

UNIDAD Nº 2: Diseño hidrológico en áreas urbanas

2.1 PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO

El desarrollo del proyecto ejecutivo de un sistema de drenaje requiere la realización de las siguientes tareas:

i) Etapa Factibilidad:

- Recopilación, tratamiento y análisis de información básica.
- Relevamientos planialtimétricos.
- Estudios geotécnicos.
- Diseño hidrológico.
- Planteo de alternativas de obra.
- Diseño hidráulico preliminar de alternativas.
- Cálculo estructural preliminar de alternativas.
- Cómputo y presupuesto preliminar de alternativas.
- Selección de alternativa óptima.

ii) Etapa Proyecto Ejecutivo:

- Estudio detallado de interferencias con otros servicios.
- Diseño hidrológico final.
- Diseño hidráulico final.
- Cálculo estructural final.
- Cómputo y presupuesto de las obras.
- Cronograma de obras.
- Medidas no estructurales.
- Estudio de Impacto Ambiental.
- Elaboración de la documentación a presentar. Esta documentación se compone de:
 - *Memoria descriptiva*. Incluye: ubicación de la obra, descripción del área de emplazamiento, de la problemática y plan general de medidas estructurales y no estructurales.
 - *Memoria técnica*. Incluye: objetivo de las obras que integran el proyecto, tipo de obras, cómputos métricos discriminados por rubro e ítem, yacimientos, áreas de deposición, áreas de acopio, métodos constructivos y especificaciones técnicas particulares de los ítems de obra.
 - *Presupuestos*. Incluye: análisis de precios, coeficiente de resumen, presupuestos por rubros y totales, plan de trabajo y curva de inversiones.
 - *Planos de obra*. Incluye: planimetrías generales de las obras, polígonos de apoyo y puntos fijos, relevamiento de obras existentes, planos de las obras proyectadas, plano de ubicación de yacimientos o zonas de depósito de materiales, perfiles longitudinales y transversales de las obras, planos estructurales de detalle.
 - *Anexos*. Incluye un resumen de la totalidad de las tareas realizadas en cada etapa, incluyendo las tablas, figuras y planos necesarios para una comprensión integral de los estudios y proyectos desarrollados.

2.2. DISEÑO HIDROLÓGICO

El *diseño hidrológico* es el proceso de determinación de parámetros hidrológicos (caudales, niveles de agua, volúmenes de escurrimiento y velocidades de flujo máximos) necesarios para el diseño de obras, para la implementación de medidas no estructurales y para la evaluación del impacto de los eventos hidrológicos en un sistema.

Para el diseño hidrológico de las obras se deben desarrollar las siguientes tareas:

i. **Ubicación de las trazas de los canales y conductos principales.**

Las trazas en general son coincidentes con las calles “colectoras”, que son aquellas en las que converge naturalmente el agua pluvial por estar ubicadas en sectores bajos.

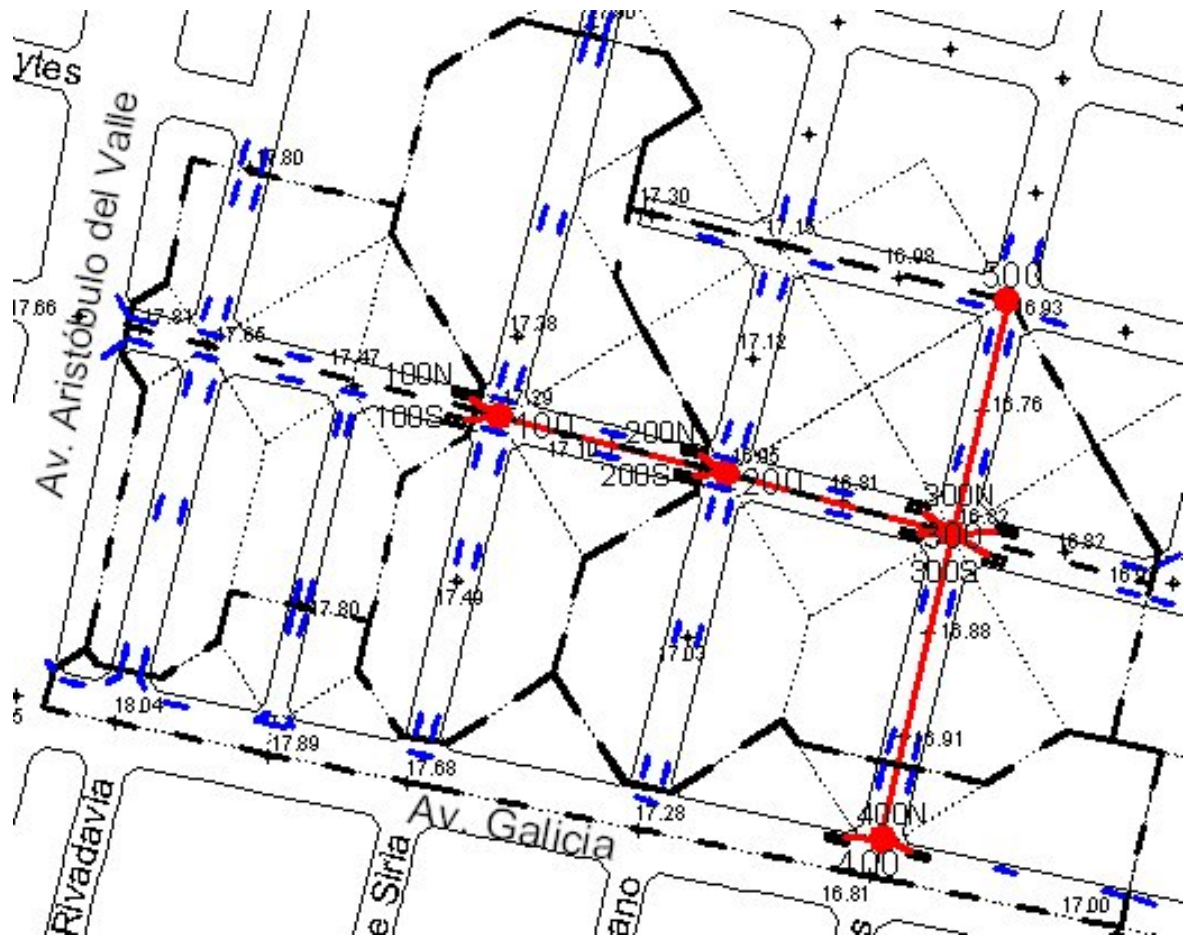
ii. **Definición de secciones de control.**

En el caso de *diseño de bocas de tormenta*, las secciones de control se deben establecer: a) en todas las secciones donde son necesarias bocas, independientemente del área de aporte a las mismas, como por ejemplo en todos los puntos bajos de las cunetas e inmediatamente aguas arriba de intersecciones de calles con avenidas o vías de alta velocidad en las que no se admiten badenes; b) en aquellas secciones de una cuneta en pendiente continua donde se alcanza la capacidad de conducción admisible del cordón cuneta (cabecera del conducto). La ubicación de estas secciones se determina por un proceso de aproximación, comenzando desde la cabecera de la cuneta hacia aguas abajo. Para el diseño de bocas ubicadas sobre las cunetas, se considera como sección de control a la semicalle; es decir, el coronamiento de la calle donde se ubica la boca forma parte del límite de la subcuenca de aportes a la sección de control (Ej. secciones 100N, 100S, 200N y 200S de la Figura N° 2.1).

En el caso de *diseño de conductos*, las secciones de control se establecen en todas las cámaras de acceso o de unión, en donde ingresan caudales o cambian las geometrías entre los tramos de conducto de entrada y de salida. Se considera como sección de control a la calle completa entre las líneas de edificación (Ej. secciones 100 y 200 de la Figura N° 2.1).

En el caso de *diseño de canales*, las secciones de control se ubican inmediatamente aguas abajo de las secciones donde ingresan caudales significativos o inmediatamente aguas arriba de obras hidráulicas a diseñar, como alcantarillas, puentes y dispositivos de detención/retención.

Figura N° 2.1: Secciones de control y delimitación de subcuencas.



iii. Delimitación de la cuenca y subcuencas de aporte a las secciones de control.

Las subcuencas de aporte a cada sección de control se delimitan a partir de los mapas planialtimétrico y de dinámica hídrica.

El primero debe contar con suficiente información planialtimétrica, como cotas de centros de calzada y de cunetas, perfiles transversales de calles colectoras y relevamiento de badenes, para determinar aceptablemente la geometría de los tramos de flujo en cuneta (Ej. longitud, pendiente y otros parámetros).

