

HIDRÁULICA URBANA

HIDRÁULICA APLICADA

La Hidráulica Aplicada trata del movimiento del agua con vista a las aplicaciones prácticas, entre las cuales se pueden citar:

- APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO
- HIDRAULICA FLUVIAL
- HIDRAULICA MARITIMA
- **HIDRAULICA URBANA**
- MAQUINAS HIDRAULICAS
- HIDRAULICA AGRICOLA

HIDROLOGÍA

Se denomina Hidrología a la ciencia que se dedica al estudio de la distribución, espacial y temporal y propiedades del agua presente en la atmósfera y en la corteza terrestre. Esto incluye variados fenómenos, como lo son las precipitaciones, la escorrentía, la humedad del suelo, la evapotranspiración, el equilibrio de las masas glaciares, etc..

HIDROLOGÍA URBANA

En particular, la Hidrología Urbana es aquella parte de la Hidrología abocada a puntualizar los conceptos específicos que involucran a los sistemas de drenaje en las zonas urbanas, las modificaciones típicas en el proceso lluvia-escurrimiento y métodos que permiten controlar las inundaciones en urbanizaciones.

En los últimos treinta años, se producen cambios que introducen a la Hidrología Urbana un enfoque sistémico y ambientalista, donde el drenaje de excesos pluviales pasa a ser concebido y tratado como una parte de un concepto más amplio: el manejo del agua pluvial urbana (“urban stormwater management”).

HIDRÁULICA URBANA

La Hidráulica Urbana es aquella parte de la Hidráulica Aplicada que trata del diseño de las estructuras hidráulicas que captarán, conducirán y evacuarán las aguas de áreas urbanizadas. Su ámbito de injerencia comprende específicamente a los Desagües Pluviales Urbanos y, se solapa con la Ingeniería Sanitaria en los Abastecimientos de Agua y Desagües Cloacales de las Poblaciones.

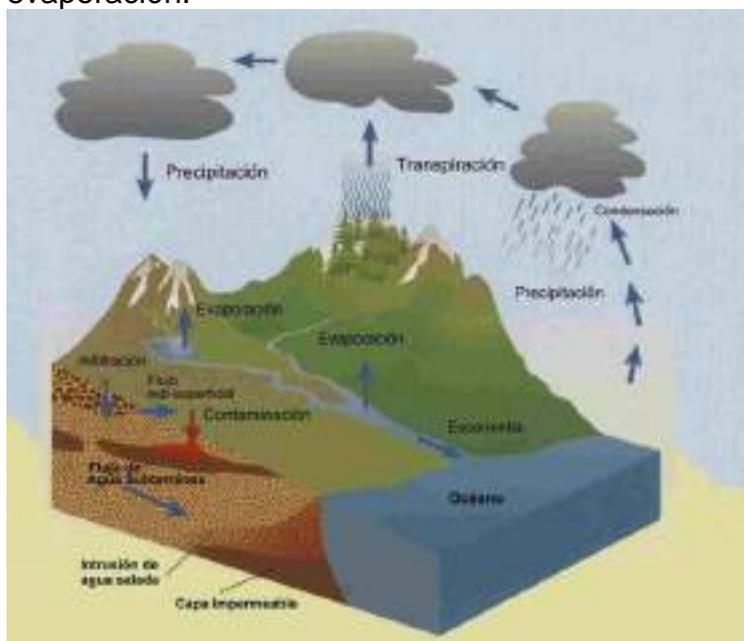
CICLO HIDROLÓGICO EN AMBIENTES URBANIZADOS

El ciclo hidrológico es un fenómeno global de circulación del agua entre la superficie terrestre y la atmósfera, provocado fundamentalmente por la energía solar y la energía gravitacional. Se manifiesta por el conjunto de cambios que experimenta el agua en la naturaleza, tanto en su estado

(sólido, líquido y gaseoso), como en su forma (agua superficial, agua subterránea, etc.). Su desarrollo es irregular, generando periodos de sequías y de inundaciones, que ocurren periódicamente en forma semialeatoria.

Se inicia con la evaporación del agua, principalmente en océanos y mares, formando las nubes, las cuales son transportadas por el viento hacia los continentes. Bajo condiciones meteorológicas adecuadas el vapor de agua se condensa dando origen a la precipitación, consistente en la caída de agua atmosférica, ya sea en forma líquida (lluvia y rocío), o sólida (nieve y granizo). En una zona de régimen pluvial como la nuestra prima la precipitación en forma líquida, con acotadas y ocasionales precipitaciones sólidas.

No toda la precipitación llega al suelo, ya que una parte se evapora durante la caída y otra es retenida (intercepción) por la vegetación o las construcciones, para ser luego devuelta a la atmósfera por evaporación.



De la que llega al suelo, una primera parte es retenida en huecos e irregularidades del terreno (almacenamiento en depresiones), una segunda se infiltra en el terreno, desde donde una parte vuelve a la atmósfera por evaporación y transpiración de las plantas y otra parte recarga las napas freáticas y/o confinadas, las cuales aportan flujo hacia las zonas de descarga en ríos, pantanos o vertientes.

Finalmente, una tercera parte, denominada técnicamente como "lluvia en exceso" da origen al escurrimiento superficial, que fluye primero en forma de lámina para luego concentrarse en pequeñas cárcavas que luego se combinan en arroyos, los cuales desembocan en ríos, dichas aguas son

conducidas a embalses, lagos u océanos, desde donde una parte se almacena, otra se infiltra al terreno y otra se evapora reiniciando el ciclo hidrológico.

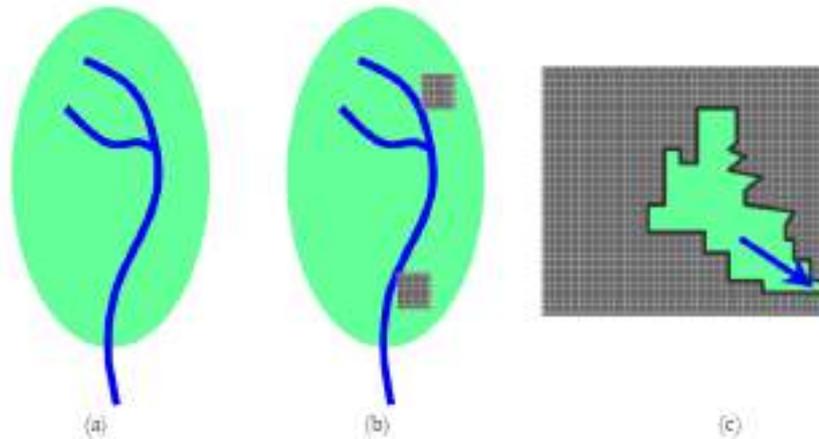
En áreas urbanas toma primordial importancia los procesos de precipitación y escurrimiento superficial, pues por la influencia de la urbanización los demás descriptos se ven minimizados.

CUENCA HIDROGRÁFICA

La porción de la superficie del terreno que colecta el agua de lluvia y la conduce mediante una red de drenaje hasta un punto de interés se denomina cuenca hidrográfica.

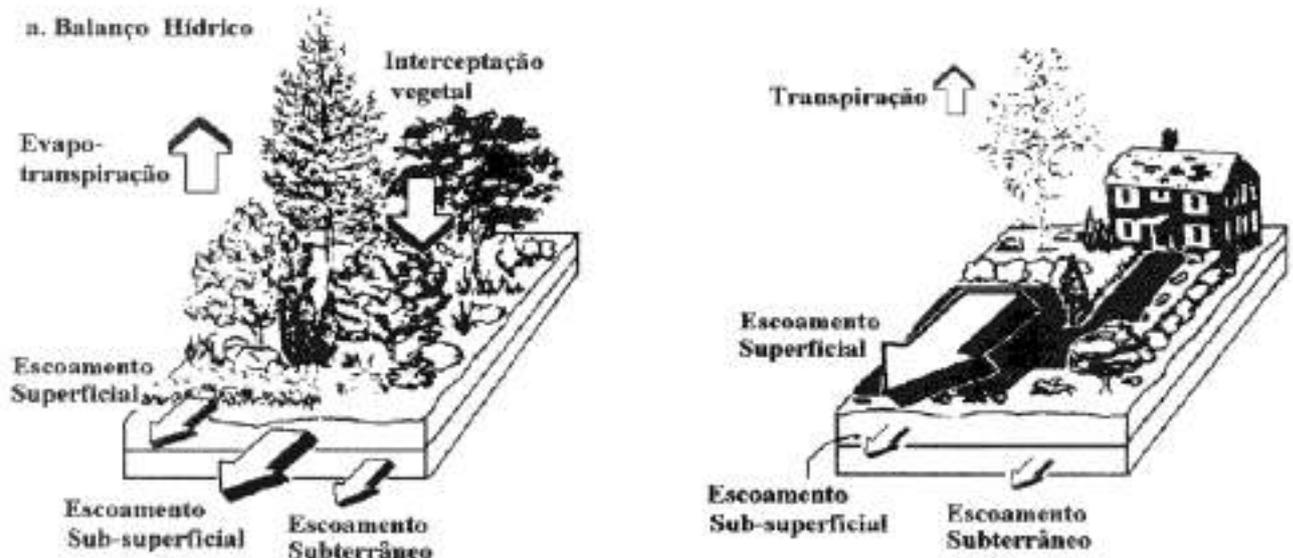
Una cuenca hidrográfica queda delimitada por la línea que une las divisorias de aguas. En áreas planas las obras de infraestructura (camino, canales, etc.) suelen actuar de divisorias de aguas.

Se ilustra en forma esquemática una cuenca en: (a) estado natural, (b) en proceso de urbanización inicial y (c) una cuenca urbana, definida dentro del trazado de calles e influenciada totalmente por el proceso de urbanización.



Las características físicas de una cuenca hidrográfica influyen fuertemente sobre la respuesta hidrológica de la misma. Entre ellas se destacan: el área, la forma, la pendiente media de la cuenca, la densidad de drenaje, la longitud y pendiente del canal principal, el uso y el estado de humedad del suelo.

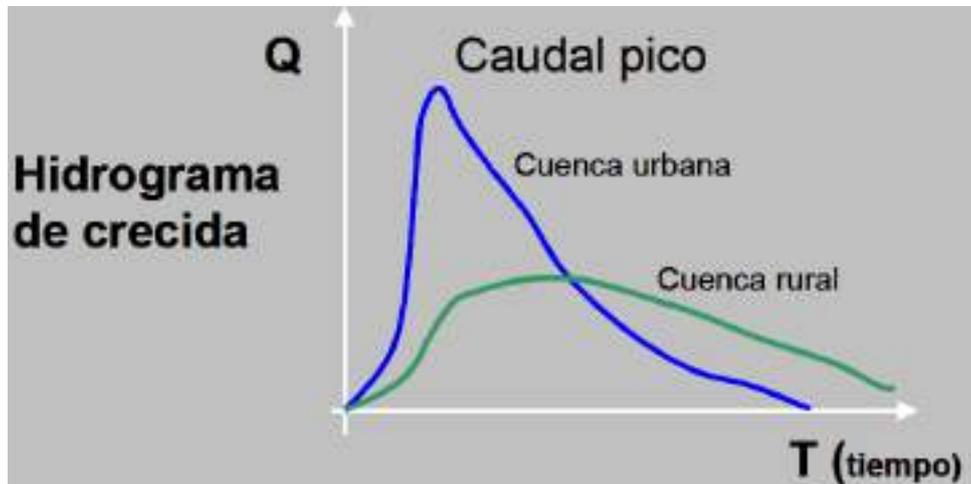
En una cuenca hidrográfica se producen la mayoría de los procesos hidrológicos que componen el ciclo del agua en una región. Existen cuencas que poseen redes de drenaje permanentes o efímeras. La diferencia entre ambas consiste en que en las primeras el escurrimiento subterráneo mantiene un cierto caudal (o nivel) durante la estación seca, en la cual no ocurren lluvias. Ambas drenan el escurrimiento superficial provocado por las precipitaciones.



