

Basile, Pedro Abel y Riccardi, Gerardo (2017). *Procesos Hidrológicos Urbanos*. Capítulo X, pp. 205-230; en libro “Hidrología: Procesos y Métodos”, Cuarta Edición, 263 p., ISBN 978-987-702-214-8, UNR Editora, 2017; Orsolini, Hugo; Zimmermann, Erik y Basile, Pedro Abel (Org.).

CAPÍTULO X

PROCESOS HIDROLÓGICOS URBANOS

Pedro A. Basile y Gerardo A. Riccardi

X.1 INTRODUCCIÓN

El desarrollo urbano sin una adecuada planificación puede crear severos problemas de control y gestión del drenaje pluvial en dichas áreas. Una cuenca urbana ha sido en el pasado una cuenca rural, la construcción de casas, edificios comerciales, playas de estacionamiento, caminos pavimentados, etc. incrementan la cubierta impermeable de la cuenca, reduciendo por lo tanto la infiltración, percolación, escurrimiento subsuperficial y subterráneo; con el consiguiente *aumento del volumen de escorrentía superficial*. Además, la urbanización altera el patrón espacial del flujo e incrementa la eficiencia hidráulica a través de la reducción de rugosidades (pavimentaciones, nivelaciones, conductos, rectificaciones de cursos, etc.), lo cual conlleva a un incremento en la velocidad del escurrimiento y por lo tanto a una *reducción del tiempo de retardo*. En las Figuras X.1 y X.2 se esquematizan las alteraciones en la cuenca y en la Figura X.3 la modificación en su respuesta, en términos de caudales, antes y después de la urbanización. Dichas alteraciones hacen que una cuenca, después de la urbanización, se torne más sensible a lluvias intensas de corta duración.

La urbanización también produce modificaciones en el balance hídrico a nivel de cuenca. Una parte importante del agua destinada al abastecimiento de la población es transferida a los sistemas de drenaje o al suelo. Actividades tales como regado de parques, jardines, etc. y la creación de lagos artificiales, pueden modificar las condiciones de humedad del suelo, por otra parte, en grandes sectores impermeabilizados se suprime la infiltración natural y la recarga de acuíferos. Tales perturbaciones inducen cambios en los niveles de los acuíferos. En cursos de agua que atraviesan zonas urbanas se ha constatado un aumento del caudal base a partir de procesos continuos de reurbanización, no obstante la reducción de la infiltración por impermeabilización de la superficie. Dicha modificación induce cambios morfológicos en los cursos, tales como erosiones de márgenes y procesos de erosión-sedimentación del lecho.

En términos cuantitativos se han observado, en cuencas experimentales, incrementos de caudal pico de 50 veces e incrementos relativos de volumen de escorrentía de 30 veces (Riccardi, 1997). El cambio es mayor para tormentas de baja intensidad. En efecto, en cuencas rurales, el escurrimiento se verifica cuando la precipitación excede las abstracciones (pérdidas iniciales, almacenamiento en depresiones, infiltración, etc.). Mientras que en cuencas urbanas, con grandes sectores impermeables, el escurrimiento existe sustancialmente ante todas las lluvias y por lo tanto el incremento relativo de caudales es mayor. Por otra parte, es conocido el rol fundamental que juega la evaluación de las pérdidas en los procesos de transformación lluvia-caudal. Tal evaluación presenta un grado

importante de incertidumbre, razón por la cual es esperable que a medida que aumenta la superficie impermeable de una cuenca sus respuestas hidrológicas sean más predecibles.

No solamente desde el punto de vista de la cantidad de escurrimiento se producen modificaciones. En efecto, desde el punto de vista cualitativo, las fuentes extendidas de contaminación urbana producen impactos negativos en la calidad del agua de los cuerpos receptores. Los cuerpos de agua receptores sufren modificaciones debido al incremento de nutrientes, contaminación fecal y a la introducción de contaminantes tales como metales pesados, hidrocarburos, herbicidas y pesticidas.

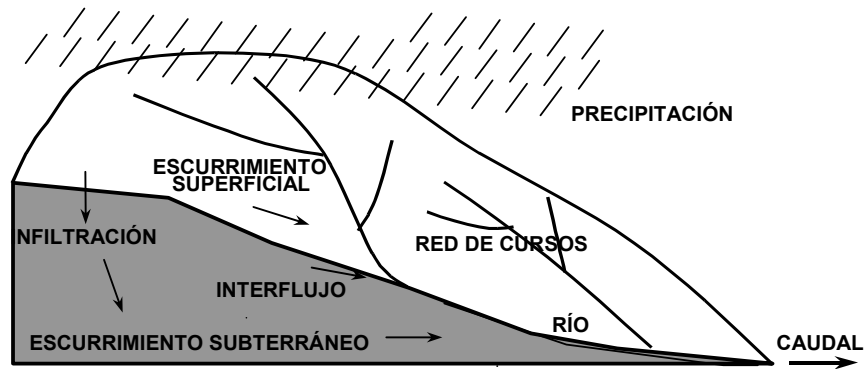


Figura X.1: Cuenca sin urbanizar (csu).

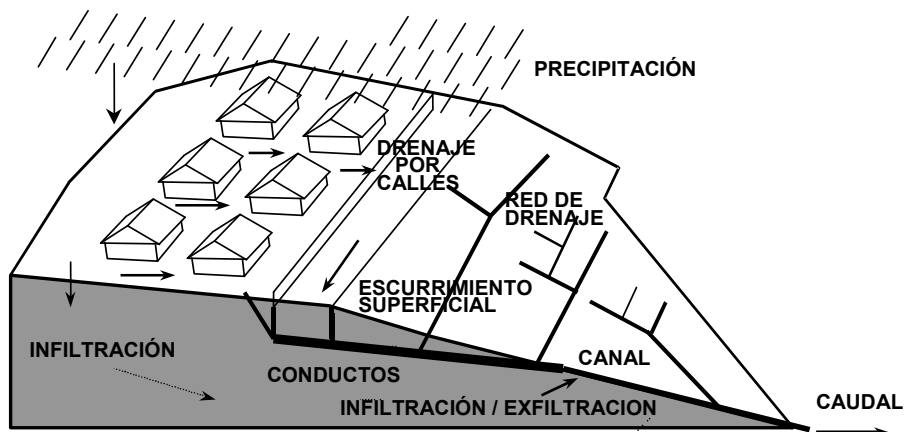


Figura X.2: Cuenca urbanizada (cu).

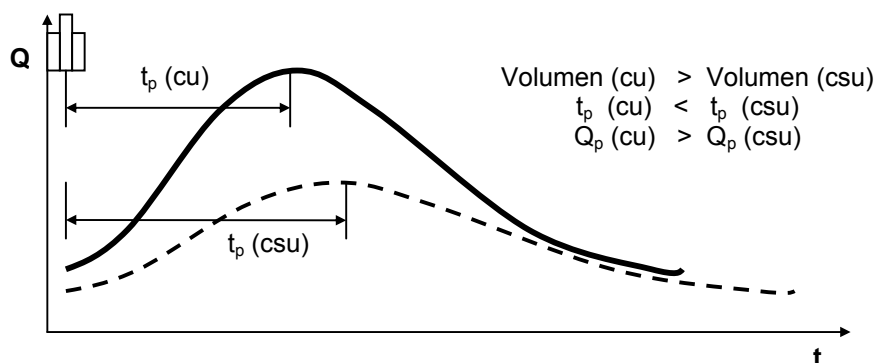


Figura X.3: Esquematación de modificación de la respuesta de la cuenca antes y después de la urbanización.

X.2 COMPONENTES DEL SISTEMA DE ESCURRIMIENTO PLUVIAL URBANO

El escurrimiento en cuencas urbanas se puede dividir en dos componentes interrelacionados, los cuales, en función de la magnitud de los eventos de lluvia, presentarán funcionamientos hidráulicos diferentes.

Un componente es el *escurrimiento superficial* por techos, veredas, calles, playas de estacionamiento, cunetas, zanjas, etc. El mismo puede drenar hacia la red de conductos a través de obras de captación, hacia canales urbanos secundarios o directamente hacia el cuerpo receptor principal (río, mar, lago, etc.).

