k = \text{antilog} a_0 \therefore k = 189.23$$

De acuerdo con las ecuaciones 2.11.8 y 2.11.9 se determina que:

$$\log i = k + a_1 \log T + a_2 \log d$$

Sustituyendo:

$$\log i = 189.23 + 0.571 \log T + 0.68 \log d$$

Obteniendo el antilogaritmo:

$$i = \frac{189.23(T)^{0.571}}{d^{0.68}}$$

Donde:

T , en años

d , en minutos

i , en mm/hora

Por lo que para un periodo de retorno de 10 años se tiene una intensidad:

$$i = 703.06 d^{-0.68}$$

Multiplicando la intensidad por una duración, en minutos, se obtiene la altura de precipitación:

$$h_p = i \frac{d}{60} = 11.72 d^{0.32}$$

Si se toman, por ejemplo, 2 minutos como duración se tiene una altura de precipitación: $h_p = 11.72 (2)^{0.32} = 14.36 \text{ mm}$

5.6 Método racional

Para la ecuación de intensidad del ejemplo 5.5, se tiene una cuenca con un área de 250 km^2 , en la cual el uso de suelo predominante es residencial (casas habitación). Considerar un periodo de retorno de 5 años y una duración de 60 minutos.

En este caso, se obtiene primero la intensidad de la lluvia para las condiciones mencionadas:

$$i = \frac{189.23(5)^{0.571}}{60^{0.68}} = 29.30 \text{ mm/hr}$$

El coeficiente de escurrimiento para una zona con casas habitación, de acuerdo a la tabla 3.3.1 es:

$$C = 0.70$$

Para obtener el gasto se recurre a la formula racional (ecuación 3.4.1):

$$Q_p = 0.278 CiA$$

Sustituyendo valores:

$$Q_p = 0.278 (0.70) \left(29.30 \frac{\text{mm}}{\text{hr}}\right) (250 \text{ km}^2)$$

Entonces se tendrá un gasto de:

$$Q_p = 1425.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.7 Método de envolventes

Mediante las ecuaciones de Creager y Lowry, determinar el gasto máximo unitario producido en una cuenca de 250 km² de área.

Mediante la ecuación de Creager (ecuación 3.4.5):

$$q = 1.303 C_c (0.386A_c)^\alpha A_c^{-1}$$

q =Gasto Máximo por unidad de área. $q = Q/A_c$

Determinación de α

$$\alpha = \frac{0.936}{250^{0.048}} = 0.718$$

Utilizando un valor de $C_c = 100$ (envolvente mundial) y sustituyendo valores:

$$q = 1.303 (100) (0.386 \times 250)^{0.718} 250^{-1}$$
$$q = 13.86 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{km}^2$$

Mediante el uso de la fórmula de Lowry (ecuación 3.4.7):

$$q = \frac{C_L}{(A_c + 259)^{0.85}}$$

Utilizando $C_L = 3500$ (mundial)

$$q = \frac{3500}{(250 + 259)^{0.85}}$$
$$q = 17.51 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{km}^2$$

5.8 Histograma

Una cuenca es dividida en tres secciones (figura 5.8.1). El escurrimiento de cada sección contribuirá al flujo en la salida de la cuenca, como se muestra en la tabla 5.8.1. Determinar el gasto, considerando una lluvia de 29.30 mm/hr, que cae uniformemente durante 4 horas. Asumir que no hay pérdidas.

Tabla 5.8.1

	A	B	C
Área (Km ²)	100	100	50
Tiempo en llegar a la salida (horas)	1.5	1.0	0.5

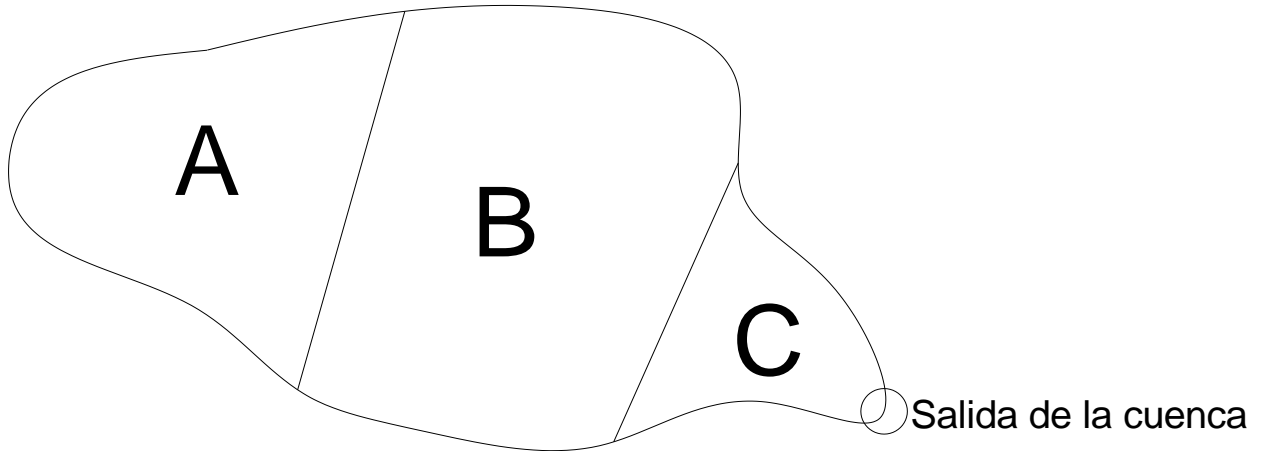


Figura 5.8.1: Cuenca de estudio

Utilizando la ecuación 3.4.8:

$$Q_n = R_i A_1 + R_{i-1} A_2 + \dots R_1 A_j$$

Para $n=4$, $i=4$ y $j=3$,

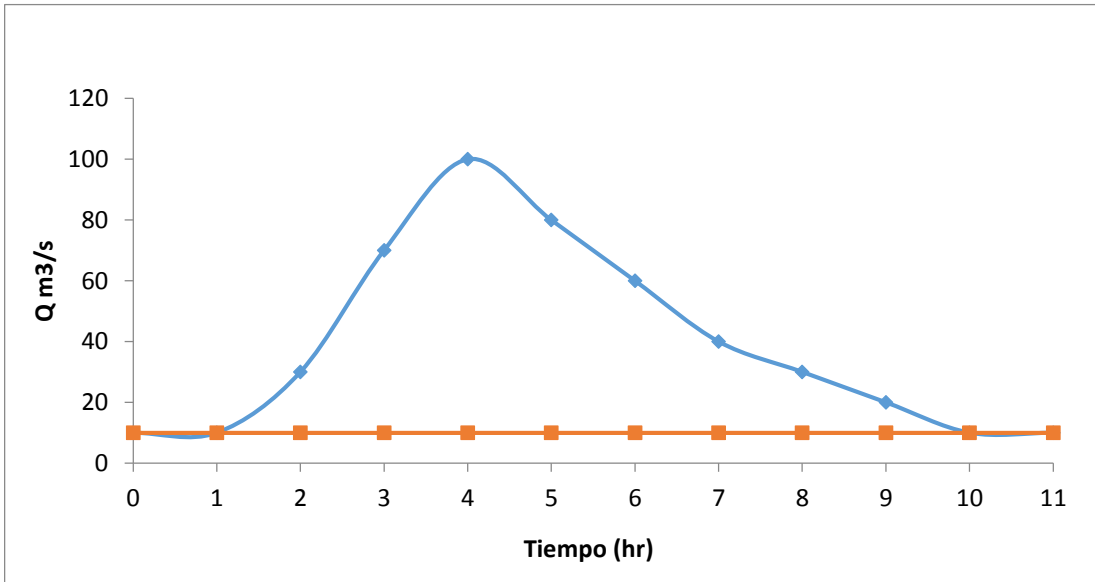
$$Q_5 = R_4 A_2 + R_3 A_3 + R_2 A_4$$

$$Q_5 = (0.0293 \text{ m/hr})(100,000,000 \text{ m}^2) + (0.0293 \text{ m/hr})(100,000,000 \text{ m}^2) + (0.0293 \text{ m/hr})(50,000,000 \text{ m}^2)$$

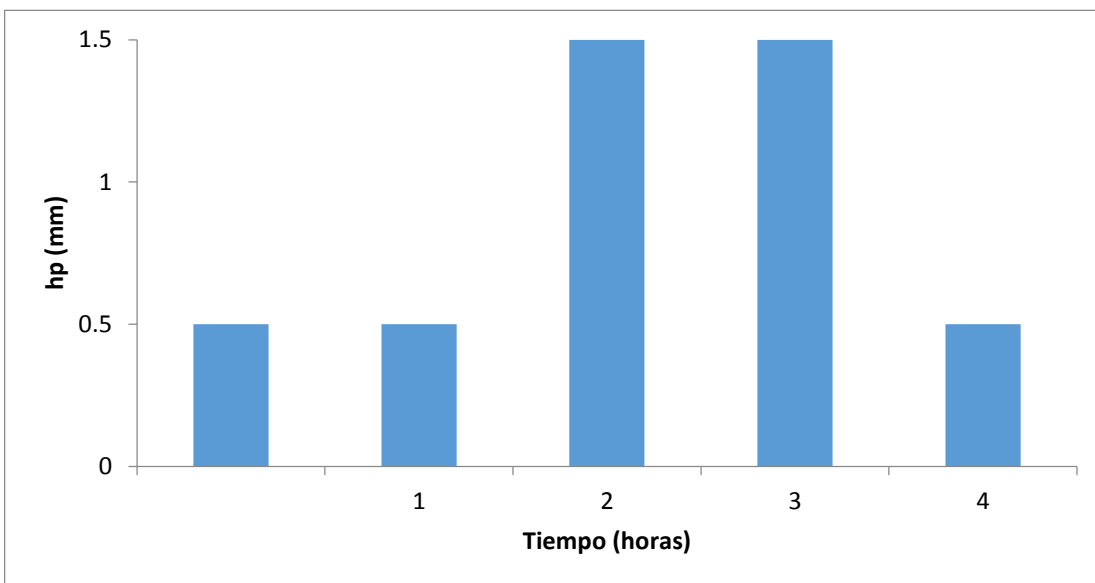
$$Q_5 = 7,325,000 \frac{\text{m}^3}{\text{hr}}$$

5.9 Hidrograma unitario

Convertir el hidrograma de escurrimiento mostrado en la gráfica 5.9.1 en un hidrograma unitario para 2 horas. El hietograma de la tormenta es presentado en la gráfica 5.9.2 con un índice de infiltración de 0.5 mm/hora. El flujo base en el canal es de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ (constante).