CRECIDA

Es la respuesta de una cuenca hidrográfica ante la ocurrencia de una precipitación que abarcó total o parcialmente a su área de aporte. Implica la variación de los caudales y niveles en el tiempo. Tanto las características de la cuenca como de la precipitación definen la magnitud y severidad de la crecida. En Hidrología y en Hidráulica Aplicada las crecidas son representadas por gráficos denominados hidrogramas, en los cuales se relacionan las variaciones del caudal (ordenadas) en

función del tiempo (abscisas). En la figura se representa un hidrograma típico de una cuenca hidrográfica rural y de una cuenca urbana.



INUNDACIÓN

Es la condición temporaria de ocupación parcial o completa de áreas de tierras generalmente secas por parte del agua proveniente del desborde de un río o arroyo, y/o la acumulación inusual de agua desde cualquier fuente.

Se entiende que no todas las crecidas (naturales o artificiales) provocan inundaciones.

PREVISIÓN Y PRONÓSTICO DE CRECIDAS

La previsión de caudales en un determinado lugar puede ser realizada a corto plazo (tiempo real) o a largo plazo.

La previsión de corto plazo se denomina pronóstico en tiempo real e implica el acompañamiento de la crecida cuando la precipitación es conocida o prevista. En este proceso se emplea un modelo matemático hidrológico-hidráulico que calcula el caudal (o el nivel) del río en base a la precipitación conocida o prevista.

El pronóstico de crecidas se realiza por lo general con pocas horas o días de antecedencia, dependiendo del tiempo que requiere el agua, después de precipitada, para escurrir por la cuenca hidrográfica hasta la sección del río donde se desea la información.

Como el pronóstico meteorológico o hidrológico no permite estimar la precipitación y el caudal con mucha antecedencia, la previsión de largo plazo en un determinado lugar es de tipo estadístico. En otras palabras, en la previsión de largo plazo se determina la probabilidad de que ocurra un nivel o un caudal en base a datos históricos registrados anteriormente en aquel lugar (o en alguno vecino de características hidrológicas similares).

PROBABILIDAD Y TIEMPO DE RETORNO

Utilizando los datos históricos de caudales o niveles en un determinado lugar de interés puede ser estimada la probabilidad de que un determinado nivel o caudal sea igualado o superado en un año cualquiera. Para ello es fundamental disponer de datos hidrológicos que permitan realizar esta estimación.

Supóngase, por simplicidad que un río posee un régimen hidrológico tal que provoca una crecida por año.

Un tiempo de retorno de 10 años significa que, en promedio, la crecida se puede repetir a cada 10 años o que en cada año la misma posee el 10% de chance de ocurrir

RIESGO HÍDRICO

Es la probabilidad de que ocurra un determinado fenómeno hídrico en un determinado período de tiempo. Para ejemplificar puede averiguarse cuál es la probabilidad de que la crecida de $T_r = 10$ años ocurra en los próximos 5 años. Es decir, aquí interesa conocer cuál es la probabilidad de ocurrencia en todo un período y no sólo para un año cualquiera. La ecuación a aplicar es la siguiente:

$$P_n = 1 - (1 - 1/T)^n$$

donde n es el número de años en el cual se desea estimar la probabilidad; P_n es la probabilidad deseada. Para la pregunta arriba citada la respuesta resulta:

$$P_n = 1 - (1 - 1/10)^5 = 0,41 \text{ o } 41\%$$

Es decir, existe un 41% de probabilidad de que la crecida se presente en los próximos 5 años.

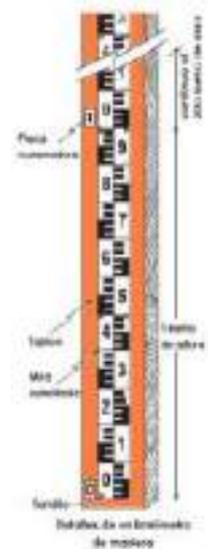
MECÁNICA DE LA INUNDACIÓN

Todos manejamos el concepto de que el volumen de agua que escurre por unidad de tiempo (denominado caudal y medido en m^3/seg) en los cauces de ríos y arroyos se magnifica en mayor o menor grado luego de una lluvia. Es evidente que esa magnificación del caudal constituye el efecto causado por la lluvia y su representación gráfica en función del tiempo se denomina "hidrograma de crecida" (ver Gráfico precedente).

Los caudales producidos por las lluvias escurren originariamente en forma de láminas sobre los suelos, impulsados por la ley de gravedad en la dirección de la mayor pendiente, de esta forma se van concentrándose en corrientes que van excavando por erosión su propio cauce. Estas corrientes pueden ser impermanentes, tal el caso de cañadas por donde solo escurren caudales luego de una lluvia, o permanentes, que constituyen los arroyos y ríos, con cauces bien definidos.

Cuando los caudales escurren sin desbordar los cauces ni producir daños hablamos de aguas o eventos normales. Cuando los cauces son superados, generando láminas de desborde fuera y por encima del cauce, hablamos de aguas o eventos extraordinarios, a los cuales el acervo popular llama inundación, o sea la presencia de niveles líquidos superficiales superiores a los habituales en una

determinada área. Ese nivel se caracteriza mediante la medición altimétrica en un punto de estudio, mediante escalas denominadas “limnímetros”.



En un planteo simplista, la magnitud de los caudales que escurren en un determinado cauce luego de una precipitación depende de dos factores:

1. la distribución areal y temporal de la precipitación y,
2. de la conformación y características del área desaguada por el cauce (cuenca)

Cada cauce posee una capacidad de conducción de caudales que le es propia, la cual depende a su vez de tres factores:

1. la sección de paso disponible
2. la pendiente del cauce y,
3. la rugosidad del cauce

Si el caudal provocado por la precipitación sobre la cuenca sobrepasa la capacidad de conducción del cauce, el líquido desborda y se produce la inundación.

CARACTERÍSTICAS DEL ESCURRIMIENTO ENCAUZADO

Los procesos de escurrimiento en un río, canal o arroyo varían en el espacio y en el tiempo. Para dimensionar las obras hidráulicas o para conocer una situación límite (generalmente asociada a la condición de caudales máximos), muchas veces se admite que el escurrimiento ocurre en régimen permanente, o sea, se admite que no existe variación en el tiempo de las características de la corriente.

Sin embargo, el cálculo en régimen no permanente permite conocer los niveles y caudales tanto a lo largo del tramo del río en cuestión como a través del tiempo, representando la situación real.

El escurrimiento en un río depende de varios factores que pueden ser agrupados en dos conjuntos:

1. controles de aguas abajo: definen la pendiente de la línea de agua. Los controles de aguas abajo pueden ser estrangulamientos del río debido a puentes, terraplenes, cambios de la sección transversal, embalses, océano, etc.. Estos controles reducen el caudal de un río independientemente de la capacidad local del escurrimiento;

2. controles locales: definen la capacidad de cada sección del río de transportar una cierta cantidad de agua. La capacidad local de escurrimiento depende del área de la sección transversal, del perímetro, de la rugosidad de las paredes y de la pendiente del curso. Cuanto mayor la capacidad de escurrimiento, resulta menor el nivel de agua.

Para ejemplificar este proceso, Tucci (2001) propone la siguiente analogía con el tráfico de una avenida, ya que se trata de un proceso que las personas en general conocen bien. La capacidad de tráfico de automóviles de una avenida vial, a una determinada velocidad, depende del ancho de la misma y de su número de carriles. Cuando el número de automóviles es superior a su capacidad, el tráfico se torna lento y ocurre congestión. En un río, a medida que llega un volumen de agua superior a su caudal normal, el nivel sube e inunda las áreas ribereñas. Por lo tanto, el sistema está limitado en ese caso a la capacidad local de transporte de agua (o de automóviles).

Considérese, por ejemplo, el caso de una avenida que posee dos carriles en un sentido y un punto de la misma donde el ancho se restringe a sólo un carril. Existe un tramo de la avenida, antes de llegar al punto de reducción de carriles, en el cual se reduce la velocidad de todos los automóviles, por lo que se crea un congestionamiento. Este fenómeno no se produce por la capacidad de la avenida en aquel punto sino por lo que ocurre en el tramo posterior de ancho restringido.

En ese caso, la capacidad está limitada por la transición de carriles (que ocurre hacia abajo) y no por la capacidad local de la avenida.

De la misma forma, en un río, si existe un puente, terraplén u otra obstrucción, el caudal de aguas arriba es reducido por el represamiento de aguas abajo y no por su capacidad local. Con la reducción del caudal ocurre aumento de los niveles. Ese efecto generalmente es denominado "remanso".

La longitud del tramo de transición, que sufre los efectos de aguas abajo depende de factores que varían con el nivel, pendiente del escurrimiento y capacidad del escurrimiento a lo largo de todo el tramo.

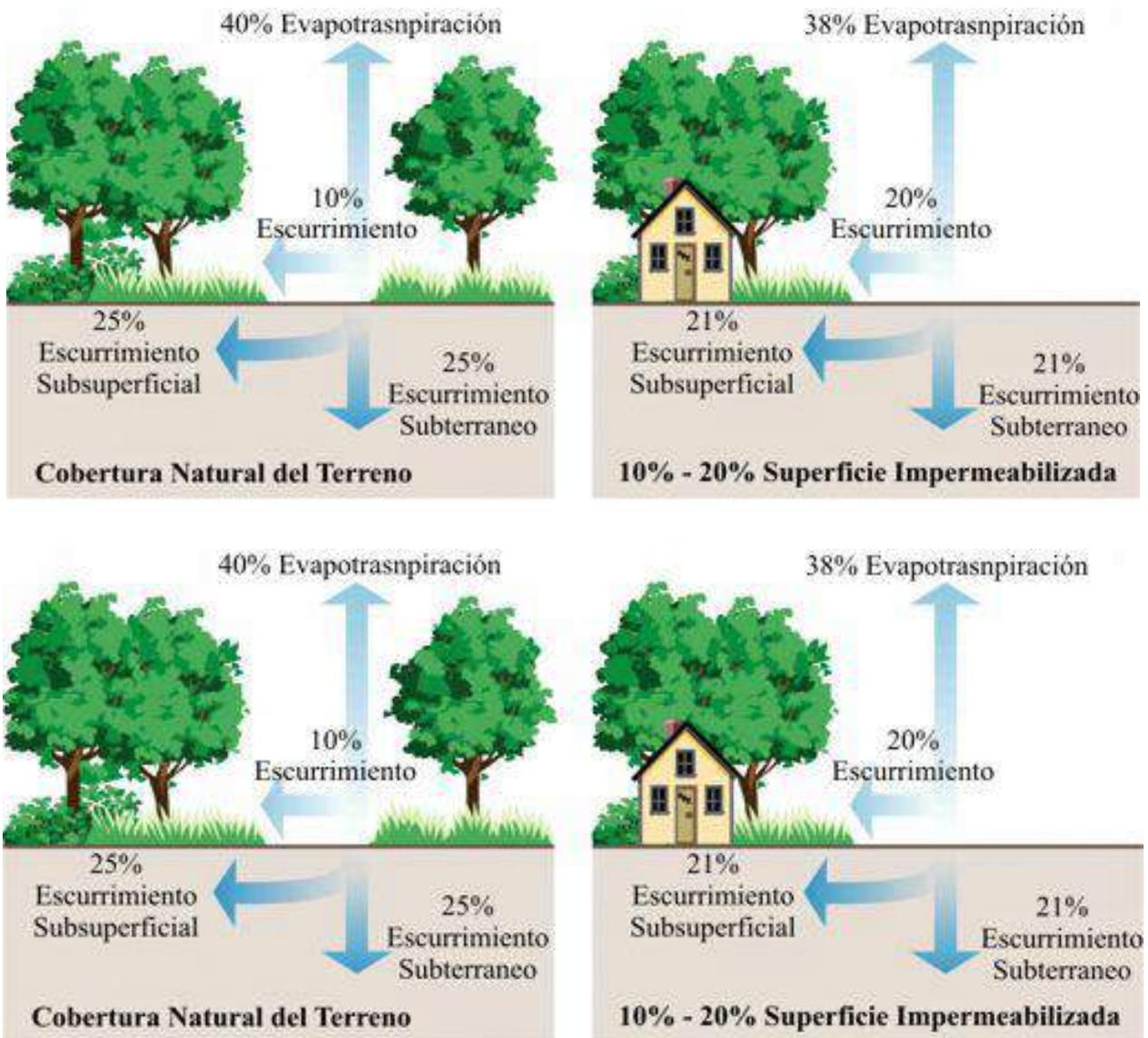
IMPACTO HIDROLÓGICO DE LA URBANIZACIÓN

La urbanización produce un marcado impacto sobre el ciclo del agua, provocando numerosos efectos. Entre ellos Chocat (1997a) destaca cinco:

- (a) la impermeabilización del suelo,
- (b) la aceleración de los escurrimientos,
- (c) la construcción de obstáculos al escurrimiento,

- (d) la "artificialización" de las acequias, arroyos y ríos en áreas urbanas y,
- (e) la contaminación de los medios receptores.