El otro componente es el *escurrimiento en la red de conductos*, los cuales transportan el agua captada del sistema superficial por medio de bocas de tormenta, captaciones de zanja, etc. Los conductos drenan hacia el cuerpo receptor principal o en ocasiones hacia canales urbanos secundarios. La capacidad de descarga de la red de conductos se establece a partir de lluvias de diseño máximas de una duración determinada y valores bajos de períodos medios de retorno, generalmente de 2 a 5 años. La adopción de recurrencias bajas obedece a razones de orden económico como así también a las limitaciones de espacio físico que plantea la realidad urbana. De cualquier modo es esperable que, para un sistema bien diseñado, durante tales eventos no se produzcan sustanciales inundaciones en la ciudad.

Para lluvias mayores a la de diseño, la red de conductos drenará solo una parte del flujo hídrico y se producirán excedentes que escurrirán en el sistema superficial (calles, canales urbanos secundarios, etc.) ocasionando inundaciones las cuales podrán ser leves, moderadas o catastróficas, en función de cuanto se supera el evento de referencia para el cual se diseñó la red de conductos. En estas situaciones se pueden producir trasvases de cuencas superficiales, almacenamientos superficiales importantes e interacción continua entre el sistema superficial y la red de conductos, con estos últimos funcionando a presión.

La red de conductos se denomina sistema menor (microdrenaje) y al sistema superficial por donde escurren los excedentes se denomina sistema mayor (macrodrenaje).

X.3 METODOLOGÍAS DE DISEÑO PARA DRENAJES PLUVIALES URBANOS

Una de las estructuras más importantes para el control de las aguas de escurrimiento pluvial es una adecuada red de conductos que drene el agua de lluvia hacia cuerpos receptores. Los procesos continuos de reurbanización hacen que muchos sistemas que han sido construidos con un cierto nivel de urbanización operen actualmente bajo niveles de urbanización mayores, por lo cual tienen una capacidad inadecuada.

La red de conductos cumple la función de transportar la escorrentía producida por una lluvia de diseño, con el objetivo de crear condiciones razonables de tránsito vehicular y peatonal durante lluvias frecuentes. El proyecto del sistema de una red de drenaje implica la selección del diámetro de los conductos, las pendientes, la distribución y localización de los conductos, de las bocas de tormenta, de las bocas de registro, etc.. Generalmente las bocas de registro se ubican en el punto de intersección del eje de las calles y en los cambios de pendiente más fuertes y los conductos colectores se tienden siguiendo en lo posible la pendiente de la superficie del terreno.

Una vez que se ha seleccionado una distribución para los conductos colectores, se puede utilizar el método racional para determinar el caudal máximo de diseño. Con dicho caudal podrán establecerse las dimensiones de las bocas de tormenta, el diámetro de los conductos, las dimensiones de eventuales canales, etc. El método racional, a pesar de las críticas, ha sido y es actualmente aplicado dada su simplicidad y facilidad de implementación.

Asimismo, se pueden determinar hidrogramas de diseño a partir de la aplicación de modelos hidrológicos basados en hidrogramas unitarios sintéticos, como por ejemplo el hidrograma unitario urbano de Colorado (CUHP), o modelos hidrológicos conceptuales tales como el de cascada de embalses de Nash, etc. Los hidrogramas son necesarios cuando se considera la construcción de embalses superficiales o subterráneos. Dichos embalses son construidos generalmente para reducir el efecto aguas abajo producido por la modificación en la respuesta de la cuenca, como así también, para optimizar el funcionamiento y diseño de la red de conductos.

Eventualmente, a los efectos de realizar el análisis del comportamiento del sistema general para eventos mayores que el de diseño, es necesario emplear modelos matemáticos más sofisticados en términos de representación de los procesos físicos involucrados. Generalmente se trata de modelos hidrológicos-hidrodinámicos (los cuales pueden incluir submodelos de transporte de sedimentos y contaminantes). Ejemplos de tales modelos son el SWMM – Storm Water Managment Model (Huber, 1982), CTH (Arnell, 1980), MOUSE (Lindberg et al., 1986), ILLUDAS (Universidad de Illinois), CELDURB (Riccardi, 1997), etc.. Para más detalles sobre distintos tipos de modelos ver Chow et al., 1994; Riccardi, 1997.

La simulación de eventos mayores que el de diseño puede brindar información sobre la magnitud y distribución de caudales de excedencia que transitarán superficialmente por el sistema mayor (Wisner y Kassem, 1983). Tal información resulta de gran interés en la planificación urbana ya que es sumamente útil para la delimitación de las diferentes zonas de riesgo y para un mejor diseño del sistema mayor. Además, mediante la simulación de eventos

menores que el de diseño, si es posible en modo continuo, puede ser posible analizar la evolución espacio-temporal de sedimentos y sustancias contaminantes en la red de conductos.

El criterio “dual” de diseño es actualmente requerido por la normativa de muchas administraciones norteamericanas. Dicho criterio considera ambos sistemas, el menor y el mayor, mencionados precedentemente. El sistema menor se dimensiona para eventos de recurrencia modesta ($2 < R < 10$ años) y el sistema mayor (funcionando acoplado con el sistema menor) se verifica con eventos de recurrencia de 50 años o 100 años, utilizando modelos más completos en términos de representación de procesos, los cuales brindan información sobre hidrogramas, vías de drenaje preferenciales, zonas de desborde, volúmenes almacenados, etc. O sea, el sistema mayor, en vez de ser incontrolado, como ocurre en la mayoría de los proyectos, es estudiado detalladamente verificando los escurrimientos en calles, los eventuales procesos de laminación superficial y subterránea, etc.

X.4 MÉTODO RACIONAL: CAUDAL MÁXIMO DE DISEÑO

El método racional fue desarrollado por Mulvaney (1850), el cual introdujo por primera vez el concepto de tiempo de concentración. La idea fundamental introducida por Mulvaney fue la siguiente: dada una cuenca de área A con un tiempo de concentración T_C , si se produce una lluvia P con duración $D = T_C$ el caudal pico, generado en el punto de salida, será el máximo ya que estará aportando simultáneamente toda la cuenca a la formación del mismo.

El método plantea una proporcionalidad entre el caudal máximo y la intensidad de lluvia y puede expresarse como:

$$Q = \frac{C \ i(D,R) \ A}{3.6} \quad (X.1)$$

donde Q es el caudal máximo (m^3/s); C es el coeficiente de escurrimiento ($0 \leq C \leq 1$); $i(D,R)$ es la intensidad media máxima de lluvia (mm/h), función de la duración $D = T_C$ y de la recurrencia R y A es el área de la cuenca (km^2).

El método presupone que la lluvia total presenta uniformidad espacial y temporal, siendo su duración igual al tiempo de concentración de la cuenca. Consecuentemente, la lluvia neta también debe presentar tales características y, por lo tanto, la tasa de infiltración debe ser constante.

Las drásticas hipótesis en las cuales se basa el método racional limitan su aplicación al cálculo de caudales de diseño, en cuencas pequeñas con áreas de $1 \ km^2$ a $2.5 \ km^2$ (valores indicativos), en las cuales es posible suponer uniformidad espacial y temporal de la lluvia y baja variación temporal de pérdidas. Por otra parte, en las cuencas pequeñas la duración de la lluvia generalmente excede al tiempo de concentración de las mismas. Es decir, para la mayoría de las lluvias, dichas cuencas entran en régimen, satisfaciéndose la hipótesis de caudal máximo a la salida para $D \geq T_C$.

El método racional es ampliamente utilizado en el proyecto de sistemas de drenaje pluvial urbano. En este sentido, en el marco del criterio dual de diseño, mencionado en el punto X.3,

el método racional se aplica para recurrencias bajas ($2 < R < 10$ años) a los efectos de dimensionar el sistema menor o microdrenaje (bocas de tormenta, conductos, etc.). Mientras que, para recurrencias elevadas (50 o 100 años) se utilizan modelos más complejos que simulan el comportamiento del sistema menor y mayor interactuando en forma acoplada.

El método calcula el caudal máximo, de todos modos, puede adoptarse un hidrograma triangular simplificado cuyo caudal pico es el caudal máximo dado por la ec. (X.1), con tiempo de ocurrencia al pico $T_p = T_C$ y tiempo de base $t_b = 2T_C$, tal como se observa en la Figura X.4.