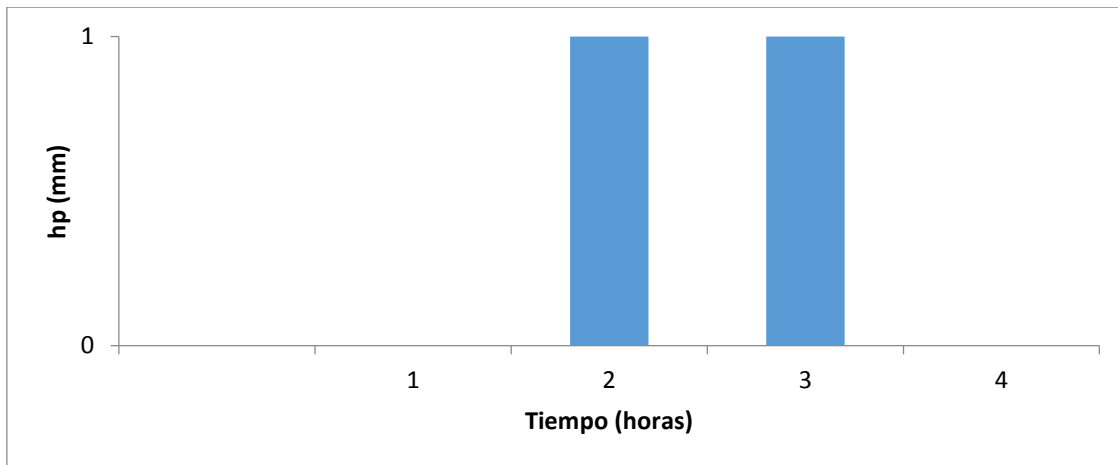


Gráfica 5.9.1: Hidrograma



Gráfica 5.9.2: Hietograma de la lluvia total

A partir del hietograma de la gráfica 5.9.2 se sustrae el índice de permeabilidad del suelo y se obtiene un hietograma de exceso que se muestra en la gráfica 5.9.3, esto representa 2 mm de lluvia o 1 mm/hora para 2 horas.

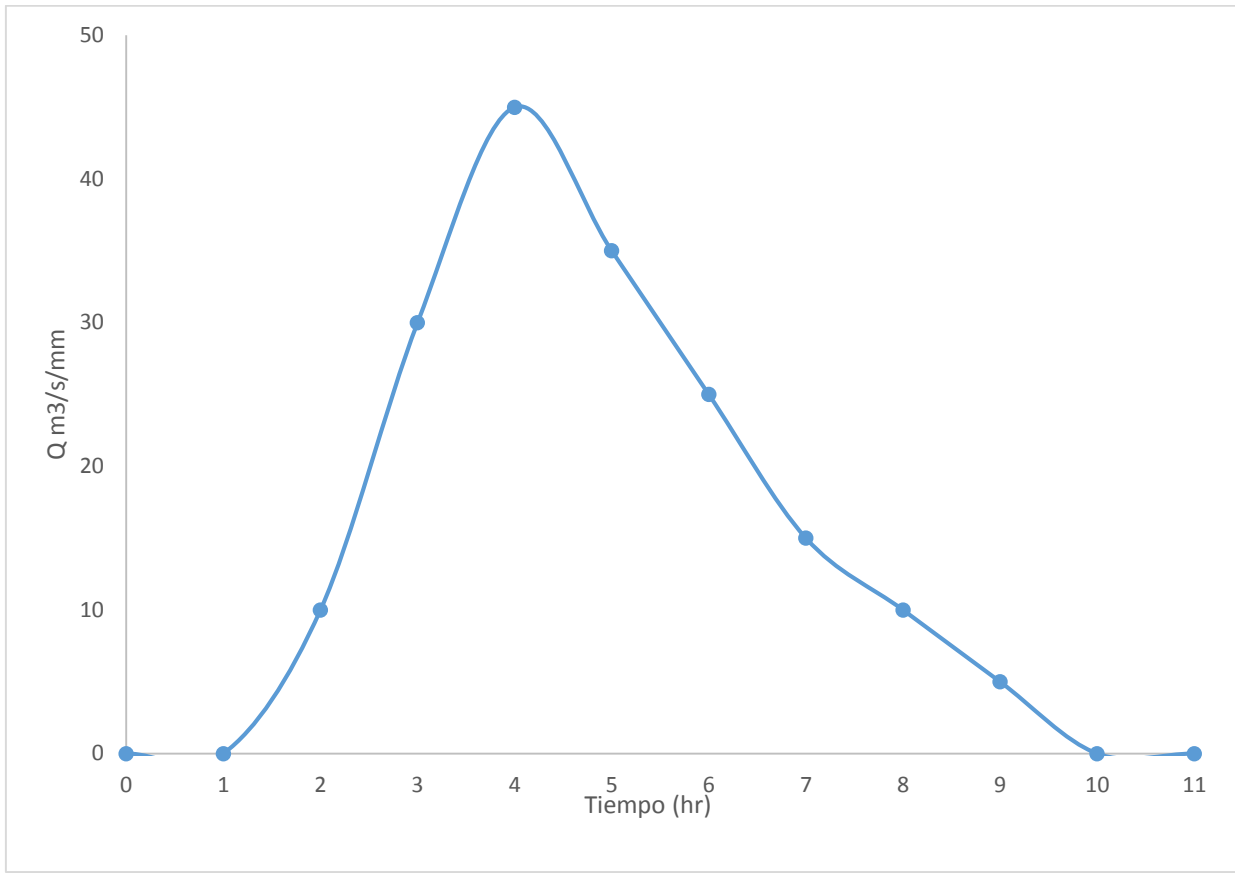


Gráfica 5.9.3: Hietograma de la lluvia en exceso

Para obtener el hidrograma, se sustrae el flujo base al hidrograma de la gráfica 5.9.1 y se debe convertir en un hidrograma unitario de 1 mm sobre la cuenca o 0.5 mm/hora para 2 horas, entonces se toma cada ordenada menos el flujo base y se multiplica por $\frac{1}{2}$ (gráfica 5.9.4). El cálculo es mostrado en la tabla 5.9.1.

Tabla 5.9.1

Tiempo (hr)	Q m ³ /s	Q-FB m ³ /s	Q HU 2hr m ³ /s/mm
0	0	0	0
1	10	0	0
2	30	20	10
3	70	60	30
4	100	90	45
5	80	70	35
6	60	50	25
7	40	30	15
8	30	20	10
9	20	10	5
10	10	0	0
11	0	0	0



Gráfica 5.9.4: Hidrograma unitario para una lluvia en exceso de 2 horas

5.10 Método de la curva “S”

Convertir el hidrograma unitario para 2 horas del ejemplo 5.9 en un hidrograma para 3 horas. De la tabla 5.9.1 se tiene:

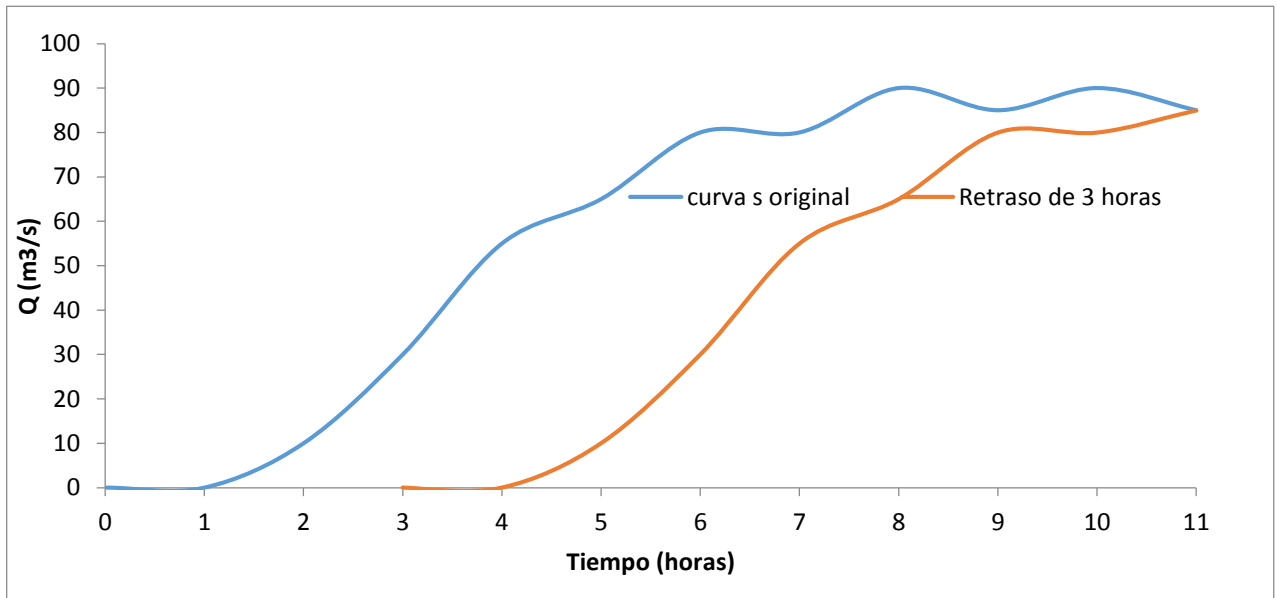
Tiempo (hr)	Q m ³ /s	Q Hu 2hr m ³ /s
0	0	0
1	10	0
2	30	10
3	70	30
4	100	45
5	80	35
6	60	25
7	40	15
8	30	10
9	20	5
10	10	0
11	0	0

Para aplicar el método de la curva “S”, deberá emplearse un hidrograma unitario para una lluvia en exceso de 2 horas, esto se realiza mediante el retraso cada dos horas del hidrograma unitario y añadiendo esto a la curva original. La curva “S” puede representar un número infinito de estas adiciones, sin embargo, es generalmente necesario repetir el proceso solo hasta que es alcanzado un valor relativamente constante ya que una oscilación ocurre algunas veces. El procedimiento es mostrado en la tabla 5.10.1.

Tabla 5.10.1.

Tiempo (hr)	Q HU 2hr	Retraso de 2 horas					Sumatorias
0	0						0
1	0						0
2	10	0					10
3	30	0					30
4	45	10	0				55
5	35	30	0				65
6	25	45	10	0			80
7	15	35	30	0			80
8	10	25	45	10	0		90
9	5	15	35	30	0		85
10	0	10	25	45	10	0	90
11	0	5	15	35	30	0	85

Una vez que la curva “s” ha sido construida, la gráfica unitaria para tres horas puede ser derivada de ella. Esto se hace retrasando la curva “S” 3 horas y restándola de la curva “s” original. Estos valores deben entonces ser multiplicados por el cociente de la duración del hidrograma unitario original entre la duración del hidrograma que se desea obtener, en este ejemplo son 3 horas. Teniendo como resultado la gráfica 5.10.1.



Gráfica 5.10.1: Curva “S”- 3 horas

5.11 Método de Chow

Calcular el gasto de diseño para el alcantarillado de una carretera con los siguientes datos:

- a) Área de la cuenca= 15 km²
- b) Longitud del cauce principal= 5 km
- c) Tipo de suelo: Arcilla en su totalidad
- d) Uso de suelo: Bosques normales, en su totalidad
- e) Pendiente del suelo= 1%
- f) Las curvas $i - d - T$ tienen la ecuación: $i = \frac{720 T^{0.4}}{d^{0.7}}$
- g) Periodo de retorno= 5 años

De la ecuación de las curvas $i - d - T$, usando $T = 5$ años y multiplicando por d , se tiene la relación entre la duración de la lluvia y la precipitación total:

$$P = \frac{720}{60} (10)^{0.4} d^{1-0.7} = 30.1 d^{0.3}$$

El tiempo de retraso es (ecuación 3.4.18):

$$t_r = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} = 0.005 \left(\frac{5000}{1} \right)^{0.64} = 1.16 \text{ hr} = 69.6 \text{ min}$$

El número de escurrimiento es, suponiendo que el suelo está inicialmente muy húmedo por ser la condición más desfavorable (véase tabla 3.4.3):

$$N = 89$$

El cálculo del método se muestra en la tabla 5.11.1:

Tabla 5.11.1

1	2	3	4	5	6
De(min)	P(mm)	Pe(mm)	De/Tr	Z	Qp(m ³ /s)
10	60	33.9	0.14	0.1	84.6
20	74	46.3	0.29	0.22	127.2
30	84	55.4	0.43	0.32	147.9
40	91	61.8	0.58	0.43	166.2
50	97	66.9	0.72	0.52	174.1
60	103	73	0.86	0.59	179.6
70	108	77.7	1.01	0.65	180.5
80	112	81.5	1.15	0.7	178.4
90	116	85.3	1.29	0.71	168.4

En la columna 1 se han supuesto diferentes duraciones de lluvia efectiva, con las cuales se han calculado las alturas de precipitación total de la columna 2. Las precipitaciones efectivas de la columna 3 se han calculado con la ecuación 3.4.17, en la columna 4 se muestran los valores de d_e/T_r y en la columna 5 los correspondientes a Z, obtenidos de la figura 3.4.2. Finalmente en la columna 6 se han calculado los gastos pico con la ecuación 3.4.16.

Entonces el gasto de diseño será de 180 m³/s.

5.12 Hidrograma unitario triangular

Determinar el gasto pico y el hidrograma unitario triangular para una cuenca que presenta las siguientes características:

- a) Área de la cuenca= 30 km²**
- b) Longitud del cauce principal= 10 km**
- c) Pendiente del cauce principal= 1%**

Se calcula el tiempo de concentración con la ecuación 3.4.3:

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} = 0.000325 \frac{10000^{0.77}}{0.01^{0.385}} = 2.30 \text{ hr}$$

Para obtener la duración en exceso, puede utilizarse la ecuación 3.4.23:

$$d_e = 2\sqrt{t_c} = 2\sqrt{2.30} = 3.03 \text{ hr}$$

El tiempo de retraso es (ecuación 3.4.22):

$$t_r = 0.6 t_c = 0.6 (2.30) = 1.38 \text{ hr}$$

Entonces, el tiempo pico resulta de la ecuación 3.4.21:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r = \frac{3.03}{2} + 1.38 = 2.90 \text{ hr}$$

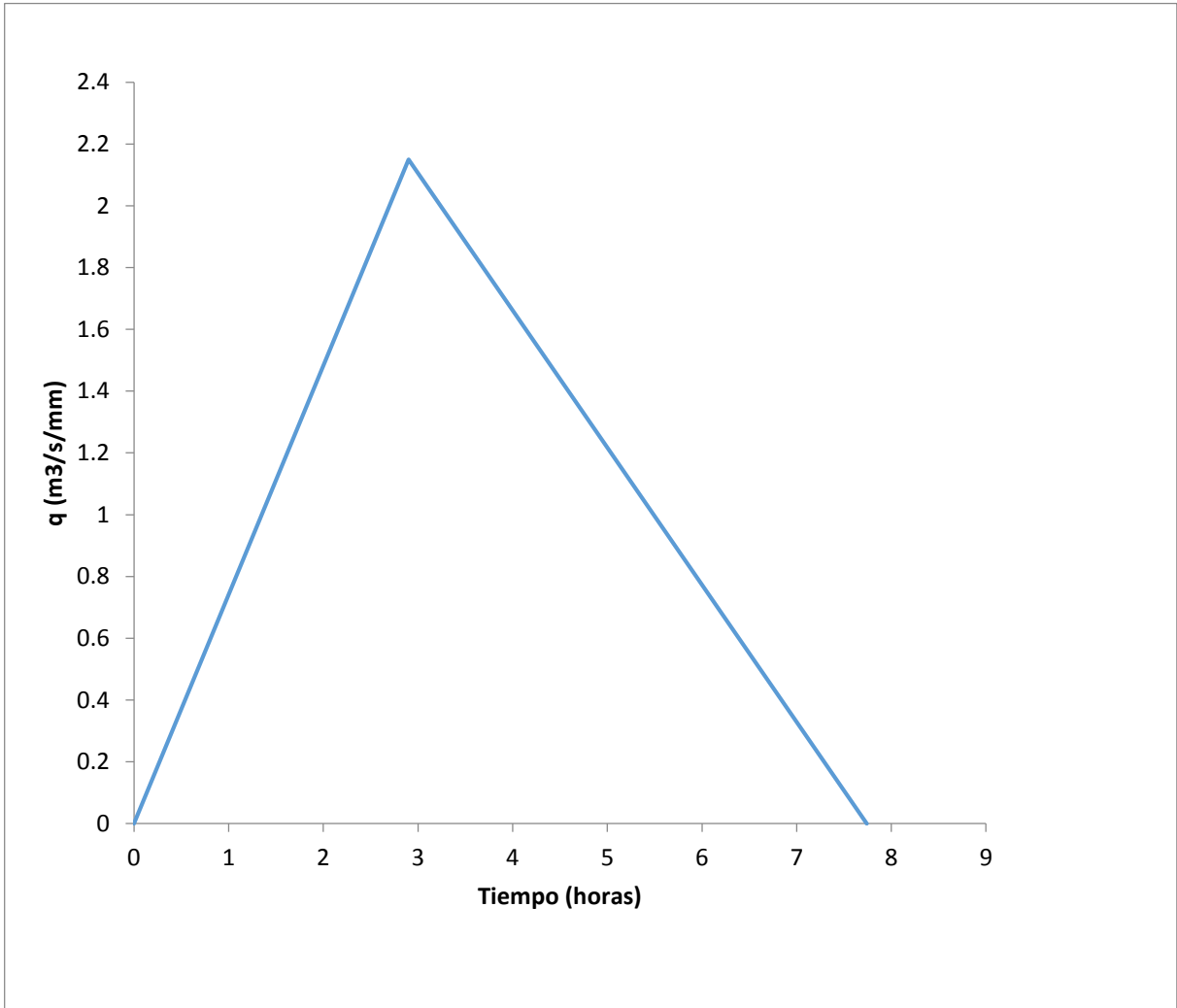
Y el tiempo base de la ecuación 3.4.20:

$$t_b = 2.67 t_p = 2.67(2.90) = 7.74 \text{ hr}$$

Finalmente, con la ecuación 3.4.24, se calcula el gasto pico:

$$q_p = \frac{0.208 A}{t_p} = \frac{0.208 (30)}{2.90} 2.15 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm}$$