Los tres primeros tienen una influencia significativa sobre el aumento de la frecuencia de las inundaciones en los medios urbanos.



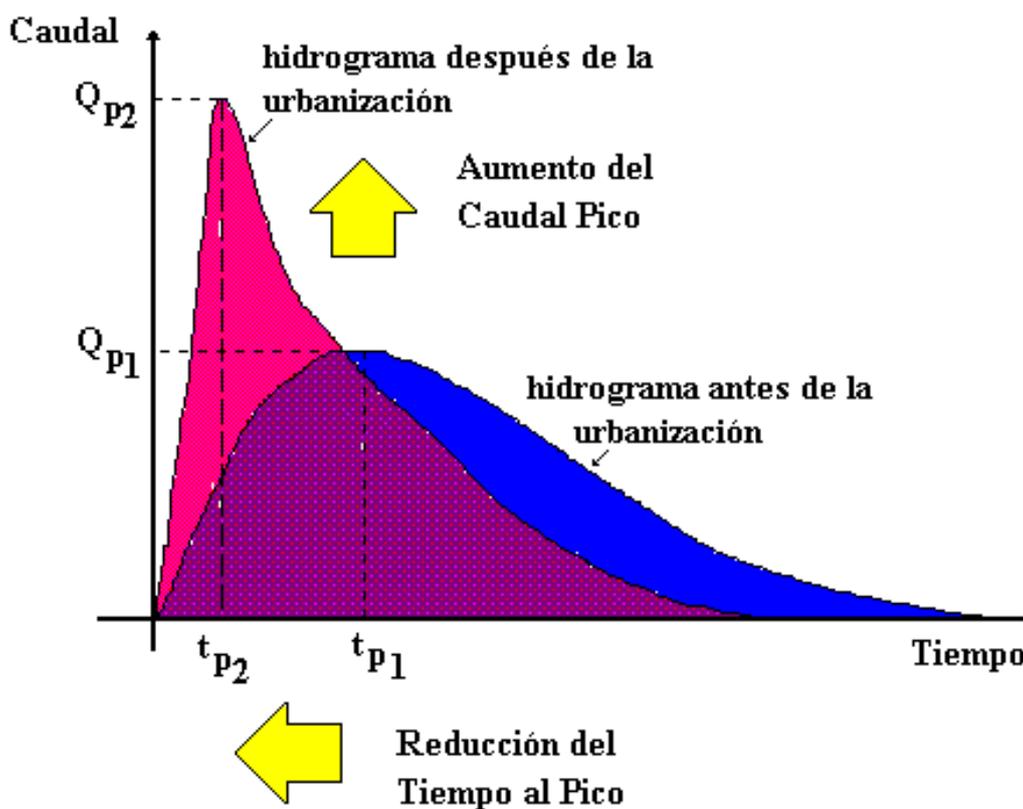
Relación entre impermeabilización y aumento del escurrimiento superficial. (Fuente: Stream Corridor Restoration: Principles, Processes and Practice; FISRWG, 2001).

IMPACTOS CUANTITATIVOS DE LA URBANIZACIÓN

El desarrollo urbano, la pavimentación y la proporción cada vez menor de espacios verdes en relación con las zonas edificadas traen como consecuencia un aumento notable de los escurrimientos pluviales en las ciudades.

En las ciudades más chicas con pocas calles pavimentadas, terrenos baldíos intercalados y con casas generalmente provistas de fondos de tierra o jardines, la lluvia encuentra una gran proporción de zonas de infiltración (tierra, jardines) con relación a las zonas impermeables (techos, pavimentos). El agua que escurre como resultado de la lluvia de determinada intensidad sobre un área en esas condiciones es muy inferior a la que se produce sobre una ciudad densamente urbanizada donde prácticamente el 100% de su superficie es impermeable.

La urbanización en una cuenca tiende a llenar las áreas bajas (las cuales previamente proveían almacenamiento) y a pavimentar áreas permeables (que proveían infiltración). La suma de un sistema de alcantarillado pluvial con cordones y cunetas colecta más escurrimiento y lo dirige a cauces, lagos o humedales. Esta acción produce un gran volumen de escurrimiento con altos y frecuentes caudales picos, que producen importantes daños a la integridad física y biológica del cauce receptor.



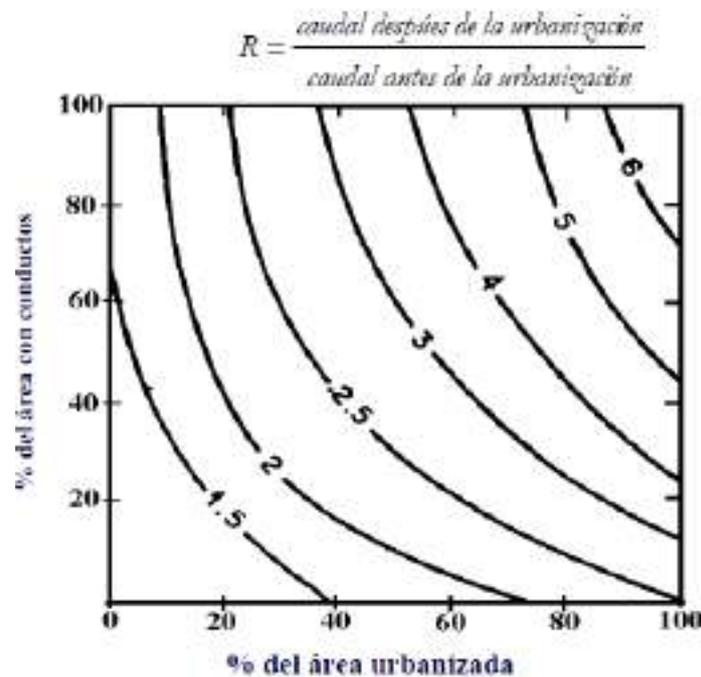
Impacto hidrológico de la urbanización: variaciones en el hidrograma.

UNESCO (1987) ejemplifica a través de algunas situaciones medias el impacto que la urbanización produce en las áreas urbanizadas:

- 0,1 ha de área rural se convierte en urbana per cápita de incremento poblacional;
- Un aumento de la impermeabilidad de 40% produce una disminución del 50% en los tiempos de distribución del escurrimiento y un aumento del 90% del caudal máximo de las crecidas;

- Cuando la densidad poblacional pasa de 0,4 hab/ha a 50 hab/ha los tiempos de distribución de los escurrimientos se reducen a la décima parte y los volúmenes escurridos aumentan diez veces;
- La evapotranspiración se reduce en un 38%;
- El escurrimiento superficial aumenta en un 88%.

La literatura especializada cita algunos valores que permiten dimensionar la magnitud de este impacto. Para una cuenca de 260 has Leopold (1968) estimó que su urbanización total junto a la ejecución de conductos de drenaje puede aumentar el caudal pico hasta seis veces con relación a la situación natural. Cabe consignar que en algunos casos el impacto hidrológico ha superado estos porcentajes.



Efecto de la urbanización sobre el caudal medio de crecida en un área de 0,26 km² (1 mi²) (Leopold, 1968).

Desbordes (1989) cita que, a causa de obras derivadas de la urbanización, algunas cuencas francesas han visto su tiempo de respuesta dividido por un factor del orden de 5 a 15 y, en consecuencia, la multiplicación del caudal de punta específico ha sido afectado por un factor variando entre 5 y 50.

Tucci (1994) analizó la variación del coeficiente de escurrimiento entre áreas rurales y urbanas, concluyendo que para sectores con urbanización media esta variación puede llegar a valores del orden del 200%.

Según UNESCO (1987) se han identificado los siguientes impactos a cauces producidos por el incremento de la urbanización:

- Los caudales máximos se incrementan de 2 a 5 veces sobre los de la "pre urbanización".
- La frecuencia de eventos de inundaciones puede incrementar desde 1 cada dos años a 3-5 veces cada año.
- El escurrimiento alcanza el cauce receptor mucho más rápido (hasta un 50 %).
- Se reduce el caudal base de los cursos debido a una menor infiltración.
- La sedimentación producida por un incremento de la erosión llena tramos de remanso en los cauces, impactando directamente la vida acuática y el número y tipos de organismos que se encuentran.
- La cantidad de contaminantes que entran al sistema fluvial durante y después de la urbanización se incrementan en un orden de magnitud.
- La temperatura de un cauce urbano puede incrementarse 0,08°C por cada 1% de incremento de la impermeabilidad.
- La temperatura de un cauce urbano puede incrementarse 0,83°C a cada 30 m cuando fluye a través de áreas sin sombra.

Otro efecto de la urbanización sobre el ciclo del agua es la reducción de la evapotranspiración debido a la sustitución de la cobertura vegetal. La superficie urbana no retiene agua como esta última y no permite la evapotranspiración del follaje y del suelo.

La proporción de las alteraciones varían de acuerdo con las condiciones de cada localidad, en función de la geología, tipo de suelo, cobertura, pluviosidad y clima. En la Tabla siguiente se presenta un ejemplo cuantitativo del impacto hidrológico de la urbanización para un clima templado.

Proceso analizado	Pre urbano	Pos urbano
	[%]	[%]
Evapotranspiración	40	25
Escurrecimiento superficial	10	43
Escurrecimiento subterráneo	50	32
Escurrecimiento total	60	75

Variación del balance hídrico con la urbanización en un clima templado, en % de la precipitación total (OECD,1986).

Para una localidad donde la cobertura es rocosa e impermeable probablemente las alteraciones relativas serán menores. Para cuencas donde el escurrimiento superficial es insignificante el impacto podrá ser mayor.

El impacto de la urbanización es más significativo para precipitaciones de alta frecuencia, donde el efecto de la infiltración es más importante. Para precipitaciones de baja frecuencia la relación entre el escurrimiento asociado a las condiciones naturales y a la condición con urbanización son relativamente menores. Ello es debido a que la infiltración tiende a ser la misma, independientemente de la precipitación, pues ésta es mayor que la capacidad de infiltración. Como la red de conductos

pluviales está dimensionada para riesgos pequeños, durante lluvias de gran magnitud ocurren acumulaciones de agua en las calles, las que funcionan como amortiguadores. Esta situación también es observada en las condiciones naturales de las cuencas. Por lo tanto, la tendencia es que a medida que aumenta el riesgo disminuye la diferencia relativa entre los caudales máximos “pre” y “pos” urbanos.

Otro efecto provocado por la urbanización es la alteración de los niveles de los acuíferos subterráneos. Con la reducción de la infiltración, los acuíferos tienden a disminuir su nivel freático por falta de alimentación (principalmente cuando el área urbana es muy extensa). Ello provoca, a su vez, una reducción del escurrimiento subterráneo (ver Tabla).

Sin embargo, también puede registrarse un efecto contrario: un fenómeno registrado en diversas ciudades es el ascenso progresivo de los niveles de agua subterránea. En general se observa esta situación en ciudades que importan el agua desde cuerpos de agua cercanos y emplean fosas sépticas como destino del efluente cloacal domiciliario. La combinación de ambas prácticas produce una alteración en el balance hídrico local que concluye con el ascenso de niveles freáticos.