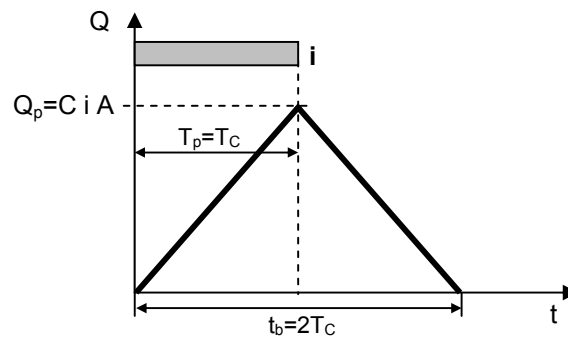


Figura X.4: Hidrograma de diseño triangular simplificado con método racional.

El método racional también puede ser aplicado, con ciertas limitaciones, en cuencas rurales pequeñas, para obtener caudales de diseño asociados a una variedad de recurrencias. En ese caso, las recurrencias de diseño adoptadas generalmente no superan los 25 años (diseño de canales, alcantarillas, etc.). En cuencas rurales, sin embargo, la hipótesis de tasa de infiltración constante durante el evento es bastante restrictiva, por lo cual, es recomendable la aplicación de técnicas de transformación lluvia-caudal basadas en hidrogramas unitarios sintéticos u otros modelos que permitan ser alimentados con lluvias variables en el tiempo.

X.4.1 Determinación de las variables del método racional

X.4.1.1 Coeficiente de escurrimiento

Es la variable que presenta mayor incertidumbre en su determinación. El porcentaje de la lluvia que producirá escurrimiento dependerá de la mayor o menor permeabilidad del área en estudio y de la pendiente. Las áreas impermeables producen una escorrentía del 100% una vez que han sido mojadas, independientemente de la pendiente.

El coeficiente de escurrimiento también depende de las características y condiciones del suelo (composición textural y grado de compactación), de la cobertura vegetal, del uso del suelo, del porcentaje de área impermeable, de los almacenamientos en depresiones, etc..

El coeficiente de escurrimiento C puede ser interpretado como el cociente entre el volumen de escurrimiento directo y el volumen total precipitado en la cuenca (relación de volúmenes) o como el cociente entre la lluvia neta y la lluvia total (relación de láminas). Es decir:

$$Q = C i A \rightarrow C = \frac{Q}{iA} = \frac{Q}{(P/T_c)A} = \frac{QT_c}{PA} = \frac{V_{HED}}{V_{Tot.precip.}} = \frac{P_n A}{PA} = \frac{P_n}{P} \quad (X.2)$$

En áreas que presentan heterogeneidades, tales como distintos porcentajes de superficies permeables e impermeables, etc., es común determinar un coeficiente de escurrimiento ponderado para el área total A, mediante:

$$C = \frac{1}{A} \sum_{k=1}^M C_k A_k \quad (X.3)$$

donde C_k es el coeficiente de escurrimiento asociado a la k-ésima subárea A_k y M es el número total de subáreas en las que se divide el área total A.

El coeficiente de escurrimiento puede determinarse a partir de valores tabulados o mediante el método del Número de Curva CN del Servicio de Conservación de Suelos de EE.UU.

Para valores tabulados de C, se debe adoptar un coeficiente razonable para representar la influencia conjunta de todos los factores descriptos precedentemente. En las Tablas X.1, X.2 y X.3 se presentan respectivamente los coeficientes del Manual ASCE y WEF (1992); los coeficientes de escurrimiento utilizados en la ciudad de Austin, Texas, EE.UU. (Chow et al., 1994) y los coeficientes del Manual UDFCD de Denver, Colorado, EE.UU.

Tabla X.1: Coeficientes de escurrimiento C (Manual ASCE y WEF, 1992). (2 años $\leq R \leq 10$ años).

Descripción del área	Rango de variación del coeficiente C
Area comercial	
Central	0.70 a 0.95
Barrios	0.50 a 0.70
Area residencial	
Residencias aisladas	0.35 a 0.50
Unidades múltiples (separadas)	0.40 a 0.60
Unidades múltiples (conjugadas)	0.60 a 0.75
Lotes con área $\geq 2000 \text{ m}^2$	0.30 a 0.45
Area con edificios de departamentos	0.50 a 0.70
Area Industrial	
Industria liviana	0.50 a 0.80
Industria pesada	0.60 a 0.90
Parques, cementerios	0.10 a 0.25
Parques recreacionales	0.20 a 0.35
Areas linderas a vías de ferrocarril	0.20 a 0.40
Areas sin mejoras	0.10 a 0.30

Tabla X.2: Coeficientes de escurrimiento C. Austin, Texas (Chow et al., 1994).

Característica de la Superficie	Recurrencia R (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Hormigón: pavimentos, techos	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
<u>Zonas Verdes (jardines, parques, etc.):</u>							
Condición pobre (cubierta de pasto menor al 50% del área):							
Pendiente baja (0 – 2%)	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Pendiente media (2 – 7%)	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente elevada (> 7%)	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición media (cubierta de pasto entre 50% - 75% del área):							
Pendiente baja (0 – 2%)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Pendiente media (2 – 7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente elevada (> 7%)	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor al 75% del área):							
Pendiente baja (0 – 2%)	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Pendiente media (2 – 7%)	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente elevada (> 7%)	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos:							
Pendiente baja (0 – 2%)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Pendiente media (2 – 7%)	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente elevada (> 7%)	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales:							
Pendiente baja (0 – 2%)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Pendiente media (2 – 7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente elevada (> 7%)	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques:							
Pendiente baja (0 – 2%)	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Pendiente media (2 – 7%)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente elevada (> 7%)	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Tabla X.3: Coeficientes de escurrimiento C (Manual UDFCD, Denver, Colorado, EE.UU).

Uso de la tierra y característica superficial	Porcentaje impermeable	Recurrencia R (años)			
		2	5	10	100
Area Comercial					
Area central	95	0.87	0.87	0.88	0.89
Area periférica	70	0.60	0.65	0.70	0.80
Area residencial					
Viviendas aisladas	--	0.40	0.45	0.50	0.60
Viviendas múltiples (separadas)	50	0.45	0.50	0.60	0.70
Viviendas múltiples (conjugadas)	70	0.60	0.65	0.70	0.80
Lotes con área ≥ 2000 m ²	--	0.30	0.35	0.40	0.60
Edificios de departamentos	70	0.65	0.70	0.70	0.80
Area Industrial					
Industria pesada	80	0.71	0.72	0.76	0.82
Industria liviana	90	0.80	0.80	0.85	0.90
Parques, cementerios	7	0.10	0.18	0.25	0.45
Parques recreacionales	13	0.15	0.20	0.30	0.50
Escuelas	50	0.45	0.50	0.60	0.70
Areas linderas a vías de ferrocarril	20	0.20	0.25	0.35	0.45
Areas no desarrolladas con uso de tierra no definido	45	0.43	0.47	0.55	0.65
Calles					
Pavimentadas	100	0.87	0.88	0.90	0.93
Mejoradas		0.40	0.45	0.50	0.60
Veredas, senderos	96	0.87	0.87	0.88	0.89
Techos	90	0.80	0.85	0.90	0.90
Superficies con césped sobre suelo arenoso	0	0.00	0.01	0.05	0.20
Superficies con césped sobre suelo arcilloso	0	0.05	0.15	0.25	0.50

La determinación de C, mediante el método del Número de Curva CN, implica utilizar la ecuación (X.2), que define a C como la relación entre la lámina de lluvia neta y la lámina de lluvia total (relación de láminas):

$$C = \frac{P_n}{P} \quad (X.4)$$

El método del Número de Curva CN, visto en el Capítulo V, define la lámina de lluvia neta mediante la siguiente ecuación:

$$P_n = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (X.5)$$

donde P es la lámina de lluvia total y S es la diferencia de potencial máxima. Esta última se relaciona con el número de curva CN mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (X.6)$$

Por lo tanto, reemplazando la ec. (X.5) en la ec. (X.4) se obtiene:

$$C = \frac{(P - 0.2S)^2}{P^2 + 0.8PS} \quad (X.7)$$

De esta manera, mediante la Tabla V.2 del Capítulo V se puede adoptar un valor del Número de Curva CN que represente nuestra cuenca. Eventualmente, si existen distintos tipos de suelos, coberturas, usos, etc., dentro de la cuenca, se puede calcular un valor de CN medio ponderado con el área. Sucesivamente, se determina S con la ec. (X.6) y se calcula C con la ec. (X.7).