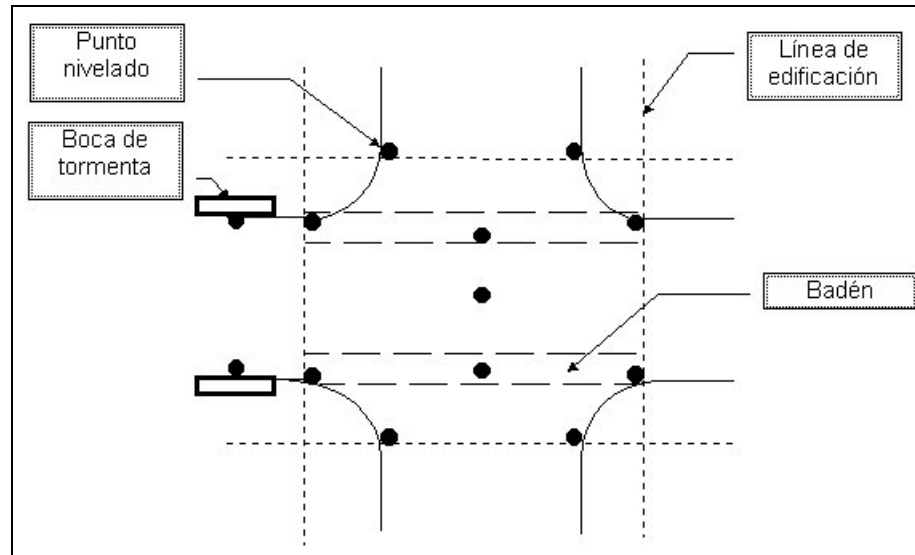
En cuencas urbanas de llanura suele ser necesario nivelar los siguientes puntos:

- En las intersecciones de calle: sobre el coronamiento de calzada, en cada cordón cuneta sobre la proyección de las líneas de edificación, en el centro badenes y eventualmente, a la entrada de bocas de tormenta existentes (Figura N° 2.2).
- En los cambios de pendiente de las cunetas, sobre el coronamiento de calzada y en cordones cuneta.

Además, en calles colectoras se deben relevar perfiles transversales a mitad de cuadra, cada 200 m aprox. en tramos de pendiente continua y en cada punto bajo. Cada perfil se debe extender entre ambas líneas de edificación y debe incluir cotas de coronamiento de calzada, cordones cuneta, vereda y piso de vivienda más bajo.

En el caso de reacondicionamiento de sistemas de drenaje existentes, además, se debe relevar información detallada de todas las obras existentes (cunetas, canales y conductos, ubicación y dimensiones de bocas de tormenta y cámaras).

Figura N° 2.2: Puntos a nivelar en intersecciones de calles pavimentadas de cuencas de llanura.



En base al mapa planialtimétrico y a una recorrida de campo (preferentemente con lluvia), se elabora el mapa de dinámica hídrica. Este mapa describe en detalle la dinámica hídrica del flujo en cordón-cuneta y en cuneta.

Una inspección detallada de la cuenca permite conocer las condiciones de drenaje y ayuda a identificar características tales como depresiones locales que no contribuyen al escurrimiento, depresiones que interrumpen la fase de flujo natural y conductos subterráneos que cortan transversalmente divisorias del flujo superficial.

iv. **Seleccionar los métodos de diseño hidrológico.**

En cuencas pequeñas (superficie de hasta 80 ha aprox.), se usa el método racional. En cuencas medianas y grandes se utilizan métodos basados en la teoría de hidrograma unitario o de la onda cinemática, porque permiten considerar una variación espacio-temporal de la lluvia y el amortiguamiento de la onda de crecida a medida que se propaga en la red de drenaje de la cuenca.

v. **Determinar los parámetros requeridos por los métodos.**

Los parámetros geométricos, hidrológicos e hidráulicos típicos a determinar son: longitudes y pendientes del flujo superficial, en cunetas, conductos y canales, superficies de subcuencas, tiempos de concentración, impermeabilidad actual y futura, coeficientes de rugosidad para flujo superficial, en canales y conductos.

Para el diseño se debe considerar la cuenca con el desarrollo futuro previsto para un plazo igual a la vida útil de las obras (ej. 25 años).

vi. **Especificar los períodos de retorno.**

Los componentes del sistema menor se diseñan para recurrencias entre 2 y 10 años, mientras que los del sistema mayor, para recurrencias entre 25 y 100 años (Tabla N° 2.1).

Tabla N° 2.1: Recurrencias para diseño de obras de drenaje urbano.

Tipo de obra	Ocupación del suelo	Tr [años]
Elementos del sistema menor	Área residencial	2 - 5
	Área comercial general de alto valor	2 -10
	Area céntrica de negocios de alto valor	5 -10
	Aeropuertos, terminales de trenes y ómnibus, calles.	2 -10
	Edificios de servicios al público	5
	Avenidas	5 - 10
Elementos del sistema mayor	Áreas residenciales y comerciales	25-100

vii. Calcular hidrogramas de crecida, volúmenes de escurrimiento y/o caudales pico.

El diseño hidrológico-hidráulico debe contemplar el análisis del funcionamiento del sistema de drenaje proyectado para dos eventos:

a) *Lluvia de diseño o menor*: con este evento se diseñan los componentes del sistema menor.

b) *Lluvia de verificación o mayor*: con este evento se diseñan los componentes del sistema mayor y se verifica el funcionamiento del sistema de drenaje completo. Se admite que los componentes del sistema menor vean excedida su capacidad de captación y/o conducción y que parte del agua pluvial se conduzca por las calles, sin generar anegamiento de las viviendas vecinas.

Para cada evento se establecen tirantes (o anchos anegados) máximos y flujos transversales máximos admisibles en calzada.

viii. Evaluar los caudales calculados y compararlos con datos disponibles de crecidas históricas.

2.3 CONCEPTOS DE RECURRENCIA Y RIESGO DE FALLA

Recurrencia de diseño

La recurrencia o tiempo de retorno (T) de un evento con una magnitud dada es el intervalo de tiempo promedio entre eventos que igualan o exceden dicha magnitud, medido en años en una serie suficientemente larga. Es la inversa de la probabilidad de excedencia (P), que es la probabilidad de que el evento sea igualado o excedido en un año cualquiera.

$$P = \frac{1}{T} \quad (2.1)$$

Riesgo de falla

El riesgo de falla de una obra (R) es la probabilidad de que la misma “falle” al menos una vez durante su vida útil.

La adopción de una recurrencia de diseño implica asumir un riesgo de falla de la obra durante su vida útil.

Los conceptos de recurrencia de diseño y riesgo de falla no deben confundirse. Una obra proyectada para una recurrencia T se expone cada año a una probabilidad $P = 1/T$ de fallar. Por lo tanto, para una vida útil de N años, la obra tiene un riesgo de falla mayor que $1/T$, porque se expone repetidamente (N veces) a esa probabilidad.

La probabilidad de que no ocurra el evento de recurrencia T en N años implica la no ocurrencia sucesiva en cada uno de los N años:

$$P(x < X_T \text{ cada año durante N años}) = (1-P)_1 (1-P)_2 (1-P)_3 \dots (1-P)_N = (1-P)^N \quad (2.2)$$

La probabilidad de que un evento de recurrencia T ocurra al menos una vez en N años es el riesgo de falla:

$$R = P(x \geq X_T \text{ al menos una vez en N años}) = 1 - (1-P)^N \quad (2.3)$$

R: riesgo de falla, P: probabilidad de excedencia, N: vida útil de la obra.

La Tabla N° 2.2 muestra valores del riesgo de falla para distintas recurrencias de diseño y vida útil de las obras.

Tabla N° 2.2: Riesgos de falla [%].

Tr [años]	Vida útil de la obra [años]				
	2	5	25	50	100
2	75	97	99.9	99.9	99.9
5	36	67	99.9	99.9	99.9
10	25	41	93	99	99.9
25	19	18	64	87	98
50	4	10	40	64	87
100	2	5	22	39	63

Se observa que se admite la ocurrencia de “fallas” muy frecuentes del sistema menor. Para recurrencias entre 2 y 10 años y una vida útil de 25 años, los riesgos de falla son superiores al 93%. Esto es debido a que el objetivo de este sistema es evacuar el agua pluvial de las lluvias más frecuentes y se admite que para lluvias mayores parte del agua sea conducida por las calles, sin generar anegamiento de viviendas.

También se observa que para recurrencias entre 25 y 100 años y una vida útil de 25 años, los riesgos de falla del sistema mayor varían entre 22% y 64%. En consecuencia, **es necesario que las obras sean complementadas por medidas no estructurales para minimizar los impactos negativos de las inundaciones.**

2.4 MÉTODOS DE CÁLCULO DE CRECIDAS

Existen dos aproximaciones básicas:

- a) Método Racional.
- b) Método de Transformación precipitación-escurrimiento: a partir de un hietograma de lluvia se descuentan las pérdidas de escurrimiento y se calcula el hidrograma usando modelos concentrados (hidrograma unitario) ó distribuidos (onda cinemática).