IMPACTOS CUALITATIVOS DE LA URBANIZACIÓN

Con el desarrollo urbano varios elementos antrópicos que actúan sobre el ambiente son introducidos en la cuenca hidrográfica. Entre los principales Tucci (2001) cita a los siguientes:

- **Aumento de la temperatura.** Las superficies impermeables absorben parte de la energía solar, aumentando la temperatura ambiente. El efecto es la producción de islas de calor en la parte central de los centros urbanos, donde predomina el hormigón o el asfalto. Este último, debido a su color, absorbe más energía debido a la radiación solar en relación a las superficies naturales y al hormigón. A medida que el asfalto envejece tiende a oscurecerse y a aumentar la absorción de radiación solar. Este último efecto aumenta, a su vez, la emisión de radiación térmica que regresa a la atmósfera, generando el calor. El aumento de temperatura también crea condiciones de movimiento de aire ascendente que puede crear un aumento de precipitación. Silveira (1997) mostró que la parte central de Porto Alegre (Brasil) presenta mayor índice pluviométrico que la periferia de la ciudad, atribuyendo esa tendencia a la urbanización. Como en el área urbana las precipitaciones críticas son las más intensas, de corta duración, esas condiciones contribuyen para agravar las crecidas urbanas.
- **Aumento de sedimentos.** Durante el desarrollo urbano se verifica un significativo aumento de los sedimentos producidos por la cuenca hidrográfica. Ello es debido, entre otras causas, a la limpieza de terrenos para nuevos loteos, la construcción de calles, avenidas y rutas y las construcciones de edificios y viviendas. En la Figura 3.11 se puede observar la tendencia de producción de sedimentos de una cuenca en sus diferentes estados de desarrollo. Las principales consecuencias ambientales de la producción de sedimentos son las siguientes: (a) colmatación de los sistemas de drenaje, incluidos ríos y lagos urbanos; (b) transporte de contaminantes agregados a los sedimentos, que contaminan las aguas pluviales. A medida que el proceso de urbanización avanza en la cuenca y se consolida la densificación de las construcciones, la producción de sedimentos se puede reducir.
- **Aumento del material sólido (basura):** La producción de residuos sólidos produce uno de los mayores inconvenientes en el drenaje pluvial urbano. La basura obstruye el drenaje y crea

peores condiciones ambientales. Este problema solamente es minimizado con: (i) una adecuada frecuencia de colecta, (ii) mayor educación de la población y (iii) la aplicación de multas severas.

En Brasil la producción de residuos sólidos es del orden de 0,5 a 0,8 kg/hab./día pero no existen datos acerca del porcentaje que llega al sistema de drenaje pluvial (Tucci, 1997).

En San José, California (EEUU), los residuos sólidos que llegan a los conductos de drenaje fueron estimados en 1,8 kg/hab./año (Larger et al., 1977).

En los países de América Latina esta carga debe ser mayor, dado que muchas veces los sistemas de drenaje son utilizados como depósitos de residuos. En los últimos años se ha verificado un sensible incremento de la producción de residuos sólidos a partir de la existencia de nuevos embalajes, tanto de cartón como de plástico y botellas de tipo "pet".

En los países desarrollados es habitual el empleo de rejillas que retienen los residuos sólidos antes del ingreso a los cuencos de detención (o micro embalses).

- **Decaimiento de la calidad del escurrimiento pluvial:** La calidad del agua de origen pluvial no es mejor que la de un efluente cloacal con tratamiento secundario. La cantidad de material suspendido en el drenaje pluvial es superior a la encontrada en el efluente cloacal in natura. Ese volumen es más significativo en el inicio de las crecidas.

Los efluentes urbanos pueden ser mixtos o combinados (cloacal y pluvial en un mismo conducto) o separados (redes pluvial y cloacal separadas). La tendencia actual en la mayoría de los países de América Latina es al desarrollo de redes de tipo separadas. Solamente en los sectores antiguos de algunas ciudades existen sistemas combinados.

Actualmente, debido a la falta de capacidad financiera para la ampliación de la red cloacal, algunos municipios han permitido el uso de la red pluvial para el transporte de líquidos cloacales. Esto puede ser una solución inadecuada a medida que ese efluente no es tratado, además de inviabilizar algunas soluciones de control cuantitativo del efluente pluvial.

La calidad del agua de la red pluvial depende de varios factores, como ser:

- (a) limpieza urbana (frecuencia, tipo, etc.);
- (b) intensidad de la precipitación;
- (c) distribución temporal y espacial de la precipitación;
- (d) período del año;
- (e) tipo de uso del área urbana.

Los principales indicadores de la calidad del agua son los parámetros que caracterizan la contaminación orgánica y la cantidad de metales.

Las principales condiciones de contaminación de los acuíferos urbanos se asocian a:

- (a) vertederos sanitarios que contaminan las aguas subterráneas debido al proceso natural de precipitación e infiltración;

(b) fosas sépticas (o "pozos negros") empleadas en gran parte de las ciudades de América Latina como destino final del efluente cloacal domiciliario. El conjunto de fosas sépticas tiende a contaminar la parte superior del acuífero. Esa contaminación puede comprometer el

abastecimiento de agua cuando existe comunicación entre diferentes capas de los acuíferos a través de la percolación y la perforación inadecuada de los pozos artesianos;

(c) la red de conductos pluviales, a través de pérdidas de volumen en su transporte y/o obstrucciones que presionan el agua contaminada hacia fuera del sistema de conductos.

TIPOS DE INUNDACIONES EN ÁREAS URBANAS

Aunque las inundaciones urbanas parezcan todas muy similares, para su análisis es necesario distinguir dos tipos básicos, asociados a procesos que ocurren en forma aislada o integrada.

En efecto, en un área urbana pueden ocurrir: inundaciones provocadas por el crecimiento urbano tradicional (inundaciones debidas a la urbanización) e inundaciones en zonas de cauces preexistentes (inundaciones ribereñas).

INUNDACIONES DEBIDAS A LA URBANIZACIÓN

Son aquellas en que el aumento de su frecuencia y magnitud se debe fundamentalmente al proceso de ocupación del suelo con superficies impermeables y redes de conductos de escurrimiento. Ocurren en áreas localizadas en proximidades de los sectores más bajos de calles y/o avenidas. Estas inundaciones pueden ser constantes u ocasionales.

En el caso de inundaciones constantes la causa básica radica en errores en el proyecto o en la ejecución de pavimentos de calles y avenidas, en la modificación local de la rasante de la calle por la acción de árboles o “lomadas”, en la ubicación inadecuada o insuficiente de bocas de tormenta o en la falta de análisis de las consecuencias de la concentración excesiva del flujo sobre ramales existentes.

También puede ser una causa el represamiento del flujo provocado por problemas de aguas abajo. Igualmente probables son las obstrucciones debido a hojas, basuras, sedimentos u otros elementos, aunque en estos casos las inundaciones no son repetitivas y desaparecen con el mantenimiento del sistema.

El desarrollo urbano puede producir además obstrucciones al escurrimiento (terraplenes, pilas de puentes, colmatación de conductos y canales, etc.), hecho que agrava también estas inundaciones

INUNDACIONES RIBEREÑAS

Se asocian a la urbanización indebida de áreas inundables aledañas a los cursos de agua. En general estas inundaciones se asocian a eventos severos.

Para comprender mejor este último tipo de inundaciones es preciso recordar que el cauce de un curso de agua está compuesto por el lecho menor y el lecho mayor. El lecho menor es aquel ocupado totalmente por el río con un período de retorno que oscila entre 2 y 5 años (2,5 a 3 años en promedio).

Tal condición se denomina de “márgenes llenas” (Bankfull en la literatura de lengua inglesa). La crecida máxima anual (u ordinaria) es contenida totalmente por el lecho menor. El lecho mayor de los ríos es ocupado por las aguas con una recurrencia (o tiempo de retorno) mayor, hecho que anima a la ocupación de dichas tierras.



Lecho menor y mayor correspondientes al cauce de un río

- (i) falta de restricciones municipales sobre el loteo de áreas con alto riesgo inundación;
- (ii) secuencias de años relativamente secos, que provocan el “olvido” de empresarios, autoridades y población en general;
- (iii) falta de alternativas de la población de baja renta para acceder a lotes relativamente baratos;
- (iv) ocupación supuestamente temporaria (y/o invasión) por parte de la población más carenciada por tratarse de áreas pertenecientes al poder público o despreciadas por el sector privado.

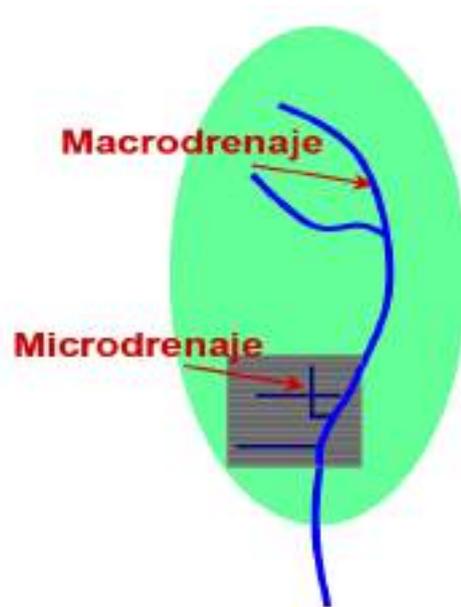
A fin de contrarrestar la presión generada por estas dos últimas causales es necesario que la Administración Municipal posea un plan para el desarrollo social de la ciudad, que contemple entre otros aspectos la no-ocupación de áreas con riesgo hídrico.

SUBSISTEMAS DEL DRENAJE URBANO: MACRO Y MICRO DRENAJE

La diferenciación en el tipo de inundaciones antes indicada se corresponde con los subsistemas básicos que componen el sistema de drenaje pluvial urbano de una ciudad.

En efecto, de acuerdo a una tendencia cada vez más marcada en la literatura especializada, para la planificación, proyecto y operación de un sistema de drenaje urbano corresponde distinguir en él dos niveles o subsistemas diferentes: el macro y el micro drenaje.

El subsistema de **Macro drenaje** incluye todos los cursos del escurrimiento definidos por las depresiones topográficas naturales de la cuenca, aún siendo efímeros. Por lo general drena áreas mayores a 5 km², dependiendo del tamaño de la ciudad y relieve de la región. Una característica fundamental de este componente es que siempre existe, aún cuando no se ejecuten obras específicas de drenaje. A los fines del proyecto este subsistema debe ser capaz de eliminar o reducir los daños provocados por lluvias excepcionales, convenientemente entre 25 y 100 años de tiempo de recurrencia (o más).



Subsistemas asociados al drenaje urbano

Por su parte, el subsistema de **Microdrenaje** abarca todas las obras de drenaje realizadas en áreas donde el escurrimiento natural suele no estar bien definido, siendo determinado por la ocupación del suelo. En un área urbana el subsistema de micro drenaje típicamente incluye al trazado de las calles, los sistemas de cordón-cuneta y/o alcantarillas, las bocas de tormentas y los sistemas de conducción subterránea hasta el macro drenaje. Este subsistema debe estar proyectado para operar sin inconvenientes ante tormentas con períodos de retorno entre 2 y 25 años, dependiendo del tipo de ocupación del sector.

CONTROL DE INUNDACIONES EN CUENCAS URBANAS

Para evitar los eventos de inundación se puede actuar:

- sobre sus causas, evitando que se produzca a futuro la magnificación de los caudales y la disminución de las capacidades de conducción,
- sobre sus consecuencias, laminizando y/o canalizando los caudales ya magnificados, ó
- con una conveniente conjunción de las dos anteriores, actuar sobre causas y consecuencias.

Existen dos tipos básicos de medidas consagrados por la literatura para lograr el manejo y control del drenaje pluvial urbano: estructurales y no estructurales.

Las **medidas estructurales** se relacionan con la ejecución de obras hidráulicas (presas, diques laterales, canales, conductos, sumideros, cordones cuneta, etc.) tanto en la cuenca hidrográfica como sobre los cursos de agua que actúan de colectores principales del sistema.

Las **medidas no estructurales** son de tipo preventivo (zonificación de áreas inundables, planes de alerta y seguros contra inundaciones) y presuponen una convivencia razonable de la población con

los problemas derivados de los procesos naturales. Las mismas intentan compatibilizar los costos de obras a ejecutarse con los recursos realmente disponibles.



Medidas de manejo y control de inundaciones

Por lo general las medidas estructurales envuelven mayores costos en relación a las medidas no estructurales. La tendencia actual es a realizar una combinación de ambos tipos de medidas objetivando el logro de la mejor solución posible.