X.4.1.2 Intensidad media máxima de lluvia

La intensidad media máxima se determina a partir de curvas IDR (Intensidad-Duración-Recurrencia) construidas con datos pluviográficos medidos en el sitio en estudio (ver Capítulo IX). Alternativamente, si en el sitio solo se cuenta con información pluviométrica, se puede aplicar la técnica de transposición regional de relaciones entre láminas de distintas duraciones respecto a la de duración de 24 hs. (Basile et al., 2012).

En el primer caso, es decir con las curvas IDR, se adopta una duración de lluvia de diseño igual al tiempo de concentración de la cuenca ($D=T_C$) y, para una recurrencia R especificada, se obtiene la intensidad media máxima, ya sea gráficamente o mediante ecuaciones parametrizadas de las curvas IDR.

En la práctica es conveniente utilizar curvas IDR parametrizadas, del tipo Sherman de tres parámetros, para cada recurrencia R fija:

$$i = \frac{\alpha}{(\beta + D)^\gamma} \quad (X.8)$$

donde α , β y γ son parámetros, D: duración de lluvia (min.) e i: intensidad de lluvia (mm/h).

En la Tabla X.4 se observan los valores que asumen los parámetros α , β y γ de la ecuación (X.8), para diferentes recurrencias. Tales parámetros se obtuvieron parametrizando las curvas IDR de Rosario (Basile et al., 2012).

Tabla X.4: Ecuaciones (X.8_k) de las curvas IDR parametrizadas para Rosario (Santa Fe, Argentina).

k	R (años)	α	β	γ	Rango D (mín.)
1	2	2503.797	22.997	0.889587	5 < D < 2880
2	5	1849.402	17.280	0.807910	5 < D < 7200
3	10	2049.965	18.197	0.801054	5 < D < 7200
4	20	2199.949	18.576	0.794053	5 < D < 7200
5	50	2299.979	18.120	0.782692	5 < D < 7200
6	100	2400.000	15.004	0.776693	15 < D < 7200
7	500	2399.942	17.011	0.753355	60 < D < 7200
8	1000	2399.963	14.860	0.743670	60 < D < 7200
9	5000	2400.081	9.774	0.724910	60 < D < 7200
10	10000	2400.095	8.800	0.717432	60 < D < 7200

Por otra parte, en el segundo caso, es decir, si en el sitio en estudio solo se cuenta con información pluviométrica (duración de lluvias igual a 1 día); se puede realizar el análisis estadístico para los valores máximos anuales (como descrito en el Capítulo IX) y determinar la lámina para la recurrencia especificada: $P_{1d,R}$.

Posteriormente, la lámina diaria debe ser convertida en una lámina pluviográfica de 24 hs:

$$P_{24h,R} = \alpha P_{1d,R} \quad (X.9a)$$

Tal conversión es necesaria para representar la diferencia entre el día pluviométrico (con horario de inicio y fin prefijados) y el intervalo móvil de 24 horas que rastrea las láminas máximas de cada tormenta a partir de los datos pluviográficos.

El coeficiente de conversión α es ligeramente mayor que la unidad: $\alpha=1.13$ para atlas de frecuencia de lluvias en EE.UU (Hershfield, 1961); $\alpha=1.08$ para la región Central de Argentina (García et al., 2001) y $\alpha=1.086$ para Rosario (Basile et al., 2012).

Sucesivamente, la lámina para la duración $D=T_C$ de la cuenca en estudio se determina multiplicando la lámina de $D=24$ horas, obtenida precedentemente con la ec. (X.9a), por la respectiva relación entre láminas r:

$$P_{D,R} = r P_{24h,R} \quad (X.9b)$$

donde r se obtiene a partir de las relaciones entre las láminas máximas de distintas duraciones, respecto a la lámina de duración 24 hs; determinadas para una estación pluviográfica vecina. Tales relaciones, para la Estación Rosario-Aero, se observan en la Figura X.5 (Basile et al., 2012).

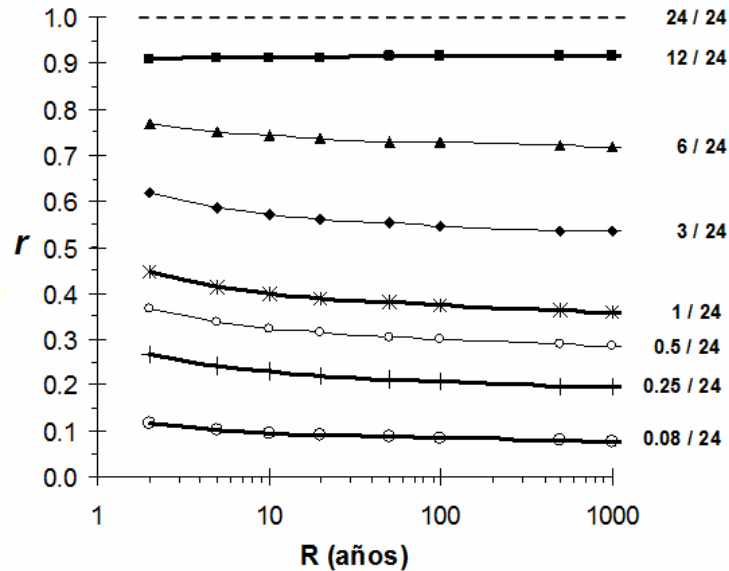


Figura X.5: Relaciones entre láminas, datos pluviográficos Rosario (Basile et al., 2012).

- Tiempo de concentración

Para determinar la intensidad de lluvia se debe adoptar una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca y definir la recurrencia de diseño. El tiempo de concentración se calcula como la suma de los tiempos de escurrimiento mantiforme (no encauzado) y el tiempo de flujo canalizado (encauzado). Pueden existir varios recorridos posibles de flujo para las diferentes áreas drenadas, el mayor tiempo de concentración de todos los tiempos, para los diferentes recorridos, es el tiempo de concentración crítico a adoptar para el área drenada.

Algunas formulaciones empíricas, para estimar el tiempo de concentración, se presentan a continuación. Existen numerosas fórmulas empíricas, lo más conveniente es utilizar varias y comparar.

KIRPICH: fórmula desarrollada para cuencas rurales con $3\% < S < 10\%$ y $A < 0.50 \text{ km}^2$. Es adecuada para flujo encauzado y no se recomienda su utilización para $L > 10 \text{ km}$.

$$T_C = 3.989 L^{0.77} S^{-0.385} \quad (\text{X.10})$$

donde, T_C : (min); L: longitud del curso (km) y S: pendiente media longitudinal del curso (m/m).

CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE: es una variante de la fórmula anterior.

$$T_C = 57 L^{1.155} H^{-0.385} \quad (X.11)$$

con T_C : (min); L : (km) y H : diferencia de cotas entre extremos del curso (m).

FEDERAL AVIATION AGENCY: desarrollada para aeropuertos, es aplicable para flujo mantiforme (overland flow) predominante.

$$T_C = 22.73 (1.1 - C) L^{0.5} S^{-0.33} \quad (X.12)$$

donde, T_C :(min); L : (km); S : pendiente terreno (m/m) y C : coeficiente de escurrimiento (-).

UDFCD, Denver, Colorado: variante de la anterior, es aplicable en cuencas pequeñas no urbanizadas para establecer el tiempo inicial de flujo mantiforme.

$$T_C = 0.7 (1.1 - C_5) L^{0.5} S^{-0.33} \quad (X.13)$$

con T_C : (min); L : (m) < 500 m ; S pendiente media de la cuenca: (m/m) y C_5 : coeficiente de escurrimiento para recurrencia $R = 5$ años.

Mc CUEN, WONG Y RAWLS: desarrollada por regresión en base a datos de diferentes cuencas urbanas. Es adecuada para flujo mantiforme preponderante.

$$T_C = 0.01462 L^{0.5552} i_2^{-0.7164} S^{-0.207} \quad (X.14)$$

donde, T_C : (hs); L : longitud total de todos los caminos del agua (pies), i_2 : intensidad de lluvia (pulgada/h) para $R=2$ años; S : pendiente media cuenca (pies/milla).