Y el hidrograma obtenido es mostrado en la gráfica 5.12.1:



Gráfica 5.12.1: Hidrograma unitario triangular para una duración en exceso de 3.03 horas

5.13 Método de Burkli-Ziegler

Estimar el caudal en una cuenca con un área de aportación de 250 hectáreas, con una pendiente de 0.1 en calles en el núcleo central de una ciudad, en la cual se presenta una intensidad de lluvia uniforme de 2.93 cm/hora.

Los valores del coeficiente C se obtienen mediante el empleo de la tabla 3.4.5. Por lo que para este caso se opta por un valor de $C = 0.9$

Entonces para conocer el gasto se emplea la ecuación 3.4.26:

$$Q = 27.78 CiS^{1/4}A^{3/4}$$

$$Q = 27.78 (0.90)(2.93) 0.1^{1/4}250^{3/4}$$

$$Q = 2589.98 \text{ l/s}$$

5.14 Tránsito de avenidas en cauces con el método de Muskingum

El poblado de la figura 5.14.1 se inunda cuando el gasto en el sitio señalado como “B” llega a ser de $100 \text{ m}^3/\text{s}$. Determinar si el poblado ubicado a un costado del sitio “B” se inunda cuando en el sitio señalado como “A” se presenta un hidrograma como el que es mostrado en la figura 5.14.2. También se conoce un tránsito que ocurrió en el pasado y es mostrado en la figura 5.14.3.

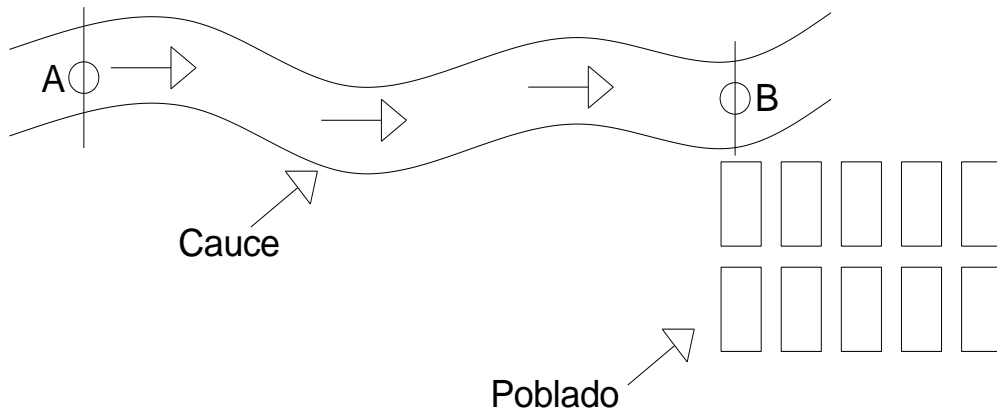


Figura 5.14.1

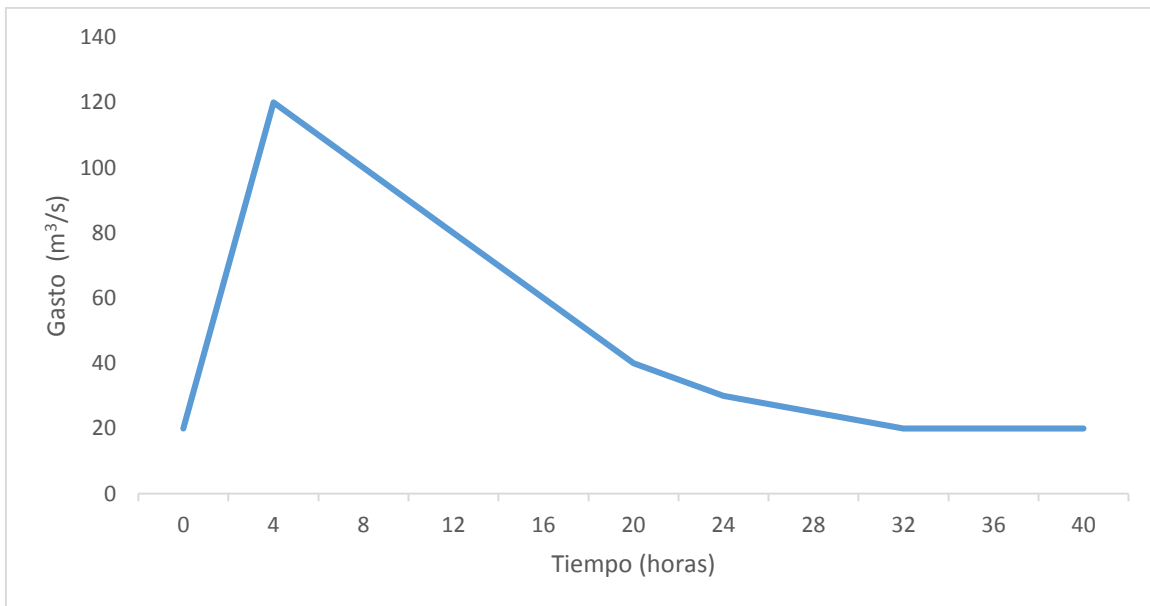


Figura 5.14.2: Hidrograma del sitio “A”

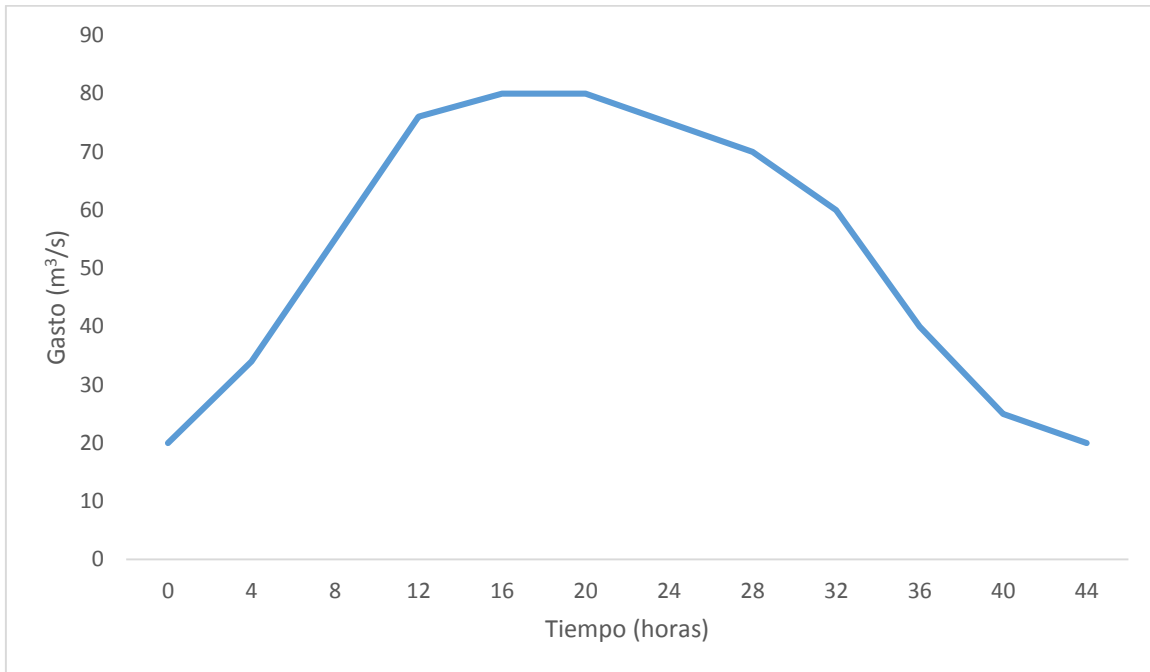


Figura 3.14.3: Tránsito conocido

Para aplicar éste método, se requiere conocer los valores de K y X , por ello se recuerda que el valor de X varía entre 0 y 0.5. Si: $X=0$, el volumen almacenado en el tramo está en función solo de la salida y sí; $X=0.5$, las entradas y salidas tienen la misma importancia y no habrá ningún abatimiento del pico.