MEDIDAS ESTRUCTURALES

De acuerdo a Simons et al. (1977), incluyen obras que objetivan:

- (a) acelerar el escurrimiento: a través de sistemas de conducciones subterráneas, canalizaciones, diques laterales de contención, disminución de la rugosidad, cortes de meandros, aumentos de pendiente, etc.;
- (b) desviar el escurrimiento: canales o conductos de desvío (alivio) para aguas máximas;
- (c) retardar el escurrimiento: micro embalses de retención o de retardo a nivel domiciliario, en sistemas de conductos o a nivel del macro drenaje urbano (atenuadores de crecidas);
- (d) reducir el escurrimiento: mediante superficies filtrantes y conductos subterráneos de drenaje que permiten una filtración controlada. Entre las superficies filtrantes se incluyen áreas parquizadas y pavimentos porosos. A excepción de las áreas con pastos, la efectividad de estas soluciones depende del grado de porosidad de las cavidades artificiales a través del tiempo. Se ha verificado que por lo general los sedimentos obstruyen substancialmente los poros o huecos, reduciendo considerablemente el pasaje de agua.

MEDIDAS NO ESTRUCTURALES

Un ejemplo es la zonificación de áreas inundables, por la que se establecen pautas de edificación en función del riesgo de inundación de los distintos loteos. Estas pautas incluyen tipo y destino de las edificaciones permitidas, cotas mínimas, tipo de obras correctivas que deberán ser encaradas,

etc. Por lo general se consideran restricciones al uso del suelo en niveles inferiores a la crecida de 100 años de tiempo de retorno o asociados a la más alta crecida registrada.

En la zonificación de la sección del río puede ser dividida en tres partes principales:

1. zona de pasaje de las crecidas ordinarias (lecho menor): cualquier construcción en esa área reducirá el área de escurrimiento, elevando los niveles aguas arriba de esa sección. Esta faja debe quedar totalmente desobstruida;
2. zona de ocupación con restricciones: es la faja restante de la superficie inundable que debe ser ocupada bajo estrictas restricciones de acuerdo a la reglamentación, ya que se inunda con cierta frecuencia. Debido a las pequeñas profundidades y a las bajas velocidades, la contribución de esta zona al escurrimiento puede no ser significativa;
3. zona de bajo riesgo: es la faja que posee una pequeña probabilidad de inundar, pero que necesita una reglamentación para lograr una convivencia adecuada de la población con las crecidas, en la eventualidad de ser alcanzadas esas cotas.

La reglamentación a implementar depende de las características del escurrimiento, la topografía y el tipo de ocupación de cada faja. La zonificación debe ser incorporada en el Plan Director Urbano de la ciudad. Su reglamentación se define por medio de la legislación municipal específica o por el Código de Edificación. Para las áreas ya ocupadas, la zonificación puede establecer un programa de transferencia de la población y/o convivencia con lo eventos más frecuentes.

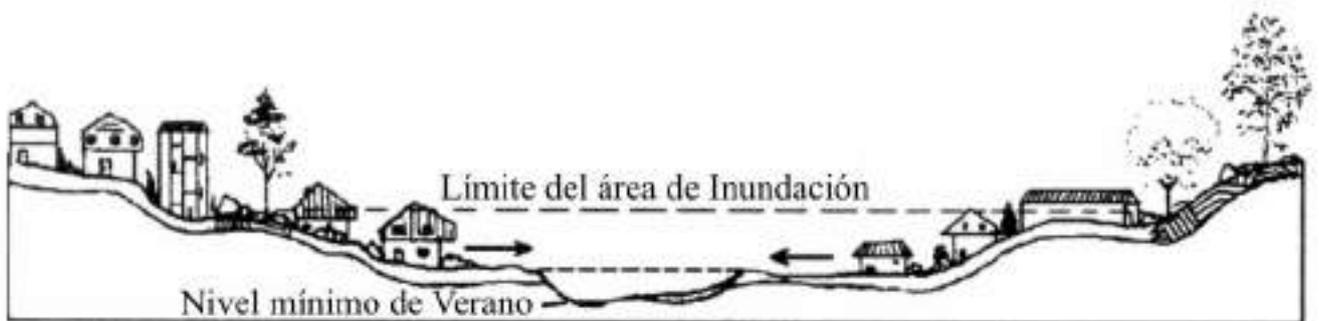
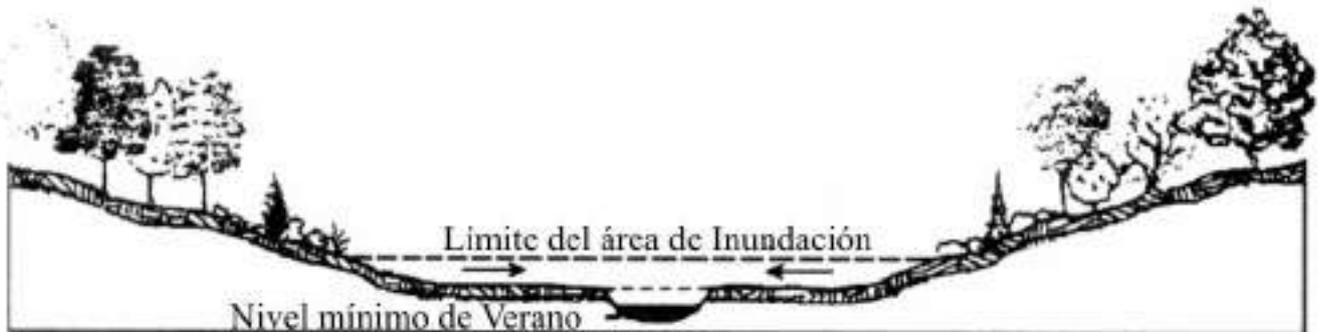
Los sistemas de alerta hidrológica constituyen otro tipo de medida no estructural empleada en ciudades localizadas en áreas con riesgo de inundación generalizado. El sistema de alerta tiene la función de prevenir con antelación de corto plazo, reduciendo los prejuicios al posibilitar la evacuación de la población dentro de la anticipación disponible. El sistema de alerta es fundamental también para los eventos raros que alcanzan cotas muy altas, ya que en ellas las personas se sienten seguras.

Otro ejemplo de medida no estructural consiste en la definición de una política fiscal relacionada con el drenaje urbano. Aunque, no se ha arraigado en América Latina esta medida presenta cierto atractivo frente a las dificultades económicas.

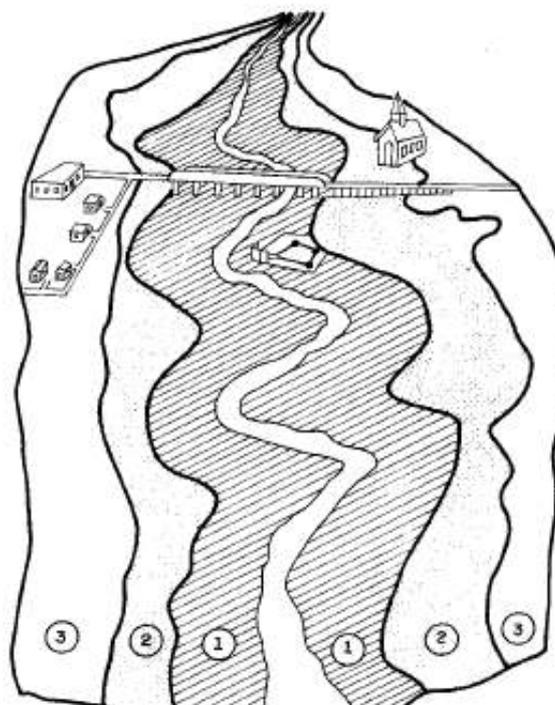
Algunas opciones son las siguientes:

- alteración del monto individual de la tasa municipal destinada a obras de drenaje en función de la superficie impermeable y de los dispositivos de control de cada vecino. Dada la dificultad que este tipo de medida presupone para su implantación, un criterio puede ser el actuar exclusivamente sobre contribuyentes que usufructúen amplios sectores impermeabilizados no cubiertos, como ser playas de estacionamiento, patios de exhibiciones, etc. El aumento debería ser realizado en forma diferenciada sobre el valor básico de la tasa respectiva. La disponibilidad de dispositivos de control debería ser contemplado en un sentido contrario;
- incremento del impuesto inmobiliario municipal sobre lotes declarados naturalmente inundables;

- aumento de los derechos de construcción e impuestos sobre las construcciones que se ejecuten en los centros de manzana de determinados sectores de la ciudad, previa zonificación de la ciudad.



Niveles antes y después de la urbanización en áreas ribereñas



Ejemplo de zonificación de áreas inundables.

COMBINACIÓN DE MEDIDAS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES

La solución ideal debe ser definida para cada caso en función de las características del río, del beneficio de la reducción de las crecidas y de los aspectos sociales de su impacto. Para cada situación, medidas estructurales y no estructurales pueden ser combinadas para alcanzar una mejor solución. De cualquier forma, el proceso de control se inicia por reglamentar el uso del suelo urbano, a través de un plan director que contemple a las crecidas.

Tucci (2001) cita que en 1936 fue aprobada en los Estados Unidos una legislación, a nivel federal, sobre el control de crecidas. La misma identificaba la naturaleza pública de los programas de reducción de crecidas y caracterizaba la implantación de medidas físicas o estructurales como el medio para reducir los daños. Con ello se aceleró la ocupación de las áreas ribereñas inundables, lo cual resultó en el aumento de los daños ocasionados por las crecidas. En 1966, el gobierno reconoció que las medidas anteriores eran inadecuadas debido a su alto costo, y dio énfasis a las medidas no estructurales, principalmente al programa de seguros. En ese programa, toda obra financiada por el gobierno y otras entidades particulares exige que el propietario que ocupa una zona de riesgo hídrico pague un seguro de crecidas.

SOLUCIÓN DE FONDO

La misma consiste en la adecuada Planificación, a plasmar en un Plan Director de Desagües Pluviales o, mejor aún, en un Plan de Manejo de Aguas Pluviales.

Debe constituir una política de Estado, desarrollando la legislación, financiación y control de una estrategia general para el manejo de los excesos pluviales del área urbana, incluyendo una serie compatibilizada de medidas estructurales y no estructurales, destinadas a minimizar la frecuencia, permanencia y magnitud de los anegamientos de origen pluvial, obteniendo una correcta detención en origen y la evacuación de los excedentes hídricos en todas las cuencas, con un adecuado manejo ambiental para preservación del hábitat.

La idea del drenaje tradicional basado en la rápida remoción de la escorrentía se debe cambiar por el de su distribución espacio-temporal, se deben evaluar y mitigar los impactos adversos de la escorrentía urbana sobre la calidad de agua del cuerpo receptor (embalse), considerando a la cantidad y calidad del agua como variables a ser tratadas en conjunto, dando énfasis a la preservación y mejoramiento de las vías de drenaje naturales y asignando mayor importancia a las medidas no estructurales.

SISTEMAS DE DESAGÜES PLUVIALES URBANOS

Constituyen dos de los ámbitos tradicionales de injerencia de la actividad de los Ingenieros Civiles e Hidráulicos. Los podemos ubicar dentro de las Medidas Estructurales, comprendiendo las Obras de los Subsistemas de Microdrenaje y de Macrodrenaje, destinados a impedir tanto las inundaciones por Urbanización como las Inundaciones Ribereñas. Generalmente son la única solución tradicional de aplicación cuando las Medidas No Estructurales no fueron implementadas a tiempo de impedir la magnificación de picos de crecida y/o disminución de las secciones de paso.

EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LOS DESAGÜES PLUVIALES URBANOS

En su concepción tradicional el Desagüe Pluvial Urbano es considerado como el conjunto de acciones que objetivan la evacuación rápida de las aguas pluviales. Esta visión de la circulación del agua urbana no es más aceptable en una época donde se proponen acciones respetando el medio ambiente.

La filosofía básica del manejo del agua pluvial en residencias y toda clase de urbanización, está abierto actualmente a discusión y revisión. Las anteriores filosofías establecían simplemente la conveniencia de actuar en un sitio con la máxima rapidez posible para eliminar el exceso de escurrimiento pluvial.