2.4.1 MÉTODO RACIONAL

El método racional (Kuichling, 1889) permite determinar el caudal máximo a la salida de una cuenca con la expresión:

$$Q = \frac{C i A}{360} \quad (2.4)$$

Q: caudal máximo [m³/s], C: coeficiente de escurrimiento, depende de las características de la cuenca y de la recurrencia de análisis ($C \leq 1$), i: intensidad de lluvia observada media para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca y máxima para una recurrencia dada [mm/h], A: superficie de la cuenca [ha].

Hipótesis simplificadoras:

- Establece una relación lineal entre el caudal pico y la intensidad de lluvia y asume $Q > 0$ para toda $i > 0$.
- La recurrencia del caudal pico es la misma que la de la intensidad máxima.
- La relación entre el caudal pico y el área es la misma que la relación entre la intensidad de lluvia y la duración.

Estas hipótesis sólo pueden ser satisfechas en pequeñas áreas impermeables, donde no influyen ni la distribución espacio-temporal de la lluvia ni la condición de humedad antecedente del suelo.

Por lo tanto, su uso debe estar limitado a áreas no mayores a 80 ha (ASCE, 1992), preferentemente impermeables. Sin embargo, en la práctica el método suele ser aplicado a cuencas urbanas y rurales de mayor tamaño (Ej. DPV de la Prov. de Santa Fe lo aplica a cuencas de hasta 10 km²). La aplicación del método a cuencas mayores al tamaño máximo aconsejado tiende a sobreestimar los caudales máximos.

La aplicación del método no es recomendada en cuencas donde existen encharcamientos superficiales que influyen en el caudal pico o en el diseño de sistemas de drenaje que incluyen dispositivos de detención/retención.

Coeficiente de escurrimiento

Cuantifica los efectos integrados de las pérdidas de escurrimiento (intercepción en cobertura vegetal, almacenamiento superficial e infiltración) y del tránsito de la escurrimiento hasta la salida, sobre el caudal pico. Depende de la intensidad y duración de la lluvia, así como de las características de la cuenca (Tabla N° 2.3).

Tabla N° 2.3: Coeficientes de escorrentía para el método racional (fuente: HEC22, FHA).

Type of Drainage Area	Runoff Coefficient, C*
Business:	
Downtown areas	0.70 - 0.95
Neighborhood areas	0.50 - 0.70
Residential:	
Single-family areas	0.30 - 0.50
Multi-units, detached	0.40 - 0.60
Multi-units, attached	0.60 - 0.75
Suburban	0.25 - 0.40
Apartment dwelling areas	0.50 - 0.70
Industrial:	
Light areas	0.50 - 0.80
Heavy areas	0.60 - 0.90
Parks, cemeteries	0.10 - 0.25
Playgrounds	0.20 - 0.40
Railroad yard areas	0.20 - 0.40
Unimproved areas	0.10 - 0.30
Lawns:	
Sandy soil, flat, 2%	0.05 - 0.10
Sandy soil, average, 2 - 7%	0.10 - 0.15
Sandy soil, steep, 7%	0.15 - 0.20
Heavy soil, flat, 2%	0.13 - 0.17
Heavy soil, average 2 - 7%	0.18 - 0.22
Heavy soil, steep, 7%	0.25 - 0.35
Streets:	
Asphaltic	0.70 - 0.95
Concrete	0.80 - 0.95
Brick	0.70 - 0.85
Drives and walks	0.75 - 0.85
Roofs	0.75 - 0.95

* Higher values are usually appropriate for steeply sloped areas and longer return periods because infiltration and other losses have a proportionally smaller effect on runoff in these cases.

Se suele calcular un coeficiente de escorrentía medio para la cuenca, ponderando coeficientes característicos de coberturas tipo por la superficie relativa correspondiente.

$$C_{\text{ponderado}} = \frac{\sum C_i A_i}{A} \quad (2.5)$$

Nota: el subíndice i denota un sector genérico con una cobertura dada, C_i : coeficiente de escorrentía del sector i, A_i : superficie del sector i, A: superficie de la cuenca.

En áreas urbanas se pueden considerar 2 coberturas tipo:

Superficie impermeable directamente conectada (SIDC): es la superficie impermeable con continuidad hasta la salida de la cuenca. Sobre esta superficie, el agua pluvial se conduce hasta la salida sin pasar sobre suelo permeable (ej. techos y cubiertas impermeables de patios y veredas con desagües hacia cordones-cuneta de calles pavimentadas, luego a conductos subterráneos y al cuerpo receptor).

Superficie permeable (SP): es la superficie permeable más la impermeable no conectada directamente. Sobre esta superficie, el agua pluvial pasa sobre suelo permeable antes de llegar a la salida (ej. techos y cubiertas que drenan sobre patios o jardines de suelo permeable).

Las superficies total (ST) e impermeable total (SIT) de una cuenca se determinan en base a mapas planialtimétricos, datos de catastro de superficie construida e interpretación de fotografías aéreas en escala de detalle (1:5000 o similar). En casos de subcuencas grandes, se pueden considerar manzanas patrones por subcuenca.

Los valores de SIT obtenidos para cada subcuenca se deben proyectar a futuro, a un horizonte igual a la vida útil de las obras que se diseñan (ej. 25 años), de acuerdo al crecimiento urbano previsto de cada zona. Luego, se determina la SIDC de cada subcuenca como una fracción de la SIT proyectada. En esta región, una relación utilizada es: $SIDC \cong 0.75 SIT$. Se debe verificar “in situ” el grado de conexión de las superficies impermeables.

Intensidad de lluvia

Se obtiene de una relación intensidad - duración - frecuencia (I-D-F) local para una duración de la lluvia igual a t_c y para un tiempo de retorno dado.

Tiempo de concentración en áreas urbanas

Método TR-55 (SCS, 1986):

El método divide el recorrido del agua que más tarda en llegar a la salida, en tres tramos, cada uno de ellos correspondiente a un tipo de flujo: superficial, concentrado poco profundo (en cuneta) y en cauces (canales/conductos). Calcula el tiempo de traslado de cada tipo de flujo y luego el tiempo de concentración, como suma de los tiempos parciales.

a) *Flujo superficial*: es el flujo que se desarrolla en las cabeceras de los cursos, en forma de lámina distribuida sobre una superficie (techos, patios, veredas y tramos de calzadas), caracterizado por un tirante muy pequeño (del orden de 1 cm) y un ancho prácticamente infinito. Este tipo de flujo tiene una longitud máxima de unos 30 m, a partir de la cual se encauza.

El tiempo de traslado del flujo superficial, se calcula con la siguiente ecuación, derivada de la onda cinemática (Overton y Meadows, 1974):

$$t_{\text{sup}} = 0.007 \left(N \frac{L}{0.3048} \right)^{0.8} \left(\frac{P_2}{25.4} \right)^{-0.5} S^{-0.4} \quad (2.6)$$

t_{sup} : tiempo de traslado del flujo superficial [h], N: coeficiente de rugosidad del flujo superficial, L: longitud del flujo superficial [m], P_2 : precipitación máxima en 24 h para una recurrencia de 2 años [mm], S: pendiente del flujo superficial [m/m].

La longitud y pendiente del flujo superficial se determinan considerando el recorrido real de las líneas de flujo (por techos, desagües, cordón cuneta, conductos) y no siguiendo las líneas de máxima pendiente (normales a las curvas de nivel del terreno). En casos de recorridos largos con cambios de pendiente, la pendiente media se puede calcular en forma ponderada con la longitud.

Si no se dispone del dato de P_2 , el tiempo de traslado del flujo superficial se puede estimar con la fórmula de la Administración Federal de Aviación (1970):

$$t_{\text{sup}} = \frac{0.702 (1.1 - C) L^{0.5}}{S^{0.333}} \quad (2.7)$$

t_{sup} [min], C: coeficiente de escorrentía del método racional [ad], L: longitud del flujo superficial [m], S: pendiente del flujo superficial [m/m].

Esta ecuación fue desarrollada a partir de información de drenaje de aeropuertos, recopilada por U.S. Corp of Engineers. Es utilizada por el programa Winstorm para el cálculo del tiempo de traslado del flujo superficial.

b) Flujo concentrado poco profundo: es el flujo encauzado de pequeño tirante, que se desarrolla en cordones cuneta, cunetas y conductos menores. El tirante es poco profundo, tal que la existencia de obstáculos sobre la cuneta pueden afectar su dirección. El tiempo de traslado de este flujo se estima a partir de (2.8) para cunetas no pavimentadas y de (2.9) para cunetas pavimentadas:

$$t_{\text{cc}} = \frac{L_{\text{cc}}}{4.9178 S_{\text{cc}}^{0.5}} \frac{1}{60} \quad (2.8)$$

$$t_{\text{cc}} = \frac{L_{\text{cc}}}{6.196 S_{\text{cc}}^{0.5}} \frac{1}{60} \quad (2.9)$$

t_{cc} [min], L_{cc} : longitud del flujo en cordón cuneta [m], S_{cc} : pendiente del flujo en cordón cuneta [m/m].