Por lo que para este ejemplo se supondrán valores para $X= 0.1, 0.2, 0.3$ y 0.4

Para conocer la relación entre el volumen de almacenamiento y las entradas y salidas del cauce se utiliza la ecuación 3.5.2:

$$V = K[xI + (1 - x)O]$$

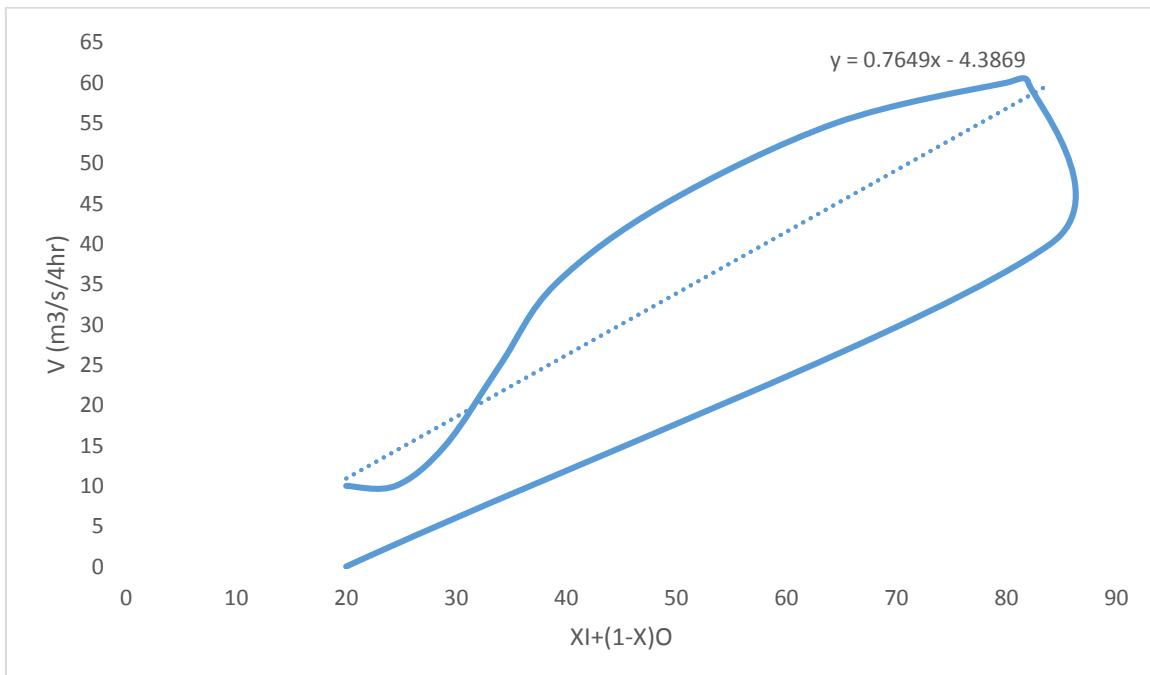
Con los valores supuestos de X , se calcula la expresión $[xI + (1 - x)O]$. El cálculo se muestra en la tabla 5.14.1.

Tabla 5.14.1: Cálculo de los valores de X .

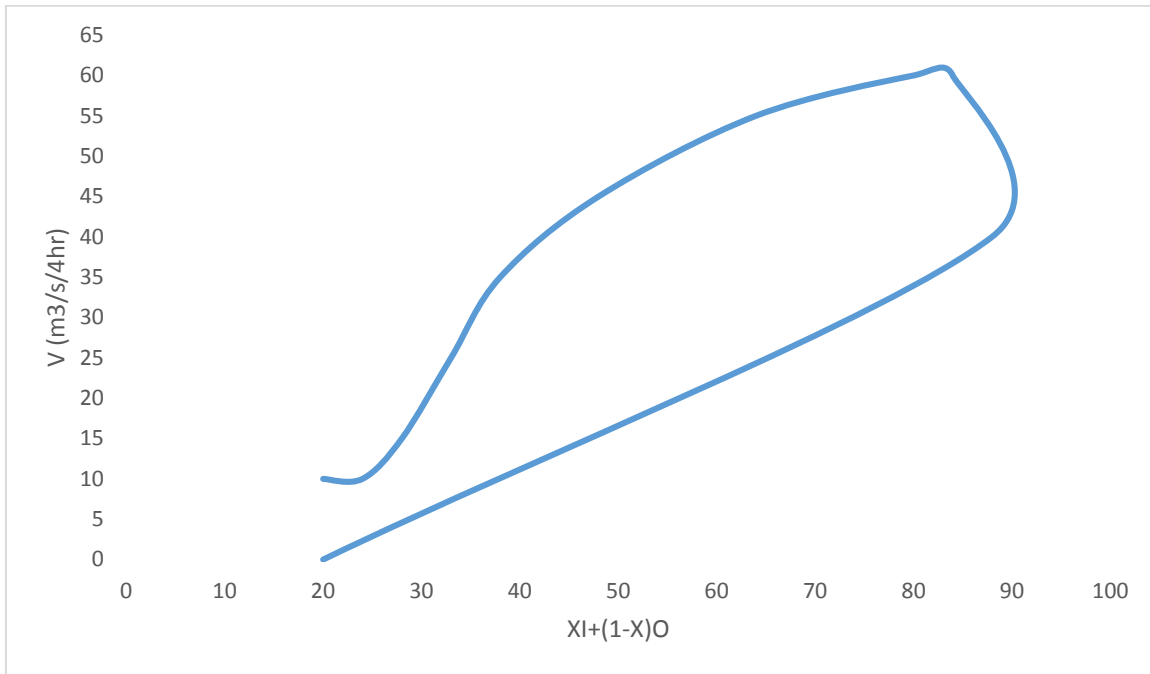
0	1	2	3	4	5	6	7
Tiempo	I (entradas)	O (salidas)	V (acum.)	(XI+(1-X)O)			
Horas	m3/s	m3/s	m3/s/4hr	X=0.1	X=0.2	X=0.3	X=0.4
0	20	20	0	20	20	20	20
4	120	80	40	84	88	92	96
8	100	80	60	82	84	86	88
12	80	80	60	80	80	80	80
16	60	65	55	64.5	64	63.5	63
20	40	50	45	49	48	47	46
24	30	40	35	39	38	37	36
28	25	35	25	34	33	32	31
32	20	30	15	29	28	27	26
36	20	25	10	24.5	24	23.5	23
40	20	20	10	20	20	20	20
44	20	20	10	20	20	20	20

Los valores de $(XI + (1 - X)O)$ para cada valor de X supuesto, son llevados a una gráfica contra los valores del almacenamiento V .

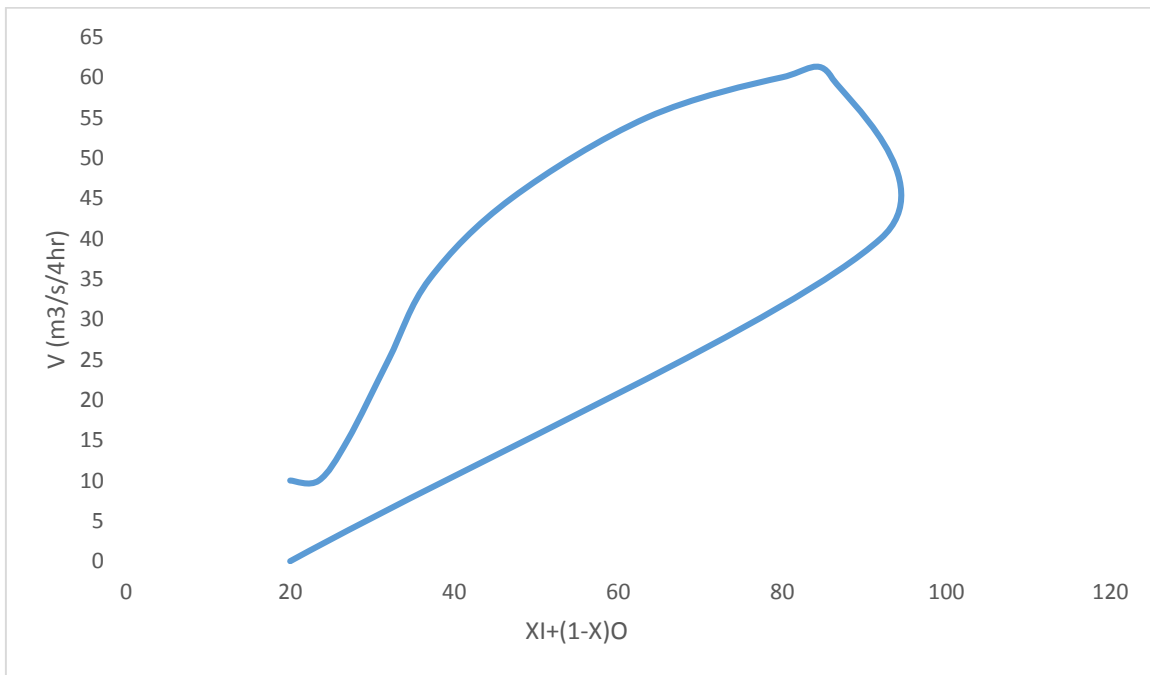
Cuando la gráfica se acerque a una recta, ese será el valor correcto de X y la pendiente será el valor de K .