El efecto de las técnicas basadas en esas filosofías ha sido una de las principales causas del incremento de la frecuencia con que se verifican inundaciones aguas abajo.

El proceso de manejo del escurrimiento pluvial está actualmente sufriendo un significativo redireccionamiento, que hasta puede ser considerado una verdadera revolución. Esto está evidenciado por un nuevo énfasis en el deseo de detener o almacenar temporalmente una parte de la lluvia donde ella cae.

ENFOQUE SANITARISTA DEL DESAGÜE PLUVIAL URBANO - CONSECUENCIAS

Desde hace mucho tiempo las soluciones al drenaje urbano se vienen apoyando exclusivamente en la ejecución de proyectos y obras de conducción, que objetivan drenar de la forma más rápida posible las aguas en exceso. La experiencia internacional y nacional de los últimos años demuestra, sin embargo, que este enfoque del problema no asegura una salida eficaz y sustentable para los problemas del desagüe pluvial urbano, pues al no actuar sobre las causas del problema exige el aumento progresivo y permanente de los sistemas de conducción, los que se tornan cada vez más onerosos y técnicamente más complejos.

Este enfoque prevalece hoy en día en la mayoría de las ciudades de América Latina, existiendo varios factores que explican este comportamiento. Entre ellos merecen destacarse:

- legítima presión de la población por la búsqueda inmediata de soluciones al problema;
- falta de comprensión de la problemática integral del drenaje urbano por parte de los profesionales dedicados a la planificación urbana, hecho motivado generalmente por falencias arrastradas desde el período de formación universitaria;
- asesoramiento incompleto de los niveles técnicos a los niveles políticos de las administraciones municipales;
- falta de un trabajo interdisciplinario entre técnicos y comunicadores sociales que permita con creatividad, simplicidad y adecuación, educar a la población sobre aspectos ligados al quehacer de la ciudad;
- interés del nivel político por obtener rápidos réditos a través de la ejecución de obras.

Para alcanzar soluciones eficientes y sustentables a los problemas ligados a las inundaciones urbanas es necesario actuar sobre las causas. Ello exige una comprensión más integrada del ambiente urbano y de las relaciones entre los sistemas que lo componen.

Conforme Porto et al. (1993) el término drenaje urbano actualmente es entendido en un sentido más amplio, como “el conjunto de medidas que objetivan minimizar los riesgos a que las poblaciones están sujetas, disminuir los perjuicios causados por las inundaciones y posibilitar el desarrollo urbano de forma armónica, articulada y sustentable”.

En consecuencia, los estudios técnicos recientes sobre el drenaje urbano apuntan, por una parte, a la definición de obras de conducción y regulación que tratan de dar solución a los problemas existentes y, por otra parte, a la elaboración de instrumentos técnicos y legales cuyo propósito es el de armonizar las características naturales de las cuencas involucradas con el crecimiento de la ciudad. Es decir, se apunta a controlar la generación del escurrimiento.

MEDIDAS DE CONTROL SUSTENTABLES

De acuerdo con su localización en la cuenca hidrográfica las medidas de control del escurrimiento pueden ser clasificadas en:

- Distribuidas: o de “control en la fuente” (source control). Es el tipo de control que actúa sobre el lote urbano, plazas y paseos;
- Concentradas: (lumped control) Es el tipo de control que actúa en el micro drenaje de uno o más loteos, o en el macro drenaje, como control de los principales cursos urbanos.

De acuerdo con su acción hidráulica se clasifican en:

- Obras de infiltración y percolación: crean condiciones para que se produzca mayor infiltración y percolación en el suelo;
- Obras de almacenamiento: a través de reservorios, que pueden ser de tamaño adecuado para su uso domiciliario (1-3 m³) hasta llegar al porte correspondiente al macro drenaje urbano (algunos miles de m³). El efecto del reservorio urbano es el de retener parte del volumen del escurrimiento superficial, reduciendo el caudal pico y distribuyendo el flujo en el tiempo;
- **Obras de captación y conducción del escurrimiento:** *a través de cordones cunetas, sumideros, conductos y canales, drenando áreas inundadas. Este tipo de solución tiende a transferir los efectos de las crecidas hacia aguas abajo, pero puede ser beneficioso cuando es utilizada en conjunto con reservorios de detención;*
- Diques laterales y estaciones de bombeo: solución tradicional de control localizado de crecidas en áreas urbanas que no poseen espacio para la amortiguación de la inundación.
- Los dispositivos de control “en la fuente” son una alternativa opuesta a los clásicos diseños sanitarios que contemplan como única solución la implementación de conductos que retiran rápidamente el flujo hacia aguas abajo. La gran dificultad de implementación del control en la fuente reside en:

- ✓ resistencias de profesionales desactualizados;
- ✓ falta de capacidad técnica de los municipios para actuar de forma efectiva en la fiscalización y control;
- ✓ falta de tratamiento de efluentes y de un sistema eficiente de limpieza urbana.

DISEÑO DE LAS OBRAS DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DEL ESCURRIMIENTO

ANTECEDENTES NECESARIOS

Se deberá contar con los siguientes:

- Monografías de Puntos Fijos materializados en el predio y sus cercanías
- Relevamiento Topográfico y de Cauces
- Sondeos de Suelos
- Proyecto de Urbanización
- Proyecto de Saneamiento Preliminar

CRITERIOS DE DISEÑO

Para el diseño se deberían fijar algunas premisas fundamentales, entre las cuales podrían incluirse:

- a) Compatibilizar obras ya ejecutadas con las nuevas a proyectar, tratando de no alterar el natural escurrimiento de las aguas, permitiendo que las mismas continúen ingresando y saliendo de los predios por los mismos puntos que los cauces naturales precedentes, salvo cuando condiciones urbanísticas o de obras preexistentes no lo permitan.
- b) No alterar las pendientes naturales de los tramos, lo cual implica preservar las cotas de ingreso y egreso de cada predio y por lógica consecuencia la carga hidráulica natural disponible para la evacuación de cada uno de los sucesivos tramos.
- c) Evitar interferencias con las instalaciones de infraestructura a construir.

DETERMINACIÓN DE CAUDALES

Considerando las áreas de drenaje que se ponen en juego, podría utilizarse el Método Racional, o el Método Racional Modificado, de uso mundialmente generalizados para proyectos de Desagües Pluviales y de canalización de Arroyos Urbanos de cuencas pequeñas.

Para la determinación de los caudales máximos mediante el referido Método se debería disponer de Curvas IDF locales.

HIPÓTESIS DE CÁLCULO

Se adjunta a continuación una breve reseña de la Terminología e Hipótesis utilizadas en Cálculos de Verificación Hidráulica:

- ✓ **Cuencas:** son las áreas de aporte superficial correspondientes a cada punto de estudio.
- ✓ **Caudales:** son los valores máximos instantáneos obtenidos para una recurrencia y tiempo de concentración determinados mediante el Método Racional.
- ✓ **Período de Retorno (Recurrencia):** es usual adoptar para el diseño de sumideros el valor de 5 años y de conductos 10 años.
- ✓ **Tiempos de Concentración:** se calculan, para cada sección, como la suma de los tiempos parciales, obtenidos en función de las distancias recorridas y las velocidades medias de escurrimiento en cada tramo (como ser: superficie del terreno, cunetas o conductos).
- ✓ **Pluviograma de Diseño:** dado el reducido tamaño de las cuencas se puede considerar de Intensidad constante correspondiente a su Duración, para la Recurrencia de Diseño y uniforme sobre cada cuenca y durante todo el evento pluvial.
- ✓ **Duración:** se adopta para cada cuenca igual a su propio Tiempo de Concentración.
- ✓ **Coefficiente de Escorrentía:** se debería utilizar el valor determinado a futuro para toda la cuenca, el cual se considera constante sobre la misma e invariable durante todo el evento pluvial.
- ✓ **Calles:** se considerarán los anchos establecidos por el diseño urbano acotado en planos.
- ✓ **Velocidad en Calles, Cunetas y Conductos:** para su determinación se podría aplicar la ecuación de Chezy con coeficiente de rugosidad de Manning variable con el tirante.
- ✓ **Pavimentos:** se debería considerar que el grado de desarrollo final de las cuencas corresponde a la totalidad de calles pavimentadas.
- ✓ **Conductos:** los de menores secciones habitualmente son de sección circular, materializados en caños de hormigón armado premoldeado, en diámetros internos Normalizados según IRAM 11503 de Octubre de 1986. Las dimensiones seleccionadas se deberán indicar en Planos.
- ✓ **Sumideros:** es habitual utilizar los de reja de fondo, con entrada lateral en cordón o los del tipo mixto, con o sin depresión en la cuneta. Habitualmente estarán construidos por cámaras de hormigón armado, y las rejillas y deflectores laterales en acero. Las dimensiones de los mismos se deben indicar en planillas y planos.
- ✓ **Orientación de las Rejas de Sumideros:** estarán orientadas en el sentido longitudinal (coincidente con el de las líneas de corriente en cunetas).

CUENCAS DE APORTES

Se delimitarán las Cuencas de Aporte en función de los puntos en estudio, correspondientes con cada inicio de tramo. Con la finalidad de determinar el Área involucrada en cada caso, se puede operar digitalmente mediante medición de áreas en AutoCAD.

DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO SUMIDEROS

Número de Sumidero	-	-
Área de Aporte	A	Ha
Longitud Escurrimiento en Predios	Lp	m
Longitud Escurrimiento en Calles	Lc	m
Ancho Calzada	Bc	m
Tipo Pavimento	-	-
Coeficiente de Escorrentía	C	1/1
Período de Recurrencia	Rh	años
Tiempo de Concentración (= Duración)	d	minutos
Intensidad Precipitación Incidente	I	mm/hrs
Caudal Evacuado por 1/2 Calzada	Qe	m3/seg
Tirante en Cuneta	h	m
Pendiente Transversal Media Calzada	St	1/1
Sección Transversal Hidráulica	At	m ²
Perímetro Mojado	Pm	m
Radio Hidráulico	Rh	m
Coeficiente de Manning	n	1/1
Velocidad s/Chèzy-Manning	U	m/seg
Tipo de Sumidero Adoptado	-	-
Longitud del Sumidero	Ls	[m]
Ancho de Reja del Sumidero	Ar	[m]
Caudal Teórico Sumidero	Qt	[m3/seg]
Caudal Captado Sumidero	Qr	[m3/seg]

DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO CONDUCTOS CIRCULARES

Conducto Calle	-	-
Área de Aporte	A	Ha
Tiempo de Conc. Esc. Superficial	Tcs	minutos
Tiempo de Conc. Esc. Conductos	Tcc	minutos
Tapada Inicial	di	m
Tapada Final	df	m
Longitud	L	m
Coef. de Manning a Sección Llena	nll	1/1
Diámetro Adoptado	D	m
Cantidad de Conductos	Cc	1/1
Tiempo Conc. Total (= Duración)	d	minutos
Intensidad Precipitación Incidente	I	mm/hrs
Coeficiente de Escorrentía	C	1/1
Período de Recurrencia	R	años
Caudal a Evacuar	Q	m3/seg
Relación h/D	h/D	1/1
Verificación Caudales	-	-
Coef. de Manning a Sección Parcial	n	1/1
Cota Inicial Extrados	hie	m
Cota Final Extrados	hfe	m
Pendiente Longitudinal	i	%
Área Mojada	Am	m ²
Perímetro Mojado	Pm	m
Radio Hidráulico	Rh	m
Velocidad Media	Vm	m/seg
Tiempo de Escurrimiento	Tr	minutos

3

MICRODRENAGEM

Francisco R. A. Bidone e Carlos E. M. Tucci

A microdrenagem urbana é definida pelo sistema de condutos pluviais a nível de loteamento ou de rede primária urbana. Neste capítulo, são apresentados os procedimentos convencionais utilizados no projeto de uma rede deste tipo. No capítulo 7, são descritos procedimentos para controlar o impacto devido à urbanização, que envolvem modificações das vazões de saída dos pluviais a nível de lote e loteamento.

O dimensionamento de uma rede de pluviais é baseado nas seguintes etapas:

- subdivisão da área e traçado;
- determinação das vazões que afluem à rede de condutos;
- dimensionamento da rede de condutos.