Las velocidades fueron estimadas a partir de la ecuación de Manning, considerando las hipótesis de coeficiente de rugosidad, n, y de radio hidráulico, R, que se muestran en la Tabla N° 2.4.

Tabla N° 2.4

Cobertura	n	R [cm]
No pavimentada	0.050	12
Pavimentada	0.025	6

c) Flujo en cauces: es el flujo encauzado, con tirantes mayores que el tipo anterior. Se desarrolla en canales o conductos mayores. La velocidad se calcula con la ecuación de Manning. Para ello, usualmente se considera la sección completa y en el caso de conductos, se asume flujo gravitacional (sin presión):

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2.10)$$

V: velocidad media en canal o conducto [m/s], R: radio hidráulico [m], S: pendiente del curso o conducto [m/m], n: coeficiente de rugosidad del curso o conducto.

El tiempo de traslado se calcula como cociente entre la longitud y la velocidad.

Finalmente, el tiempo de concentración de una sección dada es igual a la suma de los tiempos de traslado de los componentes. Si existen los tres componentes:

$$t_c = t_{sup} + t_{cc} + t_{co} \quad (2.11)$$

t_c : tiempo de concentración, t_{sup} , t_{cc} y t_{co} : tiempos de traslado del flujo superficial, del flujo en cuneta y del flujo en canales/conductos, respectivamente.

Si el escurrimiento atraviesa algún dispositivo de detención y/o retención, se debe estimar el retraso incorporado por los mismos e incorporarlo al cálculo de t_c .

Área de aportes

Puede ser tanto el área total de aporte a la sección de control o una parte de ésta. La fórmula puede dar un caudal pico mayor para una subárea que para el área total, si la primera tiene una combinación C, i y A mayor.

En consecuencia, la fórmula racional se puede aplicar de dos maneras:

- Considerando la cuenca entera: C cuenca, i correspondiente al t_c de la cuenca y la superficie de la cuenca.
- Considerando la subcuenca más densamente desarrollada e hidráulicamente conectada: Csub, i correspondiente al t_c de la subcuenca y la superficie de la subcuenca.

Cuando la impermeabilidad está distribuida en el área de la cuenca, se aplica a). Cuando la impermeabilidad está relativamente concentrada en un sector de la cuenca, se aplica a) y b) y se adopta el mayor caudal pico.

Ejemplo 2.1: Dados los siguientes datos de una cuenca urbana pequeña, se pide calcular el caudal máximo a la salida de la misma para una recurrencia de 2 años.

Area [ha] =	2.5	L cc [m] =	250
L sup [m] =	25	S cc [m/m] =	0.003
S sup [m/m] =	0.01		

SIT [%]=	50.0		
SIDC [%]=	37.5	C SIDC =	0.80
SP [%] =	62.5	C SP =	0.10

Relación IDF para T = 2 años: $I \text{ [mm/h]} = 1073.846 / (D \text{ [min]} + 10.492)^{0.733}$

Tramo	L [m]	S [m/m]	t tras [min]	t _c [min]	i [mm/h]	C	Q [m ³ /s]
sup	25.0	0.010	12.0				
cc	250.0	0.003	12.3	24.3	79.7	0.363	0.201

2.4.2 MÉTODO DE TRANSFORMACIÓN PRECIPITACIÓN-ESCORRENTÍA

El método de transformación precipitación-escorrentía permite determinar la crecida de diseño (y por lo tanto también el caudal máximo) a partir de información pluviométrica y de datos de la cuenca.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

- Se determina un hietograma areal maximizado, denominado Tormenta de Diseño (TD), cuya altura de lluvia total es máxima para una recurrencia dada, con una duración y distribución espacio-temporal dadas.
- Se calcula el hidrograma de escurrimiento generado por la TD, mediante la aplicación de un modelo de transformación precipitación-escorrentía. Esta transformación comprende el cálculo del hietograma de lluvia efectiva (descuento de las pérdidas de escurrimiento por intercepción, almacenamiento en depresiones superficiales e infiltración en la TD) y la propagación de la lluvia efectiva por subcuencas y la red de drenaje principal.
- Se asume que la recurrencia del hidrograma calculado es la misma que la de la TD.

a) Tormenta de Diseño (TD)

Existen dos tipos de TD: a) sintéticas (caso más común): son obtenidas por síntesis y generalización de un gran número de tormentas observadas, b) históricas: son eventos que han ocurrido en el pasado.

Para determinar una TD se deben definir las siguientes características:

- Duración.
- Altura de lluvia total areal maximizada.
- Distribución temporal.
- Distribución espacial.
- Condición de humedad antecedente.

a.1) Duración

La duración de la TD es un parámetro importante, ya que determina la altura de lluvia total para una recurrencia dada y, por lo tanto, afecta el caudal pico resultante.

Para adoptar la duración se debe considerar tanto el tiempo de concentración de la cuenca como las duraciones típicas de las tormentas intensas de la región. *La duración de la TD se adopta igual o mayor al tiempo de concentración de la cuenca.*

En las cuencas urbanas, a diferencia de las cuencas rurales, no existe una única función de respuesta sino dos: una correspondiente al área impermeable directamente conectada y otra al área permeable, con distintas capacidades relativas de producción de escorrentía y distintos tiempos de concentración. Por lo tanto, *el caudal pico puede estar dominado por la cuenca total o sólo por la parte impermeable directamente conectada*. Por lo tanto, es aconsejable *calcular los caudales generados para diferentes duraciones de la TD*, contemplando los tiempos de concentración de las dos áreas mencionadas y luego adoptar aquella que produce la máxima descarga.

Cuando se analizan sistemas de drenaje con dispositivos de detención y/o retención, la condición más crítica puede alcanzarse para largas duraciones, una vez que se llenan los almacenamientos.

Si el estudio hidrológico tiene por objeto determinar parámetros de diseño para la construcción de obras de drenaje nuevas o el reacondicionamiento de obras existentes, *se debe considerar en el cálculo el tiempo de concentración del sistema con obras (o futuro), que en general es menor que al actual*.

a.2) Altura de lluvia total areal maximizada

Para determinar la altura de lluvia total de la TD, media en el área de la cuenca y máxima para la recurrencia de diseño y duración adoptadas, se multiplica la altura de lluvia puntual maximizada por un coeficiente de abatimiento areal.

La altura de lluvia puntual máxima para una duración y recurrencia dadas, se determina a partir de una curva Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) de la localidad en estudio o de una localidad vecina de similares características climáticas.

Las curvas IDF pueden expresarse por ecuaciones genéricas del tipo:

$$i = \frac{a}{(b + D)^n} \quad (2.12)$$

$$i = \frac{a T^b}{(D + c)^d} \quad (2.13)$$

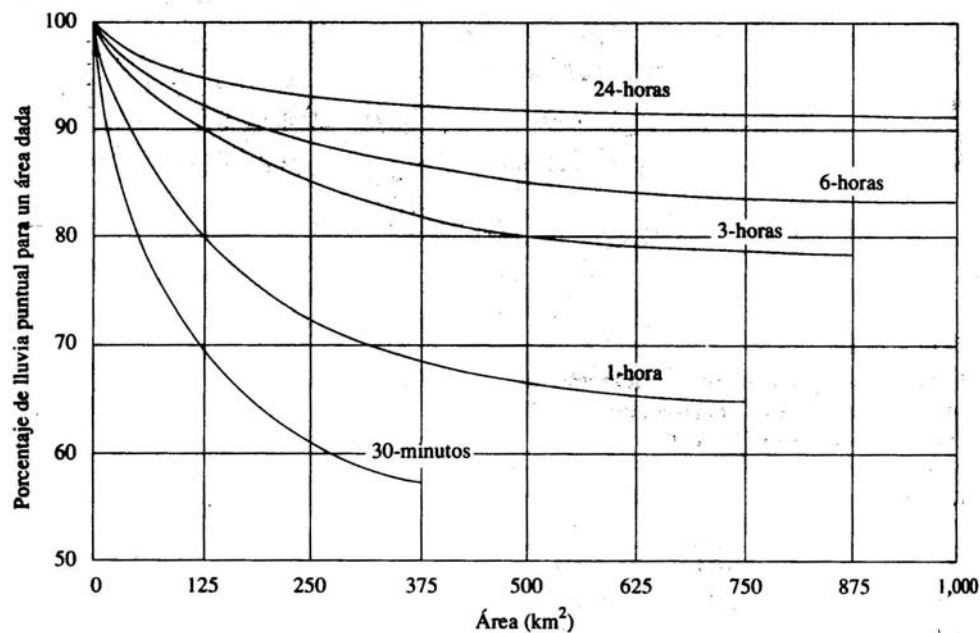
i : intensidad de lluvia, D: duración de la lluvia, T: recurrencia, a, b, c y d: coeficientes empíricos a ajustar.