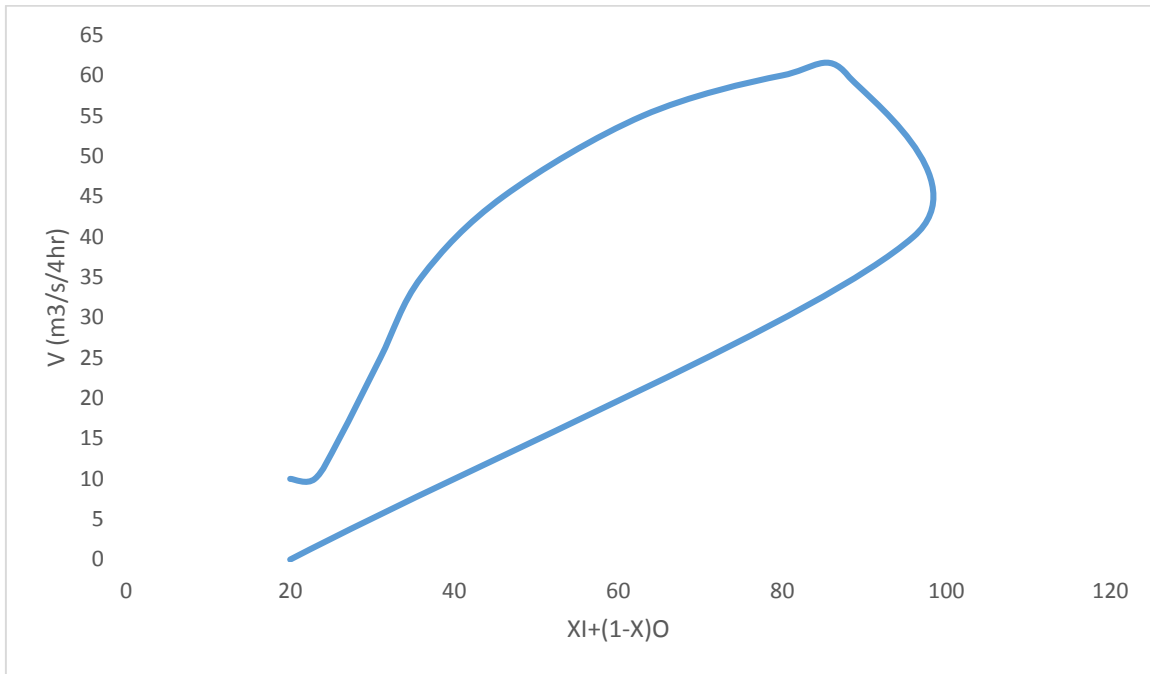
Gráfica 5.14.1: $X=0.1$



Gráfica 5.14.2: $X=0.2$



Gráfica 5.14.3: $X=0.3$



Gráfica 5.14.4: X=0.4

Entonces los valores con los que se trabajarán son: $X= 0.1$ $K= 0.76h$, que fueron obtenidos de la gráfica 5.14.1 y $\Delta t= 4h$, que es la variación del tiempo.

Posteriormente se calculan los valores para:

$$C_1 = -\frac{Kx - \Delta t/2}{\alpha}; \quad C_2 = \frac{Kx + \Delta t/2}{\alpha}; \quad C_3 = \frac{K - Kx - \Delta t/2}{\alpha}; \quad \alpha = K - Kx + \Delta t/2$$

Por lo tanto:

$$C_1 = -\frac{0.76 \times 0.1 - 4/2}{0.76 - 0.76 \times 0.1 + 4/2} = 0.72$$

$$C_2 = \frac{0.76 \times 0.1 + 4/2}{0.76 - 0.76 \times 0.1 + 4/2} = 0.77$$

$$C_3 = \frac{0.76 - 0.76 \times 0.1 - 4/2}{0.76 - 0.76 \times 0.1 + 4/2} = -0.49$$

$$C_1 + C_2 + C_3 = 1$$

Para resolver el método se utiliza la ecuación 3.5.8:

$$O_{i+1} = C_1 I_i + C_2 I_{i-1} + C_3 O_i$$

El cálculo y resultados se muestran en la tabla 5.14.2.

Tabla 5.14.2.

0	1	2	3	4	5
Tiempo	Ingreso	C1 li	C2 li-1	C3 Oi	O1+1
Horas	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s	m3/s
0	20	-	-	-	20
4	120	86.4	15.4	-9.80	92.00
8	100	72	92.4	-45.08	119.32
12	80	57.6	77	-58.47	76.13
16	60	43.2	61.6	-37.31	67.49
20	40	28.8	46.2	-33.07	41.93
24	30	21.6	30.8	-20.54	31.86
28	25	18	23.1	-15.61	25.49
32	20	14.4	19.25	-12.49	21.16
36	20	14.4	15.4	-10.37	19.43
40	20	14.4	15.4	-9.52	20.28
44	20	14.4	15.4	-9.94	19.86

El gasto máximo presentado en el tránsito de la avenida es de 119.32 m³/s, por lo que el poblado se inundará.

Utilizando la fórmula racional (ecuación 3.4.1) se puede conocer el gasto generado por cada área de 600 m²:

$$Q_p = 0.278 (0.98) \left(43.53 \frac{mm}{hr}\right) (0.0006 km^2) = 0.0071 m^3/s$$

Por lo que para cada tubo, con un área de contribución de 600 m², se tendrá un gasto:

$$Q_p = 7.1 l/s$$

Se pretende que la lámina de agua no supere los 15 cm de altura sobre la cubierta, por lo que la descarga en cada tubo será (King y Brater, 1962):

$$Q_p = \mu A \sqrt{2gh} \quad \text{ec. 5.15.1}$$

Donde:

$\mu = 0.68$ Coeficiente de orificio (según King y Brater)

$A =$ Área de la tubería

$g =$ Aceleración de la gravedad

$h =$ Carga de presión

De la fórmula anterior se desea conocer el área, despejando:

$$A = \frac{Q_p}{\mu (2gh)^{0.5}}$$

Sustituyendo valores:

$$A = \frac{0.0071 m^3/s}{0.68 (2 \times 9.81 \times 0.15m)^{0.5}} = 0.0041 m^2$$

Por lo tanto el diámetro de la tubería será:

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(0.0041)}{\pi}} = 0.072 m = 7.22 cm$$

Por lo que, con un diámetro comercial, se requiere una tubería de PVC de 75 mm.

5.16 Capacidad de captación en una casa habitación

En una casa se pretende diseñar un sistema de captación de agua pluvial para abastecer a una familia de tres miembros. El consumo estimado por persona es de 300 l/hab/día. El área de captación probable se muestra en la figura 5.16.1.

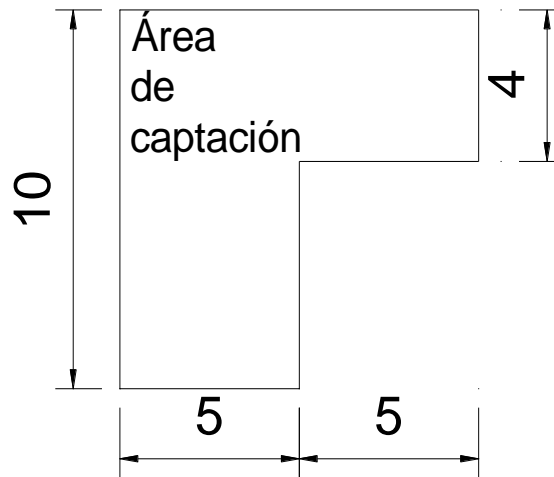


Figura 5.16.1: Área de captación probable de la casa

Para la zona de estudio se presenta una precipitación media anual de 800 mm.

Calcular el volumen de una cisterna para garantizar un suministro de agua durante la época de estiaje.

La capacidad de la cisterna se calcula tomando en cuenta el tiempo que dura la temporada de lluvias, la precipitación media anual, el área de captación y el consumo de agua durante el lapso de tiempo considerado

Entonces, el volumen de la cisterna sería, según Murguía:

$$V_s = D \times 30 \times (12 - T) \times 1.3 \times h \quad \text{ec. 5.16.1}$$

Donde:

V_s = Volumen necesario para el consumo durante el tiempo de estiaje (litros)

D = Consumo por habitante (l/hab/día)

T= Número de meses que llueve

1.3= Coeficiente de seguridad

h= Número de personas que harán uso de la cisterna

30= Días en un mes

Si se asume que la temporada de lluvias dura 4 meses, se tiene:

$$V_s = 300 \times 30 \times (12 - 4) \times 1.3 \times 3$$

$$V_s = 280,800 \text{ l} = 280.8 \text{ m}^3$$

De la figura 5.16.1 tenemos que el área de captación probable es de 70 m², por lo que para calcular el volumen de captación se utiliza la siguiente expresión:

$$V_c = \frac{P}{1000} \times A \quad \text{ec. 5.16.2}$$

Donde:

V_c= Volumen anual captado (m³)

P= Precipitación media anual (mm)

A= Área de captación (m²)

1000= Factor de conversión de unidades

Por lo que, para este ejemplo se tiene un volumen de captación:

$$V_c = \frac{800}{1000} \times 70 = 56 \text{ m}^3$$

Como $V_s > V_c$, el volumen de la cisterna queda determinado por V_c . Entonces con este volumen se obtiene el tiempo que la cisterna podrá abastecer de agua.