Este capítulo tratará, inicialmente, da terminologia utilizada, dos elementos físicos do projeto, das definições e dos procedimentos para cálculo da vazão através do Método Racional. Na conclusão, serão descritos os procedimentos para dimensionamento hidráulico da rede.

3.1 Terminologia

Os principais termos utilizados no dimensionamento de um sistema pluvial são:

Galeria: canalizações públicas usadas para conduzir as águas pluviais provenientes das bocas-de-lobo e das ligações privadas;

Poço de Visita: dispositivos localizados em pontos convenientes do sistema de galerias para permitirem mudança de direção, mudança de declividade, mudança de diâmetro e inspeção e limpeza das canalizações;

Trecho: porção de galeria situada entre dois poços de visita;

Bocas-de-lobo: dispositivos localizados em pontos convenientes, nas sarjetas, para captação de águas pluviais;

Tubos de ligações: são canalizações destinadas a conduzir as águas pluviais captadas nas bocas-de-lobo para as galerias ou para os poços de visita;

Meios-Fios: elementos de pedra ou concreto, colocados entre o passeio e a via pública, paralelamente ao eixo da rua e com sua face superior no mesmo nível do passeio;

) **Sarjetas:** faixas de via pública, paralelas e vizinhas ao meio-fio. A calha formada é a receptora das águas pluviais que incidem sobre as vias públicas e -que para elas escoam;

) **Sarjetões:** calhas localizadas nos cruzamentos de vias públicas, formadas pela sua própria pavimentação e destinadas a orientar o fluxo das águas que escoam pelas sarjetas;

Conduitos forçados: obras destinadas à condução das águas superficiais coletadas, de maneira segura e eficiente, sem preencher completamente a seção transversal dos condutos;

Estações de bombeamento: conjunto de obras e equipamentos destinados a retirar água de um canal de drenagem, quando não mais houver condição de escoamento por gravidade, para um outro canal em nível mais elevado ou receptor final da drenagem em estudo.

3.2 Elementos físicos do projeto

Os principais dados necessários à elaboração de um projeto de rede pluvial de microdrenagem são os seguintes:

Plantas:

- planta de situação da localização dentro do Estado;
- planta geral da bacia contribuinte: escalas 1:5.000 ou 1:10.000. No caso de não existir planta plani-altimétrica da bacia, deve ser delimitado o divisor topográfico por poligonal nivelada;
- planta plani-altimétrica da área do projeto na escala 1:2.000 ou 1:1.000, com pontos cotados nas esquinas e em pontos notáveis.

Levantamento Topográfico: o nivelamento geométrico em todas as esquinas, mudança de direção e mudança de greides das vias públicas;

Cadastro: de redes existentes de esgotos pluviais ou de outros serviços que possam interferir na área de projeto;

Urbanização: devem-se selecionar os seguintes elementos relativos à urbanização da bacia contribuinte, nas situações atual e previstas no plano diretor:

- tipo de ocupação das áreas (residências, comércio, praças, etc.);
- porcentagem de ocupação dos lotes;
- ocupação e recobrimento do solo nas áreas não urbanizadas pertencentes à bacia.

Dados relativos ao curso de água receptor: as informações são as seguintes:

- indicações sobre o nível de água máximo do rio que irá receber o lançamento final;
- levantamento topográfico do local de descarga final.

3.3 Definição do esquema geral do projeto

Traçado da rede pluvial - a rede coletora deve ser lançada em planta baixa (escala 1:2.000 ou 1:1.000), de acordo com as condições naturais do escoamento superficial. Algumas regras básicas para o traçado da rede são as seguintes:

- os divisores de bacias e as áreas contribuintes a cada trecho deverão ficar convenientemente assinalados nas plantas;
- os trechos em que o escoamento se dê apenas pelas sarjetas devem ficar identificados por meio de setas;
- as galerias pluviais, sempre que possível, deverão ser lançadas sob os passeios;
- o sistema coletor, em uma determinada via, poderá constar de uma rede única, recebendo ligações de bocas-de-lobo de ambos os passeios;
- a solução mais adequada, em cada rua, é estabelecida, economicamente, em função da sua largura e condições de pavimentação.

Bocas-de-Lobo - as bocas-de-lobo devem ser localizadas de maneira a conduzirem, adequadamente, as vazões superficiais para as galerias. Nos pontos mais baixos do sistema viário, deverão ser, necessariamente, colocadas bocas-de-lobo com vistas a se evitar a criação de zonas mortas com alagamentos e águas paradas.

Poços de Visita - os poços de visita devem atender às mudanças de direção, de diâmetro e de declividade à ligação das bocas-de-lobo, ao entroncamento dos diversos trechos e ao afastamento máximo admissível.

Galerias circulares - o diâmetro mínimo das galerias de seção circular deve ser de 0,30 m. Os diâmetros comerciais correntes são os seguintes: 0,30; 0,40; 0,50; 0,60; 0,80; 1,00; 1,20 e 1,50 m. Alguns dos critérios básicos de projeto são os seguintes:

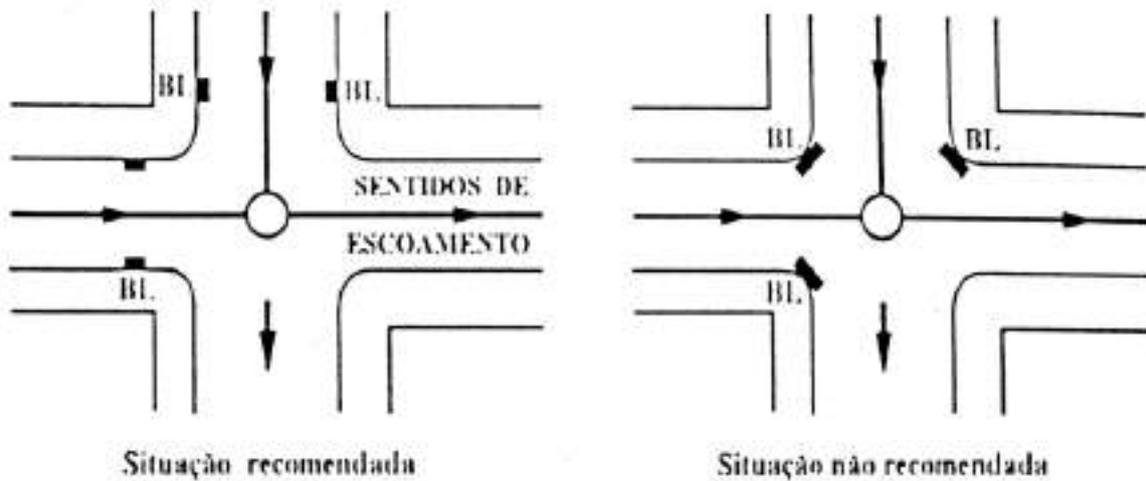
impostas, ao sistema de drenagem, restrições que levam sempre a maiores custos. O sistema de galerias deve ser planejado de forma homogênea, proporcionando, a todas as áreas, condições adequadas de drenagem.

Coletores - existem duas hipóteses para a locação da rede coletora de águas pluviais: (i) sob a guia (meio-fio) e (ii) a mais utilizada, sob o eixo da via pública (figura 3.2). O recobrimento mínimo deve ser de 1,0 m sobre a geratriz superior do tubo. Além disso, deve possibilitar a ligação das canalizações de escoamento (recobrimento mínimo de 0,60 m) das bocas-de-lobo.

Bocas-de-Lobo - a locação das bocas-de-lobo deve considerar as seguintes recomendações:

- serão locadas em ambos os lados da rua, quando a saturação da sarjeta assim o exigir ou quando forem ultrapassadas as suas capacidades de engolimento;
- serão locadas nos pontos baixos da quadra;
- recomenda-se adotar um espaçamento máximo de 60 m entre as bocas-de-lobo, caso não seja analisada a capacidade de escoamento da sarjeta;
- a melhor solução para a instalação de bocas-de-lobo é que esta seja feita em pontos pouco a montante de cada faixa de cruzamento usada pelos pedestres, junto às esquinas;
- não é conveniente a sua localização junto ao vértice de ângulo de interseção das sarjetas de duas ruas convergentes, pelos seguintes motivos: (i) os pedestres, para cruzarem uma rua, teriam que saltar a torrente num trecho de máxima vazão superficial; (ii) as torrentes convergentes pelas diferentes sarjetas teriam, como resultante, um escoamento de velocidade em sentido contrário ao da afluência para o interior da boca-de-lobo.

Poços de visita e de queda - o poço de visita tem a função primordial de permitir o acesso às canalizações para limpeza e inspeção, de modo que se possam mantê-las em bom estado de funcionamento.



a) Rede coletora no eixo da via pública

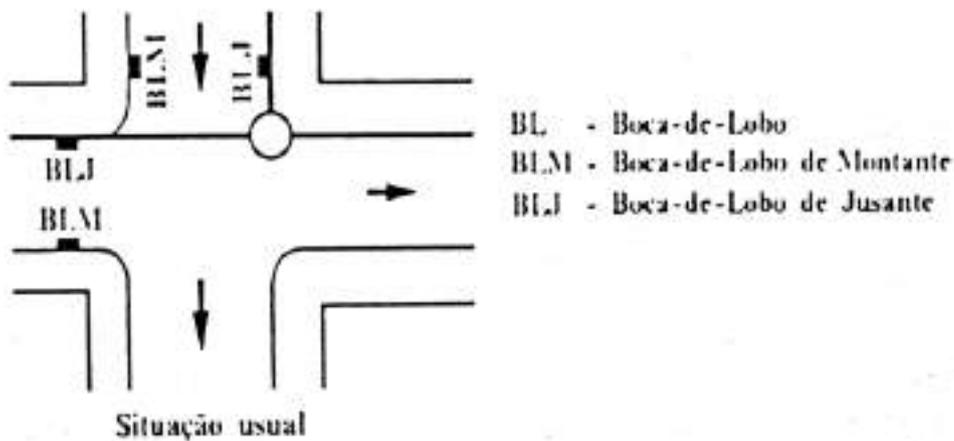


Figura 3.2 Rede coletora.

Sua locação é sugerida nos pontos de mudanças de direção, cruzamento de ruas (reunião de vários coletores), mudanças de declividade e mudança de diâmetro. O espaçamento máximo recomendado para os poços de visita é apresentado na tabela 3.1. Quando a diferença de nível entre o tubo afluente e o efluente for superior a 0,70 m, o poço de visita será denominado de queda.

Caixa de ligação - as caixas de ligação são utilizadas quando se faz necessária a locação de bocas-de-lobo intermediárias ou para evitar-se a chegada, em um mesmo poço de visita, de mais de quatro tubulações. Sua função é similar à do poço de visita, dele diferenciam-se por não

serem visitáveis. Na figura 3.3, são apresentados exemplos de localização de caixa de ligação.