La altura de lluvia medida en un pluviómetro es aplicable al área circundante a la estación hasta una superficie de entre 2.5 km² y 25 km² aproximadamente, según sean las características climáticas y topográficas de la región.

La distribución espacial de las tormentas se caracteriza, en general, por la existencia de uno o más núcleos de mayor precipitación ("montes pluviométricos"), alrededor de los cuales se desarrollan zonas de menor precipitación ("valles"). Si a partir del núcleo se consideran áreas cada vez mayores y se calcula la precipitación media areal para cada una de éstas, se tiene que la precipitación areal disminuye con el aumento de la superficie considerada.

El coeficiente de abatimiento areal depende de la superficie de la cuenca y de la duración de la tormenta. U.S. National Weather Service determinó las relaciones que se muestran en la Figura N° 2.3.

Figura N° 2.3: Relaciones para determinar el coeficiente de abatimiento areal (fuente: OMM, 1983).



a.3) Distribución temporal

La distribución temporal de la altura de lluvia total areal maximizada es un factor importante, ya que afecta el volumen de escurrimiento y la magnitud y ubicación temporal del caudal pico. Para distribuir temporalmente la altura de lluvia total de la TD se debe adoptar un intervalo de tiempo (Δt), que en general coincide con el Δt de cálculo de la transformación precipitación-escorrentía. Para modelos basados en el hidrograma unitario se adopta $\Delta t \leq t_c/5$ y para modelos basados en la onda cinemática, $\Delta t \leq t_e/10$ (t_e : tiempo de equilibrio del segmento de cuenca o canal).

Para distribuir altura de lluvia total en el tiempo, frecuentemente se usan *métodos basados en relaciones IDF*. Estos métodos plantean que la intensidad media de la TD para cualquier duración centrada respecto al tiempo de la intensidad de lluvia pico, sea igual a la intensidad obtenida de la curva IDF para dicha duración.

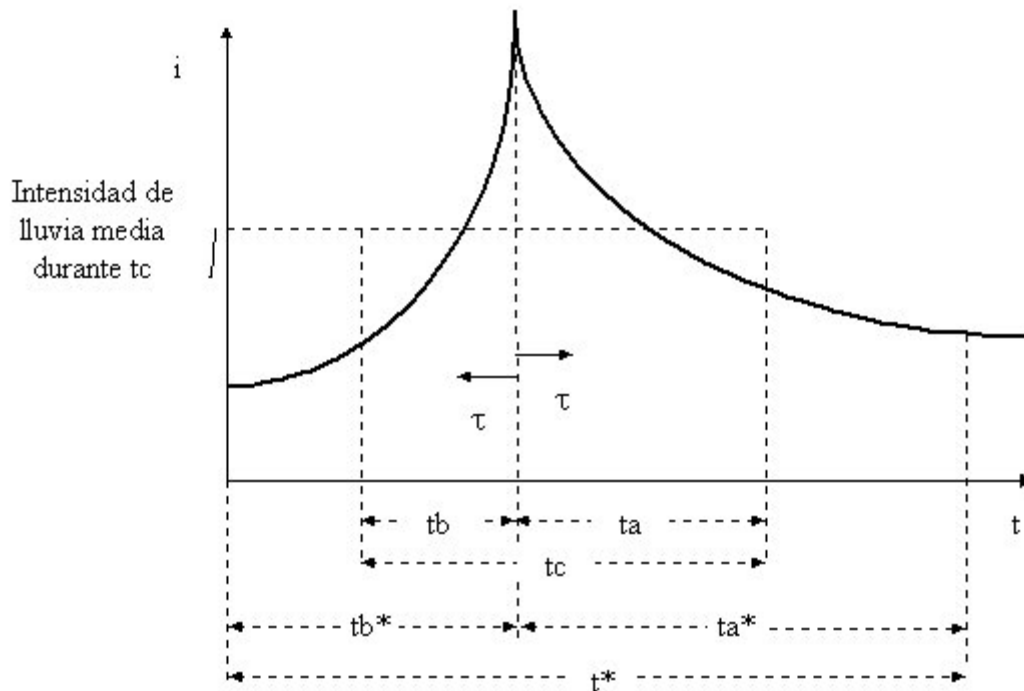
a.3.1) Método de bloques alternados

- i. Se adopta un intervalo de tiempo para la TD.
- ii. Para cada tiempo, se calcula la intensidad de lluvia a partir de la IDF.
- iii. Para cada tiempo, se calcula la lluvia acumulada, como el producto del tiempo por la intensidad.
- iv. Se calculan las lluvias incrementales, como diferencia entre dos valores sucesivos de lluvia acumulada.
- v. Las lluvias incrementales se reordenan con la siguiente secuencia temporal: el bloque de mayor intensidad se ubica justo antes de la duración total media y los demás bloques se ubican en orden descendente, alternativamente, a la derecha y a la izquierda del bloque central.

a.3.2) Método de Chicago (Kiefer e Chu, 1957)

El hietograma tiene un pico único y dos ramas: una con intensidad creciente para tiempos anteriores al pico, y otra con intensidad decreciente para tiempos posteriores al pico (Figura N°2.4).

Figura N° 2.4: Hietograma del método de Chicago.



i : intensidad de lluvia, t : tiempo, τ : tiempo genérico, t_b : tiempo antes del pico, t_a : tiempo después del pico, t_c : tiempo de concentración de la subcuenca en estudio, t^* : tiempo de concentración de la cuenca total, t_b y t_b^* : tiempos anteriores al pico, medidos desde éste hacia la izquierda, t_a y t_a^* : tiempos posteriores al pico, medidos desde éste hacia la derecha.

Las lluvias intensas de duraciones cortas (ej. 30' ó menos) usualmente ocurren dentro de tormentas de duraciones más largas (ej. 3 a 6 h), más que como eventos aislados. Este método contempla esta característica y considera una lluvia intensa de corta duración como parte de una lluvia de larga duración.

En general se considera la subcuenca en estudio comprendida en una cuenca mayor. La duración del período de lluvia intensa se adopta igual al tiempo de concentración de la subcuenca (t_c) y la duración de lluvia más larga es el máximo tiempo de concentración asociado a la cuenca total (t^*). Se asume que la precipitación antecedente para t^* es nula.

La intensidad de lluvia para una duración genérica t y máxima para una recurrencia dada se obtiene de una curva IDF cuya expresión es:

$$i = \frac{a}{(b + t)^n} \quad (2.14)$$

i : intensidad de lluvia media para una duración t y máxima para una recurrencia dada [mm/h], t : tiempo [min], a , b y n : parámetros a ajustar.

La altura de lluvia caída durante un tiempo t es:

$$P = i t \quad (2.15)$$

Sustituyendo (2.14) en (2.15):

$$P = \left[\frac{a}{(b + t)^n} \right] t \quad (2.16)$$

Derivando (2.15) y (2.16) con respecto al tiempo e igualando:

$$i = a \left[\frac{(1 - n) t + b}{(t + b)^{n+1}} \right] \quad (2.17)$$

Reemplazando en (2.17) el tiempo concentración de la subcuenca, se obtiene la intensidad media para esa duración (período de lluvia intensa).

La posición del pico se establece con el parámetro γ :

$$t_b = t_c \gamma \quad (2.18)$$

$$t_a = (1 - \gamma) t_c \quad (2.19)$$

$$t_b^* = t^* \gamma \quad (2.20)$$

$$t_a^* = (1 - \gamma) t^* \quad (2.21)$$

γ : coeficiente de avance de la tormenta ($0.0 \leq \gamma \leq 1.0$). Si $\gamma = 0$ el pico se ubica al comienzo de la lluvia, si $\gamma = 1$ el pico se ubica al final y si $\gamma = 0.5$, el pico está centrado respecto a la duración total (en este caso, el método de Chicago se aproxima al método de bloques alternados).

Despejando t_c de (2.18) y reemplazando en (2.17) se obtiene la expresión de la rama ascendente del hietograma:

$$i_b = a \left[\frac{(1 - n) \frac{t_b}{\gamma} + b}{\left(\frac{t_b}{\gamma} + b \right)^{n+1}} \right] \quad (2.22)$$

Despejando t_c de (2.19) y reemplazando en (2.17) se obtiene la expresión de la rama descendente del hietograma:

$$i_a = a \left[\frac{(1-n) \frac{t_a}{(1-\gamma)} + b}{\left(\frac{t_a}{(1-\gamma)} + b \right)^{n+1}} \right] \quad (2.23)$$

Los modelos de transformación precipitación-escorrentía aplican (2.22) y (2.23) para un intervalo de tiempo Δt generalmente coincidente con el paso de tiempo computacional.