$$t = \frac{V_c}{D \times 1.3 \times h} \quad \text{ec. 5.16.3}$$

Donde:

t= Tiempo (días)

$$t = \frac{56,000}{300 \times 1.3 \times 3} = 48 \text{ días}$$

5.17 Determinación de pérdidas por fricción en un canal

De acuerdo con los datos de la figura 5.17.1, determinar las pérdidas empleando:

a) La ecuación de energía

b) Impulso y cantidad de movimiento

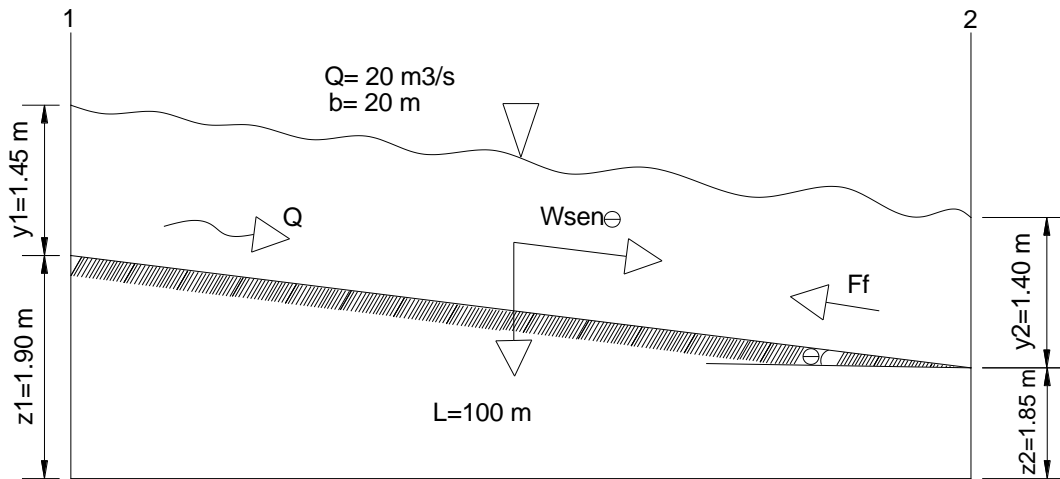


Figura 5.17.1: Canal de estudio

a) Aplicando la ecuación de energía se tiene:

$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad \text{ec. 5.17.1}$$

Por continuidad $Q = VA$

$$A_1 = b y_1 = 20(1.45) = 29 \text{ m}^2$$

$$A_2 = b y_2 = 20(1.40) = 28 \text{ m}^2$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{20}{29} = 0.69 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{20}{28} = 0.714 \text{ m/s}$$

Sustituyendo en la ecuación 5.17.1:

$$1.90 + 1.45 + \frac{0.69^2}{19.62} = 1.85 + 1.40 + \frac{0.714^2}{19.62} + h_f$$

$$h_f = 0.098 \text{ m}$$

b) Utilizando impulso y cantidad de movimiento:

$$\frac{\gamma Q}{g}(V_2 - V_1) = F_1 - F_2 + W \sin \theta - F_f \quad \text{ec. 5.17.2}$$

$$P_1 = \gamma y_1 = 1000(1.45) = 1450 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = \gamma y_2 = 1000(1.40) = 1400 \text{ kg/m}^2$$

$$F_1 = P_1 A_1 = 1450(29) = 42,050 \text{ kg}$$

$$F_2 = P_2 A_2 = 1400(28) = 39,200 \text{ kg}$$

$$\tan \theta = \frac{1.90 - 1.85}{100} = 0.0005$$

$$\theta = \tan^{-1} = 0.0286$$

$$\sin \theta = \sin 0.0286 = 0.0005$$

$$W = \gamma \bar{y} b L; \bar{y} = \frac{1.45 + 1.40}{2} = 1.425 \text{ m}$$

$$W = 1000(1.425)(20)(100) = 2,850,000 \text{ kg}$$

$$W \sin \theta = 2,850,000(0.0005) = 1425 \text{ kg}$$

$$\frac{\gamma Q}{g}(0.714 - 0.69) = 48.93 \text{ kg}$$

Sustituyendo en la ecuación 5.17.2:

$$48.93 = 42050 - 39200 + 1425 - F_f$$

$$F_f = 4,226.07 \text{ kg}$$

$$F_f = \gamma h_f A = \gamma h_f b \bar{y}$$

$$h_f = \frac{F_f}{\gamma b \bar{y}}$$

$$h_f = \frac{4,226.07}{1000(20)(1.425)} = 0.148 \text{ m}$$

5.18 Diseño hidráulico de una red de alcantarillado pluvial con el método racional

Del alcantarillado mostrado en la figura 5.18.1 y los datos de la tabla 5.18.1, determinar los gastos de diseño de la red.

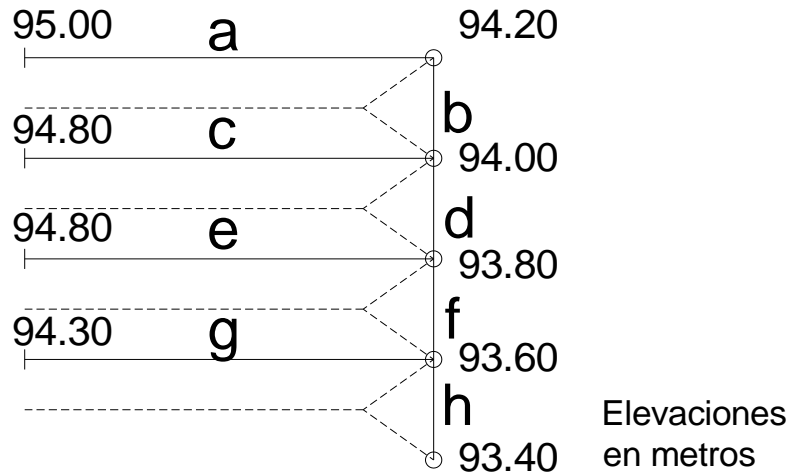


Figura 5.18.1: Red de alcantarillado

Tabla 5.18.1: Datos de la red

Tramo	Longitud (m)	Área (km ²)	Área acumulada (km ²)
a	100	0.0025	
b	25	0.000125	0.002625
c	100	0.005	0.007625
d	25	0.000125	0.00775
e	100	0.005	0.01275
f	25	0.000125	0.012875
g	100	0.005	0.017875
h	25	0.000125	0.018

Los tramos a,c,e,g, por ser de cabecera, se consideran con área de aportación nula, por lo que se diseñan con el diámetro mínimo (30cm) y la pendiente mínima del terreno, que en este caso es $S=0.008$. Para este caso, se utilizará la ecuación de intensidad del ejemplo 5.5: $i = \frac{189.23(T_r)^{0.571}}{d^{0.68}}$; con un periodo de retorno $T_r=2$ años

Coefficiente de escurrimiento $C=0.70$

Coefficiente de rugosidad de la tubería $n=0.013$ (concreto)

-Diseño del tramo (b) $S=0.008$

***Tiempo de entrada** $t_e = \frac{L}{V}$

Velocidad de traslado en la superficie (Babbit): $V = 610 C \sqrt{S}$; (m/min)

$$V = 610(0.70)\sqrt{0.008} = 38.19 \text{ m/min}$$

$$T_e = \frac{100}{38.19} = 2.62 \text{ min}$$

***Intensidad**

$$i = \frac{189.23 (2)^{0.571}}{2.62^{0.68}} = 146.02 \text{ mm/hr}$$

***Gasto**

$$Q = 0.278 CiA$$

$$Q = 0.278(0.70)(146.02)(0.002625) = 0.075 \text{ m}^3/\text{s}$$

***Pendiente**

$$S = \frac{94.20 - 94.00}{25} = 0.008$$

***Diámetro**

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

$$Q = \frac{\frac{\pi d^2}{4}}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S^{1/2}$$

$$d = \left(\frac{0.075}{2.144}\right)^{3/8} = 0.28\text{m}; d_{com} = 0.30\text{m}$$

***Velocidad**

$$A = 0.071 \text{ m}^2; Q = VA$$

$$V = \frac{0.075}{0.071} = 1.06 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 63.6 \text{ m/min}$$

***Tiempo de traslado**

$$T_t = \frac{L}{V} = \frac{25}{63.6} = 0.39\text{min}$$

-Diseño del tramo (d) $S=0.008$ $C=0.70$

***Tiempo de entrada $t_e = \frac{L}{V}$; siendo la velocidad de traslado en la superficie:**

$$V = 610(0.70)\sqrt{0.008} = 38.19 \text{ m/min}$$

$$T_e = \frac{100}{38.19} = 2.62 \text{ min}$$

***Tiempo de concentración $T_c = T_e + T_t$**

$$T_c = 2.62 + 0.39 = 3.01 \text{ min}$$

(Se calcula con el mayor tiempo, por lo tanto $T_c > T_e$)

***Intensidad**

$$i = \frac{189.23 (2)^{0.571}}{3.01^{0.68}} = 132.88 \text{ mm/hr}$$

***Gasto**

$$Q = 0.278(0.70)(132.88)(0.00775) = 0.20 \text{ m}^3/\text{s}$$

***Pendiente**

$$S = \frac{94.00 - 93.80}{25} = 0.008$$

***Diámetro**

$$Q = \frac{\pi d^2}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S^{1/2}$$
$$d = \left(\frac{0.20}{2.144}\right)^{3/8} = 0.41\text{m}; d_{com} = 0.45\text{m}$$

***Velocidad**

$$A = 0.16 \text{ m}^2; Q = VA$$
$$V = \frac{0.20}{0.16} = 1.25 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 75 \text{ m/min}$$