MÉTODO CINEMÁTICO (SCS) : se basa en el cálculo de las velocidades medias del flujo hídrico por tramos.

$$T_C = \frac{1000}{60} \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{U_i} \quad (X.15)$$

donde T_C : (min); U_i : velocidad media en el i -ésimo tramo (m/s); L_i : longitud del i -ésimo tramo (km) y n : número total de tramos.

Para escurrimiento en superficies (mantiforme) y en canales mal definidos pueden asumirse las siguientes velocidades (valores orientativos):

Tabla X.5: Velocidades orientativas para el método cinemático.

Tipo de escurrimiento	Pendiente (%)			
	0-3	4-7	8-11	12-
Canales mal definidos	0.10 a 0.60	0.60 a 1.20	1.20 a 2.10	>2.10
Monte intermedio	0.00 a 0.50	0.50 a 0.80	0.80 a 1.00	> 1.00
Pastos	0.00 a 0.80	0.80 a 1.10	1.10 a 1.30	> 1.30
Cultivos	0.00 a 0.90	0.90 a 1.40	1.40 a 1.70	> 1.70
Pavimentos	0.00 a 2.60	2.60 a 4.00	4.00 a 5.20	> 5.20

Sin embargo es posible (y recomendable) determinar la velocidad utilizando la ecuación para flujo uniforme de Manning, adoptando coeficientes de rugosidad que representen adecuadamente las características de resistencia al escurrimiento ofrecidas por cada superficie.

ONDA CINEMÁTICA: fórmula para flujo mantiforme, basada en el análisis de propagación mediante el modelo de onda cinemática (ver Capítulo VIII).

$$T_C = \frac{441 (L n)^{0.60}}{S^{0.30} i^{0.40}} \quad (X.16)$$

donde, T_C : (min); L: longitud (km); n: coeficiente de rugosidad de Manning para el flujo mantiforme ($s/m^{1/3}$); S: pendiente media terreno (m/m); i: intensidad de lluvia (mm/h).

Para utilizar la ecuación (X.16) en el método racional es necesario aplicar un proceso iterativo, el cual puede ser resumido de la siguiente manera:

- (1) Con algunas de las fórmulas empíricas se calcula un tiempo tentativo T_C ,
- (2) Con la ec. parametrizada de la curva I-D-R se determina la intensidad i para $D = T_C$,
- (3) Con el valor de i se calcula un nuevo T_C mediante la (X.16),
- (4) Se repiten los pasos (2) y (3) hasta lograr una convergencia satisfactoria.

Ejemplo X.1: Tiempo de concentración en cuenca no urbanizada

Una cuenca no urbanizada de 0.4 km^2 está mayormente constituida por un suelo arcilloso. La longitud de la cuenca es de 750 m con una pendiente media del 0,5%. La longitud de flujo mantiforme (antes de encauzarse) es de 120 m con una pendiente de 0.8%. Considerar $C_5 = 0.10$.

Solución

Flujo mantiforme: $T_{Cm} = 0.70 \times (1.1 - 0.1) \times 120^{0.5} \times 0.008^{-0.33} = 38 \text{ min}$

Flujo encauzado: Se considera una velocidad de 0.10 m/s (canal mal definido con $S=0.5\%$): $T_{Ce} = 630 \text{ m} / 0.10 \text{ m/s} = 6300 \text{ s} = 105 \text{ min}$

Por lo tanto: $T_C = T_{Cm} + T_{Ce} = 38 \text{ min} + 105 \text{ min} = 143 \text{ min}$

Ejemplo X.2: Tiempo de concentración en cuenca urbanizada

Una cuenca urbanizada con uso residencial tiene una superficie de 0.4356 km^2 (Figura X.6). El máximo recorrido de agua es 1240 m. El máximo recorrido de flujo mantiforme que drena desde un lote tiene una longitud de 30 m y una pendiente promedio del 1 %. Este flujo es mayormente sobre césped hasta la cuneta. Una vez recorrido como máximo 330 m. por cordón cuneta el escurrimiento pluvial ingresa a conductos mediante bocas de tormenta. Tanto los cordones cuneta como los conductos tienen una pendiente longitudinal de 0.3%. Considerar un C_5 para el primer tramo de 0.35 correspondiente a flujo escurriendo sobre césped corto (entradas vehiculares). Suponer que el conducto subterráneo tiene un diámetro de 0.60 m.

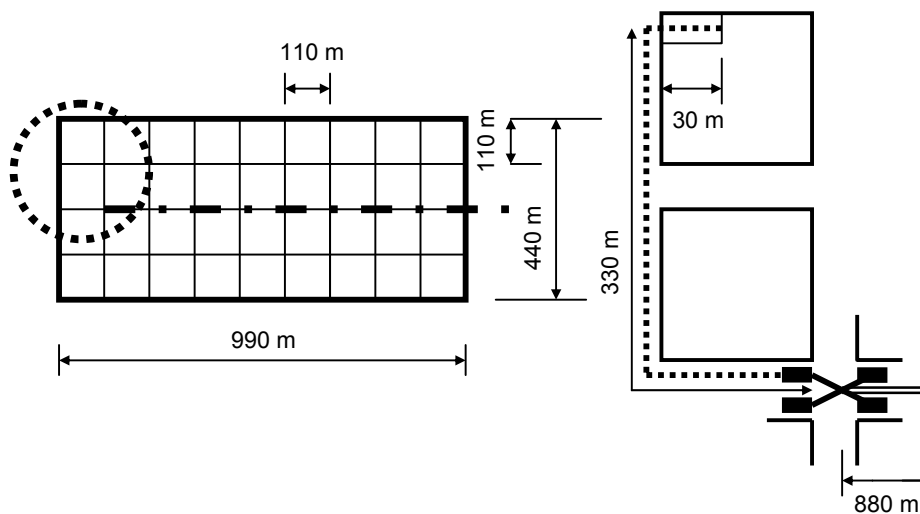


Figura X.6: Esquema de cuenca urbanizada con uso residencial.

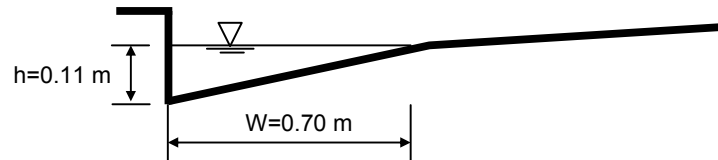
Solución

Tramo 1: Escurrimiento mantiforme por el lote

$$T_{\text{mantiforme}} = 0.70 \times (1.1 - 0.35) \times 30^{0.5} \times 0.01^{-0.33} = 13 \text{ min}$$

Tramo 2: Encauzado por cordón cuneta:

Altura cordón = 0.15 m, se considera 3/4 de la capacidad máxima, por lo tanto la profundidad en correspondencia del cordón es $h = 0.11$ m. Pendiente transversal = 0.157, por lo tanto el correspondiente ancho superficial es $W = 0.70$ m. Consideramos $n=0.015$.