Ejemplo N° 2.2: Determinar la tormenta de diseño de 5.0 h de duración y 25 años de recurrencia, aplicando el método de bloques alternados. La expresión de la curva IDF de la localidad es:

$$I = \frac{1100 T^{0.15}}{(D + 30)^{0.75}}$$

I: intensidad de lluvia [mm/h], T: recurrencia [años], D: duración de la lluvia [min].

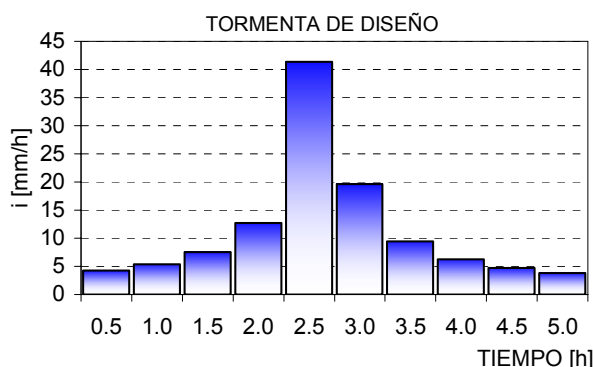
Se adopta un intervalo de cálculo de 0.5 h.

Tabla N° 2.5: Aplicación del método de bloques alternados.

Tiempo [h]	i [mm/h]	Pac. [mm]	Pinc. [mm]	Pinc. [mm]
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	82.7	41.3	41.3	4.2
1.0	61.0	61.0	19.7	5.4
1.5	49.2	73.8	12.7	7.5
2.0	41.6	83.2	9.4	12.7
2.5	36.3	90.7	7.5	41.3
3.0	32.3	96.9	6.3	19.7
3.5	29.2	102.3	5.4	9.4
4.0	26.8	107.1	4.7	6.3
4.5	24.7	111.3	4.2	4.7
5.0	23.0	115.1	3.8	3.8

i: intensidad de lluvia, Pac.: precipitación acumulada, Pinc.: precipitación incremental.

Figura N° 2.5: Aplicación del método de bloques alternados.



Ejemplo N° 2.3: Determinar la TD de 1.5 h de duración y de 10 años de recurrencia aplicando el método de Chicago. Considerar un coeficiente de avance igual a 0.35. Expresar la TD en forma discreta, en intervalos de 5'. Considerar la expresión de la curva IDF del ejemplo anterior.

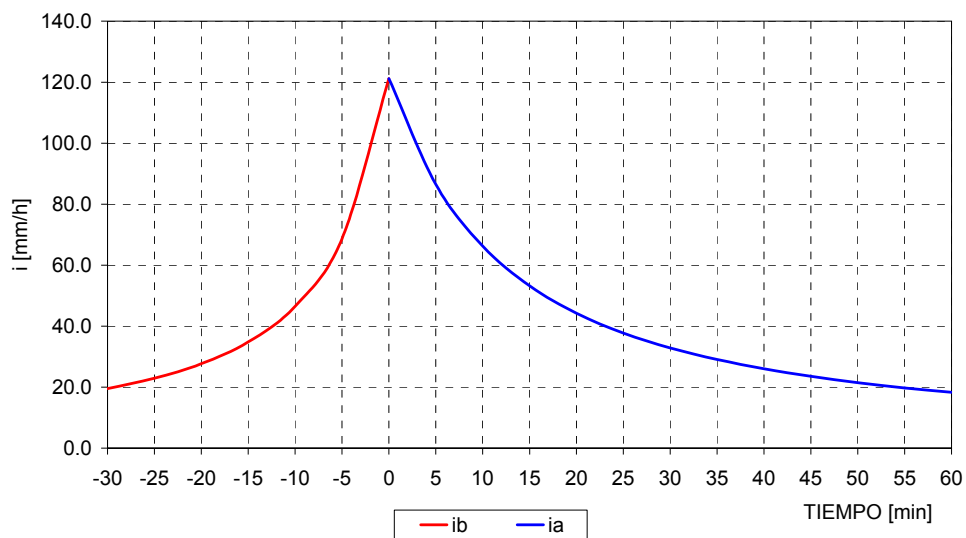
Se calculan t_b (2.18) y t_a (2.19): $t_b = 31.5$ min, $t_a = 58.5$ min.

Se calculan los coeficientes a , b y n de la expresión (2.14) y se calculan las intensidades de las ramas de ascenso (2.22) y descenso (2.23): $a = 1554$, $b = 30$ y $n = 0.75$.

Tabla N° 2.6: Aplicación del método de Chicago.

Tiempo [min]	t_b [min]	t_a [min]	i_b [mm/h]	i_a [mm/h]
-30	30		19.6	
-25	25		22.9	
-20	20		27.7	
-15	15		34.8	
-10	10		46.5	
-5	5		68.6	
0	0		121.2	
0		0		121.2
5		5		86.5
10		10		66.3
15		15		53.2
20		20		44.3
25		25		37.8
30		30		32.9
35		35		29.1
40		40		26.0
45		45		23.6
50		50		21.5
55		55		19.8
60		60		18.3

Figura N° 2.6: Aplicación del método de Chicago.



a.4) Distribución espacial de la lluvia y condición de humedad antecedente

En cuencas urbanas pequeñas, en general se considera una distribución espacial uniforme de la lluvia.

Si la cuenca es grande y/o la variabilidad espacial de la lluvia es alta, se debe considerar una distribución espacial para la precipitación areal maximizada. Para ello, se aplica un *mapa de isoyetas patrón*, obtenido de alguna tormenta crítica registrada o en forma sintética.

Si la región tiene características climáticas y topográficas aproximadamente uniformes, se puede realizar una transposición del mapa de isoyetas. Si existen diferencias en factores tales como distancia a la fuente de humedad o altitud, se deben realizar las correcciones correspondientes. Los mapas de isoyetas no se transponen en regiones montañosas, debido a la imposibilidad de ajustar con precisión las influencias orográficas.

Si la TD se aplica al diseño de obras de ingeniería menores (T hasta 100 años), cuya falla no implica pérdida de vidas humanas ni costos superiores al costo de la obra, se suele considerar una distribución espacial de la lluvia y una condición de humedad antecedente similar a la condición promedio de las crecidas máximas anuales registradas (no necesariamente más críticas). Si se aplica el método del Número de Curva para la determinación del HPE, se adopta la condición antecedente promedio (AMII).

Si la TD se aplica al diseño de obras mayores, que se diseñan con un porcentaje o la totalidad del Valor Límite Estimado (Crecida Máxima Probable) y para las cuales la superación del caudal de diseño implica pérdida de vidas humanas y/o daños materiales excesivos, se deben considerar la distribución espacial de la lluvia y la condición de humedad antecedente más críticas para la generación de caudales máximos. En estos casos, la ubicación espacial del núcleo de mayores intensidades de lluvia se adopta por un proceso de aproximación. Se proponen distintas ubicaciones del núcleo en la cuenca, se calculan los hidrogramas correspondientes por aplicación del modelo precipitación-escorrentía y se adopta la posición más crítica en cuanto a la generación de caudales pico. Si se aplica el método del Número de Curva para la determinación del HPE, se adopta la condición antecedente AMIII.

b) Transformación precipitación-escorrentía

Una vez calculada la TD, se realiza la transformación precipitación-escorrentía y se calcula el hidrograma de escurrimiento generado por dicha tormenta, denominado Crecida de Diseño (CD).

Esta transformación se realiza por medio de dos pasos:

- Transformación del hietograma de precipitación total en hietograma de precipitación efectiva. Para ello se aplican métodos que permiten calcular las pérdidas de escurrimiento por evapotranspiración, interceptación en cobertura vegetal, almacenamiento en depresiones superficiales e infiltración.
- Transformación del hietograma de precipitación efectiva en hidrograma de escurrimiento directo. Los hidrogramas se pueden calcular usando métodos lineales (hidrogramas unitarios) o no-lineales (onda cinemática o reservorio no lineal).

b.1) Hidrograma Unitario

Los métodos basados en el hidrograma unitario (HU) calculan el hidrograma de escurrimiento directo a la salida de una cuenca por medio de la ecuación de convolución:

$$Q_t = \sum_{i=1}^t U_{t-i+1} P_i \quad (2.24)$$

Q_t : ordenada del hidrograma de escurrimiento directo al tiempo t , con dimensiones $[L/T]$ (ej. mm/h) ó $[L^3/T]$ (ej. m³/s); U_{t-i+1} : ordenada del higramma unitario al tiempo $t - i + 1$, con dimensiones $[1/T]$ (ej. 1/h) ó $[L^3 / (T L)]$ (ej. m³/s/mm), P_i : ordenada del hietograma de precipitación efectiva al tiempo i $[L]$ (ej. mm).