***Tiempo de traslado**

$$T_t = \frac{L}{V} = \frac{25}{75} = 0.33\text{min}$$

-Diseño del tramo (f) $S=0.01$ $C=0.70$

***Tiempo de entrada** $t_e = \frac{L}{V}$

$$V = 610(0.70)\sqrt{0.01} = 42.7 \text{ m/min}$$

$$T_e = \frac{100}{42.7} = 2.34 \text{ min}$$

***Tiempo de concentración** $T_c = T_e + T_t$

$$T_c = 3.01 + 0.33 = 3.34 \text{ min}$$

(Se calcula con el mayor tiempo, por lo tanto $T_c > T_e$)

***Intensidad**

$$i = \frac{189.23 (2)^{0.571}}{3.34^{0.68}} = 123.80 \text{ mm/hr}$$

***Gasto**

$$Q = 0.278(0.70)(123.80)(0.012875) = 0.31 \text{ m}^3/\text{s}$$

***Pendiente**

$$S = \frac{93.80 - 93.60}{25} = 0.008$$

***Diámetro**

$$Q = \frac{\pi d^2}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S^{1/2}$$
$$d = \left(\frac{0.31}{2.144}\right)^{3/8} = 0.48\text{m}; d_{com} = 0.45\text{m}$$

***Velocidad**

$$A = 0.16 \text{ m}^2; Q = VA$$
$$V = \frac{0.31}{0.16} = 1.94 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 116.4 \text{ m/min}$$

***Tiempo de traslado**

$$T_t = \frac{L}{V} = \frac{25}{116.4} = 0.21\text{min}$$

-Diseño del tramo (h) $S=0.007$ $C=0.70$

***Tiempo de entrada** $t_e = \frac{L}{V}$

$$V = 610(0.70)\sqrt{0.007} = 35.72 \text{ m/min}$$

$$T_e = \frac{100}{35.72} = 2.80 \text{ min}$$

***Tiempo de concentración** $T_c = T_e + T_t$

$$T_c = 3.34 + 0.21 = 3.55 \text{ min}$$

(Se calcula con el mayor tiempo, por lo tanto $T_c > T_e$)

***Intensidad**

$$i = \frac{189.23 (2)^{0.571}}{3.55^{0.68}} = 118.77 \text{ mm/hr}$$

***Gasto**

$$Q = 0.278(0.70)(118.77)(0.018) = 0.42 \text{ m}^3/\text{s}$$

***Pendiente**

$$S = \frac{93.60 - 93.40}{25} = 0.008$$

***Diámetro**

$$Q = \frac{\pi d^2}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S^{1/2}$$
$$d = \left(\frac{0.42}{2.144}\right)^{3/8} = 0.54\text{m}; d_{com} = 0.61\text{m}$$

***Velocidad**

$$A = 0.29 \text{ m}^2; Q = VA$$
$$V = \frac{0.42}{0.29} = 1.45 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 87 \text{ m/min}$$

***Tiempo de traslado**

$$T_t = \frac{L}{V} = \frac{25}{87} = 0.29\text{min}$$

Capítulo 6

Conclusiones y recomendaciones

Para la solución de problemas hidráulicos, dentro del campo de la ingeniería civil, puede resultar práctico emplear conceptos de hidrología, ya que un análisis hidrológico es necesario en la planeación, diseño y operación de proyectos hidráulicos. Para el Ingeniero civil tienen mayor relevancia las relaciones lluvia-escorrimento (teniendo en cuenta que en ésta relación se encuentran diversos fenómenos que la condicionan), esto se debe a que mediante el estudio de la precipitación y el escurrimento que se produce en una cuenca se podrá determinar el tipo, dimensión, capacidad y componentes de estructuras para el aprovechamiento del recurso hídrico o en su caso obras de defensa, las cuales, servirán a una determinada área de servicio para mejorar la calidad de vida de ese sector, ya que se trata con un aspecto vital como lo es el agua.

Debido a que en el estudio de la hidrología interactúan diferentes fenómenos naturales, su análisis con frecuencia, tiende a ser con base en una serie de hechos observados y formulaciones empíricas, con las cuales se establecen una serie de normas que gobiernan su comportamiento, por lo que no se puede postular un solo procedimiento o fórmula para la solución de estos problemas, sino que, dependiendo de los datos con los que se cuente acerca de una cuenca, se le podrá dar un tratamiento según sea el proyecto a desarrollar.

Para realizar el análisis hidrológico de una cuenca, se debe disponer de diversos datos, dentro de los que destacan los que proporcionan las estaciones meteorológicas, como son; los registros de alturas

de precipitación, y condiciones climatológicas de la región, mediante los cuales se podrá determinar la intensidad de la precipitación, su frecuencia o probabilidad de ocurrencia y su distribución en el espacio y tiempo. Además de contar con datos obtenidos por las estaciones hidrométricas (medición de gastos), son necesarios los datos geomorfológicos de la cuenca que, se pueden enunciar como los que condicionan el volumen de escurrimiento (área y tipo de suelo) y los que condicionan la velocidad de respuesta (forma, pendiente de la cuenca y de los cauces y obras, como los alcantarillados).

En la medida en que se tengan más datos para una cuenca determinada, el análisis hidrológico se volverá más complejo al involucrar un número mayor de factores que alteran el proceso, pero de ésta manera el resultado será más objetivo. Así, se puede decir que el tipo y cantidad de datos con los que se cuente influenciará en la decisión de cual metodología adoptar para el estudio.

Cuando se desea realizar un amplio análisis de la relación lluvia-escurrimiento, es importante tener en consideración factores que causan pérdidas en el escurrimiento como es la infiltración, vegetación o cubierta del suelo y el almacenamiento en depresiones para obtener el escurrimiento superficial directo.

Recalcando en que hay diferentes parámetros para ser determinados en un análisis hidrológico, la mayoría de ellos implican gastos pico (máximos), volumen de escurrimiento o hidrogramas de escurrimiento. Si se opta por utilizar hidrogramas, entonces los gastos pico y los volúmenes son una parte implícita del análisis, pero para los métodos más simples como los métodos de envolventes o la fórmula racional, no siempre se tendrán todos los parámetros de interés.

Bibliografía

- **Anaya Garduño, Manuel. 2011. Captación del agua de lluvia. Biblioteca Básica de Agricultura.**
- **Aparicio Mijares, Francisco. 1987. Fundamentos de Hidrología de Superficie**
- **B. Bedient, Philip y C. Huber Wayne. Hydrology and Floodplain Analysis**
- **Chow, Ven Te. Open-channel Hydraulics**
- **CONAGUA. 2010. Semblanza histórica del agua en México**
- **CONAGUA. 2012. Acciones de Infraestructura de Drenaje y Abastecimiento de Agua en el Valle de México**
- **Delgado de Cantú, María. 1993. Gran historia de México Tomo II y III**
- **De Wiest, Roger J.M. 1965. Geohydrology**
- **Featherstone, R.E. 1988. Civil Engineering Hydraulics**
- **French, Richard H. Open-channel Hydraulics**
- **Kay, Melvin. 2008. Practical Hydraulics, second edition**
- **King, H.V. y Brater E.E. 1967. Manual de Hidráulica**
- **Linsley, Ray K. 1981. Hidrología para Ingenieros, Segunda edición**
- **López Cualla, Ricardo Alfredo. 1999. Diseño de acueductos y alcantarillados**
- **Monsalve Sáenz, German. 1999. Hidrología en la Ingeniería, segunda edición**
- **Murguía Vaca, Ernesto. 1965. Ingeniería Sanitaria**
- **Silvestre, Paschoal. Fundamentos de hidráulica general**
- **Patra K.C. 2008. Hydrology and water resources engineering, second edition. Oxford, United Kingdom**
- **Polo Encinas, Manuel. 1980. Turbomáquinas hidráulicas**
- **Ponce, Víctor Miguel. 1989. Engineering hydrology**
- **Sánchez Segura, Araceli. Proyectos de sistemas de alcantarillado**
- **Saldarriaga, Juan. 2007. Hidráulica de tuberías**

- **Secretaría de obras y servicios del Distrito Federal. 1982. Manual de hidráulica urbana, tomo I**
- **SEMARNAT. 2011. Estadísticas del agua en México 2011**
- **Sotelo Ávila, Gilberto. 1987. Hidráulica General, volumen 1: Fundamentos**
- **Wanielista, Martin. 1997. Hydrology: Water Quantity and Quality Control. Second Edition**
- **Zevenbergen, C., Cashman, A., Evelpidou, N., Pasche, E., Garvin S. and Ashley R. 2011. Urban Flood Management. London, UK**

Referencias electrónicas

- **Consejo de Cuenca del Valle de México. 2013.**
<http://cuencavalledemexico.com/consejo-de-cuenca-del-valle-de-mexico/historia/>
- **Instituto Nacional de Ecología y Cambio Climático**
<http://www2.inecc.gob.mx/publicaciones/gacetas/190/crp9.html>
- **INEGI. 2013.** <http://www.inegi.org.mx/>
- **Organización Meteorológica Mundial. 2013.**
<http://www.wmo.int/pages/prog/hwrrp/homs/Components/Spanish/c27102.htm>
- **Servicio Meteorológico Nacional. 2013.** <http://smn.cna.gob.mx/>
- **Sistema de Aguas de la Ciudad de México. 2013**
<http://www.sacm.df.gob.mx/sacmex/>