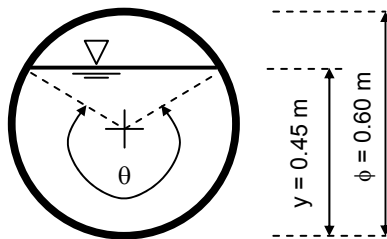


Velocidad en cuneta : $U = (0.63/n) [W h / (W+h)]^{2/3} S^{1/2}$

$$U = (0.63/0.015) \times [0.70 \times 0.11 / (0.70 + 0.11)]^{2/3} \times 0.003^{1/2} = 0.48 \text{ m/s}$$

$$T_{\text{cuneta}} = 330 \text{ m} / 0.48 \text{ m/s} = 688 \text{ s} = 11 \text{ min}$$

Tramo 3: Encauzado por conducto (se considera conducto parcialmente lleno a 3/4 de su máxima capacidad)



Elementos geométricos de una sección circular:

- $\theta = 2 \cos^{-1}[1-(2y/\phi)]$ (radianes)
- Área = $0.125 (\theta - \text{sen } \theta) \phi^2$
- Perímetro mojado = $0.5 \theta \phi$
- Ancho superior = $(\text{sen } \theta/2) \phi$

$$\theta = 2 \cos^{-1}[1-(2 \times 0.45 / 0.60)] = 4.1888 \text{ rad.}$$

$$A = 0.125 \times (4.1888 - \text{sen } 4.1888) \times 0.60^2 = 0.2275 \text{ m}^2$$

$$P_w = 0.5 \times 4.1888 \times 0.60 \text{ m} = 1.257 \text{ m}$$

$$R_h = 0.227 / 1.257 = 0.18 \text{ m}$$

$$U = (1/0.015) \times 0.18^{2/3} \times 0.003^{1/2} = 1.16 \text{ m/s}$$

$$T_{\text{conducto}} = 880 \text{ m} / 1.16 \text{ m/s} = 759 \text{ s} = 13 \text{ min}$$

El T_C es obtenido mediante la suma de los tiempos correspondientes a cada tramo:

$$T_C = 13 + 11 + 13 \text{ min} = 37 \text{ min}$$

X.4.1.3 Area de drenaje

El área de la cuenca en estudio se asume constante, es decir invariante en el tiempo. Se deben delimitar las áreas de las eventuales subcuencas en que se divide la cuenca total. El esquema de la divisoria del drenaje debe seguir las fronteras reales de la cuenca.

X.4.2 Método racional modificado

El método racional original es de tipo espacialmente agregado, es decir, representa a la cuenca como un bloque único, no contemplando la determinación de caudales dentro de la cuenca. En cuencas compuestas donde el flujo encauzado comienza cobrar relevancia dentro del proceso de escurrimiento es necesario subdividir el trayecto de escurrimiento en tramos elementales:

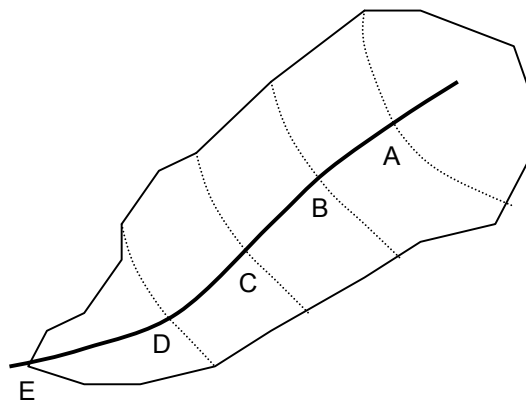


Figura X.7: Representación esquemática de la división en subcuencas.

La metodología de cálculo se puede resumir de la siguiente manera:

- (1) Estimar el tiempo de concentración en el punto A, T_{CA} y determinar $i(T_{CA}, R)$
- (2) Calcular $Q_A = C_A i(T_{CA}, R) A_A$
- (3) Determinar la velocidad en el tramo AB utilizando la fórmula de Manning.
- (4) Calcular el tiempo de viaje de A→B: t_{AB}
- (5) Calcular el T_C en el punto B, $T_{CB} = T_{CA} + t_{AB}$ y determinar $i(T_{CB}, R)$
- (6) Determinar $Q_B = C_B i(T_{CB}, R) A_B$
- (7) Repetir pasos (3) al (6) hasta llegar al punto E.

Cabe recordar que el caudal de diseño en un punto aguas abajo debe ser superior a otro aguas arriba. El procedimiento no asegura que el caudal se incremente hacia aguas abajo, pueden originarse inconvenientes y/o errores durante el diseño.

En efecto, puede ocurrir que el incremento de área no alcance a compensar la disminución de intensidad, ya que el tiempo de concentración se incrementa hacia aguas abajo y de consecuencia la intensidad de lluvia disminuye.

Otra observación que se puede hacer es que se necesita buscar el evento crítico punto por punto, cambiando de esta manera la intensidad de lluvia en cada área que define dicho punto.

X.5 DETERMINACIÓN DEL DIÁMETRO DE LOS CONDUCTOS

Una vez calculado el caudal máximo de diseño que entra en un conducto, se debe determinar el diámetro ϕ requerido de dicho conducto para transportar el caudal en cuestión. Es usual considerar condiciones de conducto lleno con flujo a gravedad (no a presión) y asumiendo además flujo uniforme. En tales condiciones la pendiente de fricción S_f es igual a la pendiente del fondo del conducto S_0 , por lo tanto se tiene:

$$Q = \frac{1}{n} A_c R_h^{2/3} S_0^{1/2} \quad (X.17)$$

con el área del conducto igual a $A_c = \pi \phi^2/4$ y el radio hidráulico igual al área sobre el perímetro mojado: $R_h = A_c / P_w = (\pi \phi^2/4) / (\pi \phi) = \phi / 4$. Sustituyendo estos valores en (X.17) se obtiene:

$$Q = \frac{0.312}{n} \phi^{8/3} S_0^{1/2} \quad (X.18)$$

El diámetro ϕ en (m) se obtiene explicitándolo de la (X.18):

$$\phi = \left(\frac{3.21 n Q}{S_0^{1/2}} \right)^{3/8} \quad (X.19)$$

Ejemplo X.3:

Utilizar el método racional para determinar el caudal de diseño para las 2 bocas de tormenta y los 2 conductos de la cuenca esquematizada en la Figura X.8. La recurrencia de diseño es R=5 años. La relación I-D para R=5 años está dada por la relación:

$$i = 1305 / (D + 7.8)^{0.75}, \text{ con } i \text{ (mm/h) y } D \text{ (min)}$$

Subcuenca A : Área: 10120 m² (Impermeable: 40%)

El coeficiente de escurrimiento se considera: $C_{imper}=0.90$ y $C_{perm}=0.20$

$C_{ponderado}=0.48$;

$L_{imper}=61\text{ m}$; $L_{perm}=76.20\text{ m}$; $S=0.01$;

$n_{imper}=0.100$; $n_{perm}=0.200$.

Subcuenca B : Área : 16200 m^2 (Impermeable : 15%)

$C_{imper}=0.90$; $C_{perm}=0.20$; $C_{ponderado}=0.30$;

$L_{imper}=61\text{ m}$; $L_{perm}=145\text{ m}$; $S=0.01$;

$n_{imper}=0.100$; $n_{perm}=0.200$

Conducto 1: Longitud = 120 m ; $S_0=0.3\%$; $n=0.015$.

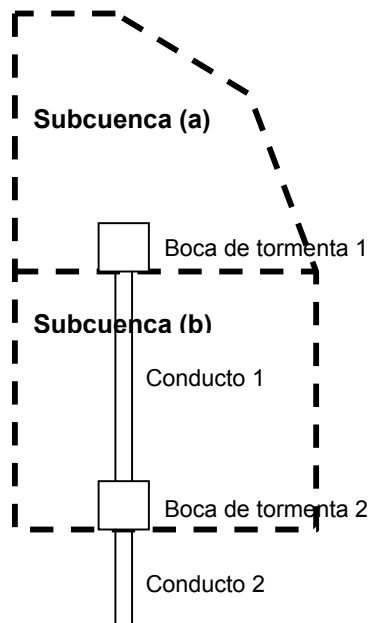


Figura X.8: Esquematización de la cuenca del ejemplo X.3.

Solución

Tiempo de concentración:

Se calcula mediante iteraciones, utilizando la ecuación de I-D para $R=5$ años y la ecuación (X.16), en cada subcuenca y en forma individual por zona permeable e impermeable.

Tabla X.6: Valores de tiempo de concentración e intensidades determinados.

	Subcuenca (a)		Subcuenca (b)	
	Impermeable	Permeable	Impermeable	Permeable
T_c (min)	11.32	22.52	11.32	37.32
i (mm/h)	142.72	101.00	142.72	74.96

Boca de tormenta 1 y Conducto 1:

i) Considerando la subcuena (a) entera el área de aporte es 10120 m^2 , el $T_C = 22.52 \text{ min}$, la intensidad asociada $i=101 \text{ mm/h}$ y el coeficiente de escurrimiento ponderado $C = 0.48$. El caudal máximo es $Q = 0.1363 \text{ m}^3/\text{s}$.

ii) Considerando la zona impermeable de la subcuena (a) el área de aporte es 4048 m^2 , el $T_C = 11.32 \text{ min}$, la intensidad asociada $i = 142.72 \text{ mm/h}$ y el coeficiente de escurrimiento $C = 0.90$. El caudal máximo es $Q = 0.1444 \text{ m}^3/\text{s}$.