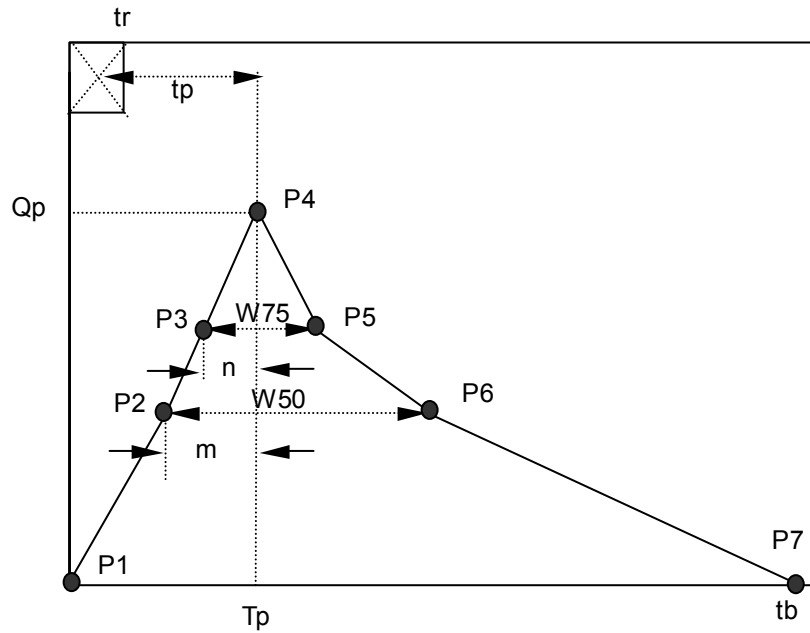
Procedimiento del Hidrograma Urbano de Colorado (CUHP) (Urban Drainage and Flood District, 1982):

Es una adaptación del hidrograma sintético de Snyder, desarrollada por UDFCD (Urban Drainage and Flood Control District) a partir de datos precipitación - escorrentía de cuencas urbanas entre 40 y 800 ha, en el área metropolitana de Denver (EUA).

Este procedimiento es recomendado en el Distrito de Denver para el diseño de sistemas de drenaje pluvial para áreas mayores a 65 ha. Es aceptado por la FEMA (Agencia Federal para Manejo de Emergencias) para *aplicaciones locales* de mapeo de áreas de riesgo de crecidas en EUA. También es utilizado para el para el cálculo de hidrogramas de diseño en Porto Alegre, para cuencas de más de 150 ha (Manual CTAAPS, Comisión Técnica de Análisis y Aprobación de Parcelamiento del Suelo, 2003).

El hidrograma se determina a partir de 7 pares de valores caudal – tiempo. (Figura N° 2.7).

Figura N° 2.7: Procedimiento del Hidrograma Urbano de Colorado.



Las coordenadas de dichos puntos se determinan a partir de las ecuaciones:

$$t_p = 0.633 C_t \left(\frac{L L_{cg}}{\sqrt{S}} \right)^{0.48} \quad (2.25)$$

$$S = \left(\frac{L_1 S_1^{0.24} + L_2 S_2^{0.24} + \dots + L_n S_n^{0.24}}{L_1 + L_2 + \dots + L_n} \right)^{4.17} \quad (2.26)$$

$$T_p = 60 t_p + 0.5 t_r \quad (2.27)$$

$$q_p = 2.755 \frac{C_p}{t_p} \quad (2.28)$$

$$Q_p = q_p A \quad (2.29)$$

$$W_{50} = \frac{2.153}{q_p} \quad (2.30)$$

$$W_{75} = \frac{1.119}{q_p} \quad (2.31)$$

$$m = 0.35 W_{50} \quad (2.32)$$

$$n = 0.45 W_{75} \quad (2.33)$$

$$C_p = 0.867 \alpha_p C_t A^{0.15} \quad (2.34)$$

t_p : tiempo de retardo, medido desde el centroide de la lluvia hasta el pico del hidrograma [h], L : longitud del canal principal de drenaje desde el punto de estudio hasta la divisoria de cuenca [km], L_{cg} : distancia a lo largo del canal de drenaje principal desde el punto en estudio hasta el punto adyacente al centro de gravedad de la cuenca [km], S : pendiente media ponderada del canal principal [m/m], T_p : tiempo al pico, medido desde el inicio de la lluvia [min], t_r : duración de la lluvia efectiva unitaria ($\leq t_p/3$) [min], t_b : tiempo de base del hidrograma [min], a ajustar hasta verificar un volumen unitario del hidrograma ($Er \text{ Vol.} \leq \pm 5\%$), q_p : caudal pico específico para 1 cm de lluvia efectiva [$m^3/(s \text{ km}^2)$], A : área de la cuenca [km^2], W_{50} : ancho del hidrograma unitario para el 50 % de q_p [min], W_{75} : ancho del hidrograma unitario para el 75 % de q_p [min], m : tiempo sobre la curva de crecida entre el 50% de q_p y el pico [min], n : tiempo sobre la curva de crecida entre el 75% de q_p y el pico [min], C_p : coeficiente de pico, C_t : coeficiente de tiempo, A_i : superficie impermeable [%]

Los coeficientes C_t y α_p se obtienen a partir de gráficos, en función del área impermeable de la cuenca (Figuras N° 2.8 y N° 2.9).

Figura N° 2.8

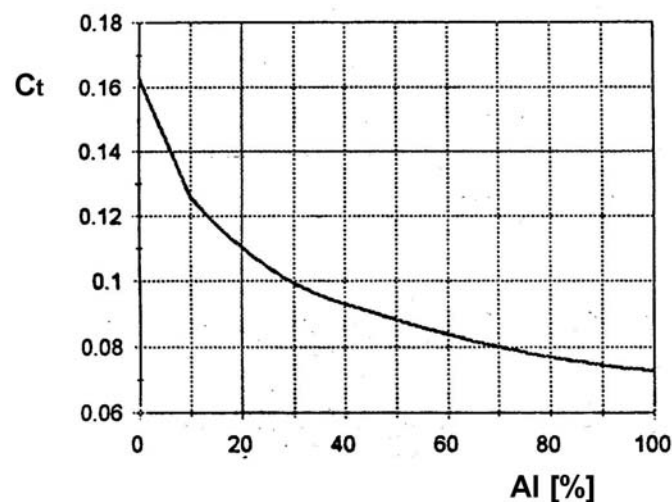
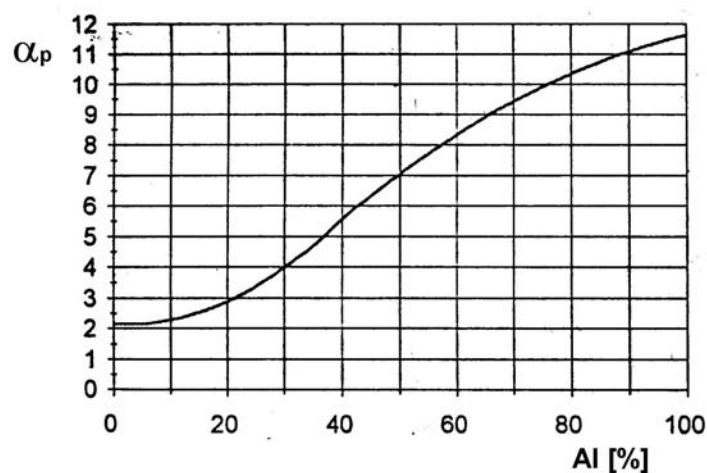


Figura N° 2.9



Ejemplo N° 2.4: Determinar el HU (1cm, 10 min) de una cuenca urbana aplicando el procedimiento CUHP. Los datos de la cuenca son los siguientes:

Area [km ²]	2.06
Long. curso princ. [km]	2.25
Long. centro graved. [km]	1.47
Pendiente med. curso princ.	0.001
Sup. impermeable total [%]	49
Intervalo de tiempo hietograma [min]	10
Tiempo de concentración [min]	40

Se calculan los parámetros del hidrograma sintético:

Ct [h] =	0.09
tp [h] =	0.53
Cp =	0.61
qp [m ³ /s/km ²] =	3.16
Qp [m ³ /s] =	6.51
W50 [h] =	0.68
W75 [h] =	0.35
Tp [min] =	36.9
m =	14.31
n =	9.56

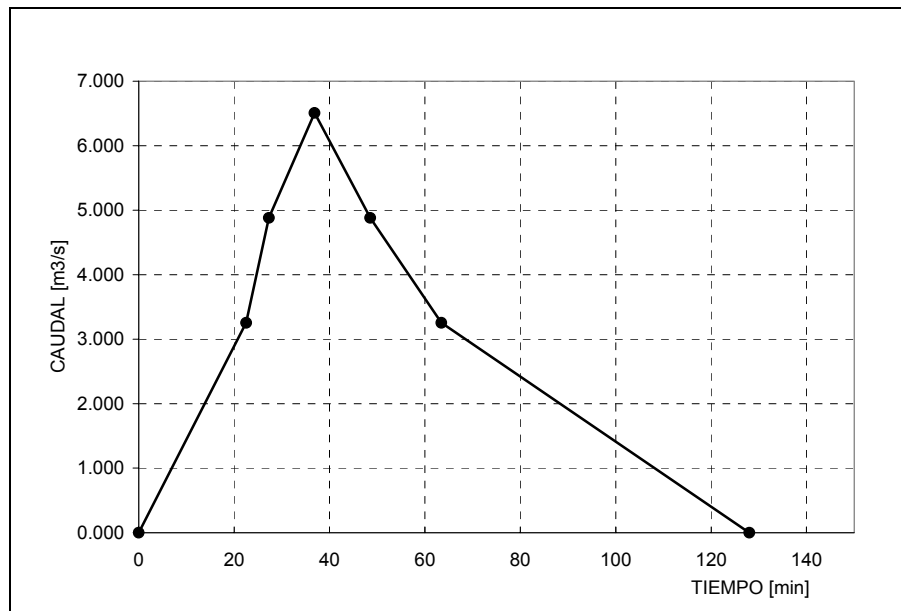
Se calculan las ordenadas del HU correspondientes a los puntos P1 a P6. El punto P7 se determina por aproximación, hasta verificar un escurrimiento unitario.

Tabla N° 2.7: Aplicación del procedimiento CUHP.

Tiempo [min]	Caudal [m ³ /s]
0	0.000
22.5	3.254
27.3	4.881
36.9	6.508
48.5	4.881
63.4	3.254
128.0	0.000

Volumen [m ³]	20557
P efectiva [cm] =	1.00

Figura N° 2.10: HU (1 cm, 10 min) calculado con el procedimiento CUHP.

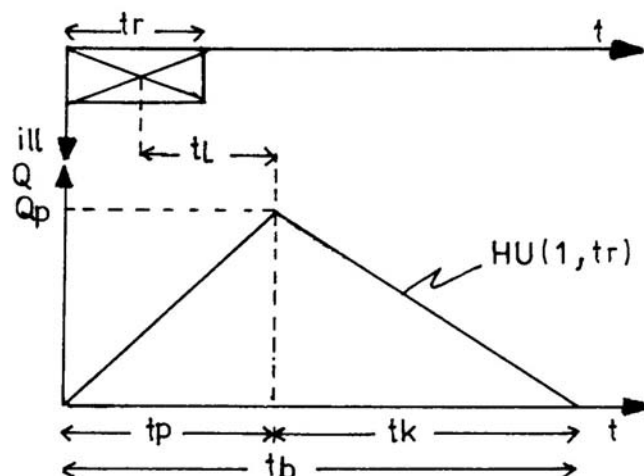


Hidrograma Unitario Sintético del Servicio de Conservación de Suelos de EUA (SCS)

SCS (1972) determinó este método a partir del análisis de hietogramas e hidrogramas de gran cantidad de crecidas en cuencas de EUA. Se aplica tanto a cuencas rurales como urbanas.

Se basa en aproximar inicialmente el hidrograma en forma triangular, con un tiempo de base más pequeño que el correspondiente curvilíneo (Figura N° 2.11).

Figura N° 2.11: HUS triangular SCS.



Planteando que el área encerrada por el HU (1cm, tr) equivale a un escurrimiento directo de 1 cm, se obtienen las expresiones:

$$Q_p = \frac{5.56 A}{(1 + H) t_p} \quad (2.35)$$

$$H = \frac{t_k}{t_p} \quad (2.36)$$

$$t_p = \frac{t_r}{2} + t_L \quad (2.37)$$

$$t_L = C t_c \quad (2.38)$$

$$t_b = (1 + H) t_p \quad (2.39)$$

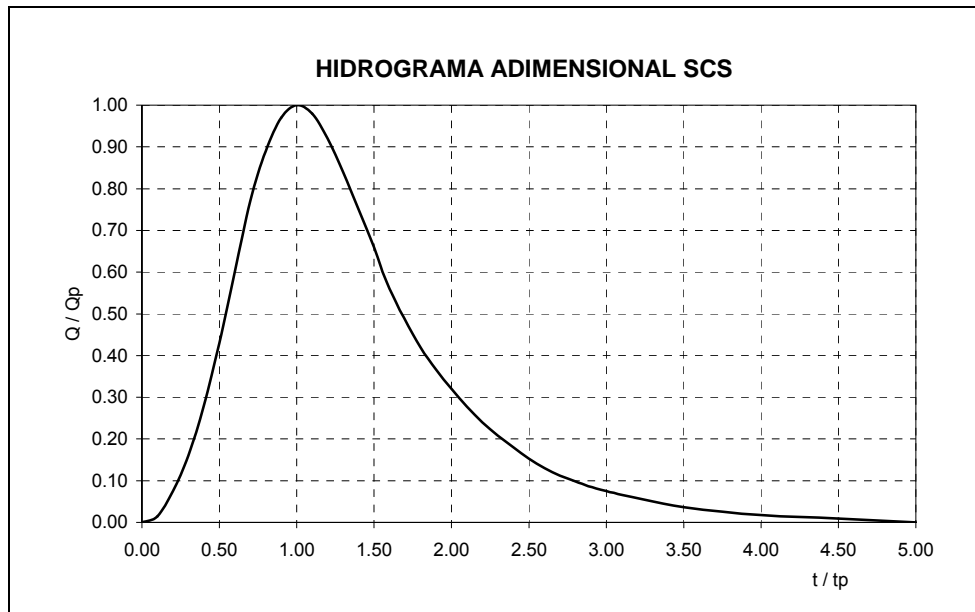
Q_p : caudal pico [m³/s], A: área de la cuenca [km²], t_p : tiempo al pico [h], t_k : tiempo de la rama de descenso, t_r : tiempo de lluvia efectiva (igual a t_u , SCS sugiere adoptar $t_r \leq \frac{t_c}{5}$) [h], t_L : tiempo de retardo, medido desde el centro de gravedad de la lluvia al pico del HU [h], t_c : tiempo de concentración [h], t_b : tiempo de base [h]. Experimentalmente, SCS determinó que $H = 1.67$ y $C = 0.6$.

Se puede determinar un hidrograma curvilíneo a partir del triangular usando un hidrograma adimensional propuesto por SCS, que relaciona t/t_p con Q/Q_p (Tabla N° 2.8 y Figura N° 2.12).

Tabla N° 2.8: HUS adimensional.

t/t_p	Q/Q_p	t/t_p	Q/Q_p
0.0	0.000	1.4	0.750
0.1	0.015	1.5	0.660
0.2	0.075	1.6	0.560
0.3	0.160	1.8	0.420
0.4	0.280	2.0	0.320
0.5	0.430	2.2	0.240
0.6	0.600	2.4	0.180
0.7	0.770	2.6	0.130
0.8	0.890	2.8	0.098
0.9	0.970	3.0	0.075
1.0	1.000	3.5	0.036
1.1	0.980	4.0	0.018
1.2	0.920	4.5	0.009
1.3	0.840	5.0	0.000

Figura N° 2.12: HUS adimensional.



b.2) Onda Cinemática

La ecuación diferencial para flujo superficial es:

$$\alpha \ m \ y^{m-1} \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = i \quad (2.40)$$

α y m : coeficientes cinemáticos del plano de escurrimiento, dependen de la forma, pendiente y rugosidad del plano y del régimen del flujo, y : tirante, x : distancia en el sentido del flujo, t : tiempo, i : intensidad de lluvia en exceso.

La ecuación diferencial para flujo en canal es:

$$\alpha_c \ m_c \ A^{m_c-1} \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (2.41)$$

α_c y m_c : coeficientes cinemáticos del canal, A : área mojada, Q : caudal en el canal, q : caudal lateral (por unidad de longitud del canal).

Estas ecuaciones son resueltas por diferencias finitas. Varios modelos hidrológicos aplicables a áreas urbanas contemplan rutinas para cálculo de hidrogramas en cuenca basadas en la onda cinemática. Como ejemplos pueden mencionarse los siguientes: HEC-HMS (Hydrologic Modeling System, desarrollado por Hydrologic Engineering Center), DR3M (Distributed Routing Rainfall Runoff Model, desarrollado por Alley y Smith, U.S. Geological Survey), KINEROS2 (Kinematic simulation of catchment runoff and erosion processes, desarrollado por Woolhiser y Goodrich, USDA) y DURM (Deterministic Urban Runoff Model, desarrollado por Schaake J. C., Colorado State University).

Los modelos WINSTORM y SWMM se describen en los anexos 2.1 y 2.2, respectivamente.