Por lo tanto el caudal de diseño de la boca de tormenta 1 y del conducto 1 es $Q = 0.1444 \text{ m}^3/\text{s}$ y está controlado por el escurrimiento desde el sector impermeable de la subcuena (a).

El diámetro del conducto 1 se determina con la (X.14): $\phi=0.46 \text{ m}$. Adoptándose el diámetro comercial $\phi=0.50 \text{ m}$. Construyendo las curvas altura-caudal y altura-velocidad en el conducto 1 se obtiene, para el caudal de diseño: $y=0.34 \text{ m}$ y $v=1.02 \text{ m/s}$.

Boca de tormenta 2:

i) Considerando la subcuena (b) entera el área de aporte es 16200 m^2 , el $T_C = 37.32 \text{ min}$, la intensidad asociada $i = 74.96 \text{ mm/h}$ y el coeficiente de escurrimiento ponderado $C= 0.305$. El caudal máximo es $Q = 0.1029 \text{ m}^3/\text{s}$

ii) Considerando la zona impermeable de la subcuena (b) el área de aporte es 2430 m^2 , el $T_C = 11.32 \text{ min}$, la intensidad asociada $i = 142.72 \text{ mm/h}$ y el coeficiente de escurrimiento $C = 0.90$. El caudal máximo es $Q = 0.087 \text{ m}^3/\text{s}$.

Por lo tanto el caudal de diseño de la boca de tormenta 2 es $Q = 0.1029 \text{ m}^3/\text{s}$ y es controlado por el escurrimiento de la subcuena (b) entera.

Conducto 2:

i) **Cuenca completa (áreas permeables e impermeables de (a) y (b)):** se deben analizar los tiempos de viaje del agua proveniente de las subcuencas (a) y (b). La velocidad en el conducto 1 es 1.02 m/s , de consecuencia el tiempo de viaje de la boca de tormenta 1 a la 2 es 1.96 min . De este modo, el tiempo contado a partir de la subcuena (a) es $T_C = 22.52 + 1.96 = 24.48 \text{ min}$. Dicho tiempo es sin embargo menor que $T_C = 37.32 \text{ min}$ asociado a la parte permeable de (b). Por lo tanto el tiempo de concentración para la cuenca completa es $T_C = 37.32 \text{ min}$, la intensidad asociada es $i=74.96 \text{ mm/h}$, el área de aporte es $A=26320 \text{ m}^2$ y el coeficiente de escurrimiento ponderado es $C=0.37$. El caudal máximo es $Q = 0.2028 \text{ m}^3/\text{s}$.

ii) **Cuenca completa (solo áreas impermeables de (a) y (b)):** considerando solamente las áreas impermeables de las subcuencas ($A=4048+2430 = 6478 \text{ m}^2$), el tiempo de concentración es $T_C = 11.32 + 1.96 = 13.28 \text{ min}$ que le corresponde una intensidad de $132,65 \text{ mm/h}$. El coeficiente de escurrimiento es $C=0.90$. El caudal máximo es $Q = 0.2148 \text{ m}^3/\text{s}$.

Por lo tanto el caudal de diseño del conducto 2 es $Q = 0.2148 \text{ m}^3/\text{s}$ y es controlado por los sectores impermeables de la cuenca.

X.6 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO URBANO DE COLORADO

El método del HUSU de Colorado es una adaptación del HUS de Snyder, visto en el Capítulo VII, a zonas urbanizadas. El método fue desarrollado y calibrado a partir del análisis de 96 hidrogramas unitarios de $t_n=5$ minutos, derivados de eventos observados en 19 cuencas urbanas de la región metropolitana de Denver y Boulder, Colorado, EE.UU (UDFCD, 2016).

El hidrograma unitario sintético urbano fue definido mediante las siguientes variables:

- t_p : tiempo de retardo, definido desde el centroide del hietograma hasta el pico del hidrograma (hs).
- T_p : tiempo al pico, desde el inicio de la lluvia hasta el pico del hidrograma (min).
- t_n : tiempo de lluvia neta (min).
- q_p : caudal pico específico ($m^3/s \cdot km^2 \cdot mm$).
- t_b : tiempo de base (min).
- W_{50} : ancho del HUSU correspondiente al 50% de q_p (min).
- W_{75} : ancho del HUSU correspondiente al 75% de q_p (min).

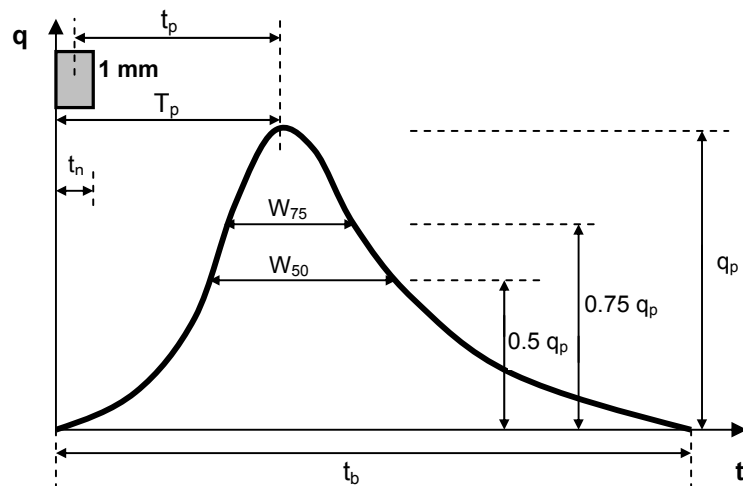


Figura X.9: Parámetros del HUSU de Colorado.

El caudal pico específico para una precipitación unitaria $P=1$ mm se expresa como:

$$q_p = 0.275 \frac{C_p}{t_p} \quad (X.20)$$

con C_p coeficiente de pico definido como:

$$C_p = 0.89 C_t^{0.46} \quad (X.21)$$

donde C_t es un coeficiente de tiempo que contempla el efecto de la topografía, la mayor o menor existencia de redes de conductos, el porcentaje de áreas impermeables, etc. y se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$C_t = \frac{7.81 k_1 k_2}{I^{0.78}} \quad (X.22)$$

En la ecuación (X.22) I representa el porcentaje de áreas impermeables y se expresa en %. La (X.22) es válida para $I > 30\%$.

El factor k_1 contempla la existencia de redes de drenaje pluvial (conductos, galerías):

$$k_1 = \begin{cases} 1.10 & \text{(en áreas con conductos en algunos sectores)} \\ 1.00 & \text{(en áreas con desarrollo medio)} \\ 0.90 & \text{(en áreas totalmente drenadas por sistemas de conductos)} \end{cases}$$

El factor k_2 contempla la pendiente del terreno:

$$k_2 = \begin{cases} 0.40 S^{-0.2} & \text{para } S < 0.01 \\ 1.00 & \text{para } 0.01 \leq S \leq 0.025 \\ 0.48 S^{-0.2} & \text{para } S > 0.025 \end{cases}$$

El tiempo de retardo se expresa en forma análoga al del HUS de Snyder mediante:

$$t_p = 0.752 C_t (L L_C)^{0.3} \quad (X.23)$$

donde L (km) es la longitud del curso principal y L_C (km) es la distancia a lo largo del curso principal, desde la sección de control hasta un punto sobre el curso ubicado lo más próximo posible del centroide del área de aporte.

La duración de lluvia debe verificar $t_n = t_p / 5.5$, para un HUS de otra duración $t_n' \neq t_n$ se debe ajustar el tiempo de retardo mediante: $t_p' = t_p + 0.25 (t_n' - t_n)$.

El tiempo de ocurrencia al pico T_p es:

$$T_p = t_p + 0.5 t_n \quad (\text{X.24})$$

Los anchos de tiempo W_{50} y W_{75} son expresados como:

$$W_{50} = \frac{(0.189 \text{ a } 0.215)}{q_p}; \quad W_{75} = \frac{(0.098 \text{ a } 0.112)}{q_p} \quad (\text{X.25a}) \text{ y } (\text{X.25b})$$

Ambos anchos W se distribuyen como en el HUS de Snyder, es decir, $1/3 W$ antes del pico y $2/3 W$ después del pico.

Finalmente el caudal pico en ($\text{m}^3/\text{s}.\text{mm}$) para el área total A (km^2) es:

$$Q_p = q_p A \quad (\text{X.26})$$

En todos los casos de aplicación se debe asegurar la continuidad en términos de volumen, para lo cual son válidas las ecuaciones (VII.10) y (VII.11) definidas en el Capítulo VII. Igualando ambas ecuaciones se puede despejar el tiempo de base t_b del HUSU.

Ejemplo X.4: Determinar el HUSU de $t_n=10$ min en una cuenca urbana cuyas características son: Área= 6.2 km^2 , $L=5.5 \text{ km}$, $L_c=3.2 \text{ km}$, porcentaje de área permeable = 65%, porcentaje de área impermeable = 35%. Adoptar $k_1=k_2=1$.

Solución

$$C_t = 7.81 / L^{0.78} = 0.488$$

$$t_p = 0.752 C_t (L.L_c)^{0.3} = 0.867 \text{ hs} = 52 \text{ min}$$

$$t_n = t_p / 5.5 = 0.156 \text{ hs} = 9.5 \text{ min (valor muy próximo a 10 min, no es necesario ajustar } t_p)$$

$$C_p = 0.89 C_t^{0.46} = 0.64$$

$$q_p = 0.275 C_p / t_p = 0.2029 \text{ m}^3/\text{s}.\text{km}^2 \text{ mm}$$

$$Q_p = q_p A = 1.2577 \text{ m}^3/\text{s}.\text{mm}$$

$$T_p = 60 t_p + 0.5 t_n = 57 \text{ min}$$

$$W_{50} = 0.215 / q_p = 1.06 \text{ hs} = 63.6 \text{ min (se distribuye } 1/3 \text{ antes del pico y } 2/3 \text{ después del pico)}$$

$$W_{75} = 0.112 / q_p = 0.552 \text{ hs} = 33.1 \text{ min (idem anterior)}$$

$$t_b = 3.335 \text{ hs} = 200.1 \text{ min (deducido a partir de igualar ecs. (VII.10) y (VII.11) del Capítulo VII)}$$

Se satisface la continuidad: $P_n A = V_{\text{HUSU}}$. En la Figura X.10 se presenta el HUSU determinado con el método de Colorado.

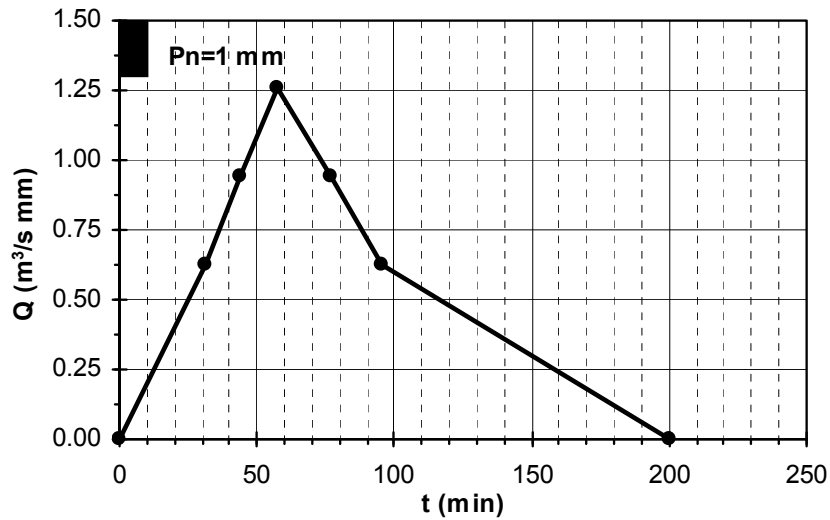


Figura X.10: HUS determinado con el método de Colorado.

Ejemplo X.5: Utilizando el HUS obtenido en el ejemplo X.4 determinar el hidrograma de diseño para el dimensionamiento de un entubamiento en zona urbana. La precipitación neta de diseño es $P_n = 62.5$ mm para $R = 10$ años y el correspondiente hietograma se presenta en la Tabla X.7.

Tabla X.7: Hietograma neto de diseño.

k	Δt (min)	P_k (mm)	k	Δt (min)	P_k (mm)
1	0.0-10	1.0	7	60-70	4.0
2	10-20	2.0	8	70-80	2.5
3	20-30	2.5	9	80-90	2.0
4	30-40	27.0	10	90-100	2.0
5	40-50	10.0	11	100-110	1.0
6	50-60	7.5	12	110-120	1.0

Solución

Se discretiza el HUS en intervalos $\Delta t=10$ min. y se efectúa la convolución con el hietograma neto de diseño. El proceso de convolución se muestra en la Tabla X.8. En la última columna de dicha Tabla se observan las ordenadas del hidrograma de diseño.

X.7 BIBLIOGRAFÍA

- Arnell, V. (1982). *Description and Validation of the CTH - Urban Runoff Model*. Chalmers University of Technology, Department of Hydraulics, Report Series A:5, Göteborg, Sweden.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) and Water Environment Federation (WEF) (1992). *Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems*. ASCE Manuals and Reports of Engineering Practice N. 77, WEF Manual of Practice FD-20, ASCE, New York.
- Basile, P.A.; Riccardi, G.A. y Stenta, H.R. (2012). *Derivación y Parametrización de Curvas IDR para Rosario, Casilda y Zavalla, Santa Fe, Argentina*. III Taller sobre Regionalización de Precipitaciones Máximas. Rosario, Santa Fe, Argentina. UNR Ed., Abril 2012. ISBN 978-950-673-954-6 (CD), pp. 217-226 y 978-950-673-953-9 (e-book).
- Chow, V.T.; Maidment, D.R. y Mays, L.W. (1994). *Hidrología Aplicada*. McGraw-Hill Interameric. S.A..
- García, C.M.; Caamaño Nelly, G. y Dasso, C.M. (2001). Estimación de láminas máximas de lluvia a partir de información pluviométrica diaria. *Revista Ingeniería del Agua*, ISSN 1134-2196, 8(2), 179-189. Valencia, España.
- Hershfield, D.M. (1961). *Rainfall Frequency Atlas of the U.S. for Duration from 30' to 24h and Return Periods from 1-100 years*. United States Weather Bureau. Technical Paper N° 40. Washington, USA.
- Desbordes, M. (1984). *Evacuation des eaux pluviales urbaines: les orientations françaises, recherches et applications de la modélisation, perspectives d'évolution*. Proc. Seminario su Deflussi Urbani, Cosenza, Italia, Enero 1984.
- Deutsch, J.C. y Hemain, J. (1984). *Main results of the French National Program of Urban Runoff Quality Measurements*. Proc. III International Conference on Urban Storm Drainage, Göteborg, Suecia.
- Dooge, J. (1984). *Unit Hydrograph Concepts and Methods*. Lectures notes International Post-Graduate Course on Hydrology – University of Padua, Italy.
- Huber, W.C y Heaney, T.W. (1986). *The USEPA Storm Water Management Model, SWMM: a ten years perspective*. Urban Storm Water Hydraulics and Hydrology, Water Res. Publ., Littleton, Colorado.
- Lindberg, S. y Jorgensen, J.P. (1982). *Modelling of Urban Storm Sewer Systems*. Proc. of the Int. Symposium on Comparison of Urban Storm Drainage Models with Real Catchment Data, UDM'86, Dubrovnik, Yugoslavia.
- Riccardi G.A. (1997). *La transformación lluvia-caudal en ambientes rurales y urbanos: Los procesos hidrológicos y el modelado*. Cuadernos del CURIHAM, N. 4, 1997, pp. 69-87.
- UDFCD (2016). *Urban Storm Drainage Criteria Manual*. Volume 1: Management, Hydrology, and Hydraulics. Urban Drainage and Flood Control District (UDFCD), Denver, Colorado, USA.
- Wisner, P. y Kassem, A. (1983). *Analysis of dual drainage systems by OTTSWMM*. Proc. First International Seminar on Urban Drainage Systems. Southampton, England. Pitman Advanced Publishing Program.