Tabela 3.1 Espaçamentos dos poços de visita em m (DAEE/CETESB, 1980)

Diâmetro (ou altura do conduto) (m)	Espaçamento (m)
0,30	120
0,50 - 0,90	150
1,00 ou mais	180

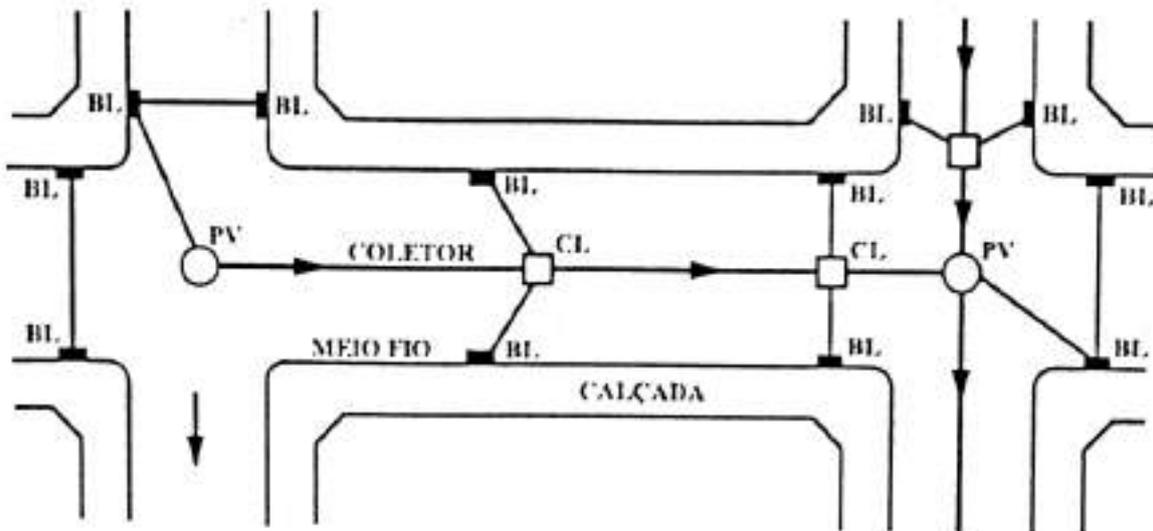


Figura 3.3 Locação da caixa de ligação

3.4 Determinação da vazão: método racional

O método racional é largamente utilizado na determinação da vazão máxima de projeto para bacias pequenas ($< 2 \text{ km}^2$). Os princípios básicos dessa metodologia são:

- a duração da precipitação máxima de projeto é igual ao tempo de concentração da bacia. Admite-se que a bacia é pequena para que essa condição aconteça, pois a duração é inversamente proporcional à intensidade;

- adota um coeficiente único de perdas, denominado C , estimado com base nas características da bacia;
- não avalia o volume da cheia e a distribuição temporal das vazões.

A equação do modelo é a seguinte:

$$Q = 0,278 C I A \quad (3.1)$$

onde Q é obtido em m^3/s ; C é o coeficiente de escoamento; I , a intensidade em mm/h ; A , a área da bacia em km^2 .

3.4.1 Intensidade

No Capítulo 2, foram descritos os procedimentos para estimativa da relação entre intensidade, duração e frequência, ou tempo de retorno, e as curvas existentes no Brasil.

Para estimar-se a intensidade da precipitação, é necessário conhecer-se o tempo de concentração, já que o mesmo é considerado igual à duração da precipitação máxima.

Tempo de concentração: existem várias equações para o cálculo do tempo de concentração. Uma das mais utilizadas para pequenas *bacias rurais* é a seguinte:

$$t_c = 57 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (3.2)$$

onde: t_c é o tempo de concentração em minutos; L é o comprimento do rio em km ; H é a diferença de elevação entre o ponto mais remoto da bacia e a seção principal.

O cálculo do tempo de concentração de superfícies urbanas pode ser obtido com base na velocidade do escoamento através de superfícies e condutos. A velocidade dos condutos pode ser obtida diretamente da equação de Manning, por:

$$v = \frac{R^{2/3} S^{0.5}}{n} \quad (3.3)$$

onde: v é a velocidade m/s; R é o raio hidráulico em m; S é a declividade em m/m; n é o coeficiente de rugosidade.

A velocidade das superfícies pode ser obtida com base na equação seguinte:

$$v = kS^{0.5} \quad (3.4)$$

onde: k pode ser estimado de acordo com a tabela 3.2, e S é dado em %. Nessa tabela, existem elementos de áreas rurais e de áreas urbanas.

Discretizando-se a bacia em trechos pavimentados, com condutos e superfícies rurais, é possível calcular-se o tempo de concentração por:

$$t_c = \sum_{i=1}^n \frac{L_i}{v_i} \quad (3.5)$$

onde: L_i é o comprimento do trecho i e v_i , a sua velocidade.

Tabela 3.2 Valores do coeficiente k (SCS, 1975)

Uso da terra e regime de escoamento	k
floresta com muita folhagem no solo	0,076
área com pouco cultivo; terraceamento	0,152
pasto ou grama baixa	0,213
áreas cultivadas	0,274
solo quase nu sem cultivo	0,305
caminhos de escoamento em grama, pasto	0,457
superfície pavimentada; pequenas vossorocas de nascentes	0,610

Tempo de retorno: o tempo de retorno utilizado na microdrenagem varia de dois a dez anos. Para áreas pouco densas e residenciais, utilizam-se dois anos e, para áreas comerciais, onde as perdas podem ser maiores, pode-se escolher até dez anos (Tabela 3.3).

3.4.2 Coeficiente de escoamento

O coeficiente de escoamento utilizado no método racional depende das seguintes características:

- solo;
- cobertura;
- tipo de ocupação;
- tempo de retorno;
- intensidade da precipitação.

Nas tabelas 3.4 a 3.6, são apresentados alguns dos valores existentes na literatura para esse coeficiente. Os coeficientes das tabelas 3.4 e 3.5 são recomendados para tempos de retorno de cinco a dez anos. Para os tempos de retorno utilizados na microdrenagem, não existe variação desse coeficiente com eles. A variação com a intensidade da precipitação também não é considerada, já que é uma das premissas utilizadas pelo método.

Tabela 3.3 Períodos de retorno para diferentes ocupações (DAEE/CETESB, 1980)

Tipo de obra	Tipo de ocupação da área	Tempo de retorno
Microdrenagem	residencial	2
	comercial	5
	áreas com edifícios de serviço público	5
	aeroportos	2-5
	áreas comerciais e artérias de tráfego	5-10
Macro-drenagem	áreas comerciais e residenciais	50-100
	áreas de importâncias específicas	500

Tabela 3.4 Valores do coeficiente C com base em superfícies (ASCE, 1969)

Superfície	C	
	intervalo	valor esperado
Pavimento		
asfalto	0,70 - 0,95	0,83
concreto	0,80 - 0,95	0,88
calçadas	0,75 - 0,85	0,80
telhado	0,75 - 0,95	0,85
Cobertura : grama, arenoso		
plano (2%)	0,05 - 0,10	0,08
médio (2 a 7%)	0,10 - 0,15	0,13
alta (7%)	0,15 - 0,20	0,18
Gramma, solo pesado		
plano (2%)	0,13 - 0,17	0,15
médio (2 a 7%)	0,18 - 0,22	0,20
declividade alta (7%)	0,25 - 0,35	0,30

Tabela 3.5 Valores de C por tipo de ocupação (ASCE, 1969)

Descrição da área	C
Área Comercial	
Central	0,70 - 0,90
Bairros	0,50 - 0,70
Área Residencial	
residências isoladas	0,35 - 0,50
unidades múltiplas (separadas)	0,40 - 0,60
unidades múltiplas (conjugadas)	0,60 - 0,75
lotes com > 2.000 m ²	0,30 - 0,45
áreas com apartamentos	0,50 - 0,70
Área industrial	
indústrias leves	0,50 - 0,80
indústrias pesadas	0,60 - 0,90
parques, cemitérios	0,10 - 0,25
<i>playgrounds</i>	0,20 - 0,35
pátios ferroviários	0,20 - 0,40
áreas sem melhoramentos	0,10 - 0,30

Tabela 3.6 Valores de C adotados pela Prefeitura de São Paulo (Wilken, 1978)

Zonas	C
Edificação muito densa: Partes centrais, densamente construídas, de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 - 0,95
Edificação não muito densa: Partes adjacente ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 - 0,70
Edificações com poucas superfícies livres: partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,50 - 0,60
Edificações com muitas superfícies livres: partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,25 - 0,50
Subúrbios com alguma edificação: partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construção	0,10 - 0,25
Matas, parques e campos de esporte: partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados, campos de esporte sem pavimentação	0,05 - 0,20

3.4.3 Cálculo da vazão para uma rede de pluviais

O tempo de concentração em bacias urbanas é determinado pela soma dos tempos de concentração dos diferentes trechos. O tempo de concentração de uma determinada seção é composto por duas parcelas:

$$tc(i) = tc(i-1) + tp(i) \quad (3.6)$$

onde: $tc(i-1)$ = tempo de concentração do trecho anterior; $tp(i)$ = tempo de concentração do trecho i . O tempo de concentração inicial nos trechos de cabeceira de rede, que corresponde ao tempo de

escoamento superficial pelos quarteirões, vias e sarjetas, é, muitas vezes, adotado como sendo de dez minutos. No entanto, esse valor pode estar superestimado se a bacia for muito impermeável e com grande declividade. Em caso de dúvida, deve-se calcular o tempo detalhado.

Quando vários trechos de rede, ou seja, várias bacias, com tempos de concentração diferentes, afluem a um determinado trecho de ordem i , existem diversos valores de $t_{c(i-1)}$. Neste caso, utiliza-se o maior t_c das bacias afluentes de montante.

Os trechos em condutos são calculados pela equação de movimento uniforme, equação 3.3. As áreas contribuintes a cada trecho de rede são determinadas pela análise das plantas de projeto. Essas áreas são medidas em planta. Nos demais trechos, as áreas são adicionadas, progressivamente, pelas áreas locais de contribuição. As áreas locais correspondem às parcelas contribuintes dos quarteirões adjacentes.

Exemplo 3.1 Determine a proporção de aumento da vazão de projeto de cinco anos de tempo de retorno com a urbanização residencial. A bacia tem área de $1,3 \text{ km}^2$, comprimento principal de 600 m e declividade de 1% . O plano de escoamento na bacia é, em média, de 100 m , com declividade de 4% , onde as condições naturais são de pasto. Essa bacia será urbanizada com residências, onde 65% serão superfícies pavimentadas com materiais como asfalto, concreto e telhados e o restante será formado por solo e áreas verdes.

Solução

Condições naturais: o tempo de concentração pode ser obtido separando-se a bacia em duas partes:

(a) plano de escoamento: pela equação 3.5; a velocidade: pela equação 3.4. O coeficiente k , neste caso, é de $0,43$ (tabela 3.2); a velocidade fica (equação 3.4) $v = 1,55 \text{ cm/s}$. O tempo de concentração desse trecho fica $T = 3,9 \text{ min}$;

(b) canal natural: utilizando-se a mesma equação anterior, com $k = 0,457$ e comprimento 600 m , resulta $T = 21,88 \text{ min}$.

Somando-se os dois tempos, resulta o tempo de concentração de

$$t_c = 25,78 \text{ min.}$$

Utilizando-se a duração de 25 min na curva de intensidade, duração e frequência de Porto Alegre, resulta $I = 1,162 \text{ mm/min}$.

O coeficiente de escoamento adotado para essa bacia, em tais condições, é de 0,30. A vazão de projeto fica

$$Q = 0,278 \times 0,30 \times 1,162 \times 60 \times 1,3 = 7,56 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Condições urbanizadas: neste caso, o tempo de concentração altera-se. Para a superfície urbana, $k = 0,61$ e $T = 1,37$ min. Considerando-se um canal com $n = 0,013$ (concreto) e raio hidráulico de 1 m, resulta $v = 2,43$ m/s e $T = 4,11$ min. Neste caso, o tempo de concentração fica 5,48 min. A intensidade da precipitação para a duração de 5 min, fica 2,239 mm/min. O coeficiente de escoamento adotado para uma área residencial com residências é de 0,50. A vazão resultante é

$$Q = 0,278 \times 0,50 \times 2,239 \times 60 \times 1,3 = 24,28 \text{ m}^3 / \text{s}$$

ou 3,21 vezes a vazão anterior, 67% devido ao coeficiente de escoamento e 93% devido ao tempo de concentração.

3.5 Dimensionamento hidráulico

Capacidade de condução hidráulica de ruas e sarjetas

As águas, ao caírem nas áreas urbanas, escoam, inicialmente, pelos terrenos até chegarem às ruas. Sendo as ruas abauladas (declividade transversal) e tendo inclinação longitudinal, as águas escoarão, rapidamente, para as sarjetas e, destas, ruas abaixo. Se a vazão for excessiva, ocorrerá: (i) alagamento e seus reflexos; (ii) inundação de calçadas; (iii) velocidades exageradas, com erosão do pavimento.

A capacidade de condução da rua ou da sarjeta pode ser calculada a partir de duas hipóteses:

- a água escoando por toda a calha da rua; ou
- a água escoando somente pelas sarjetas.

Para a primeira hipótese, admitem-se a declividade da rua (seção transversal) de 3% (figura 3.4) e a altura de água na sarjeta $h_1 = 0,15$ m. Para a segunda hipótese, admite-se declividade também de 3% e $h_2 = 0,10$ m.

O dimensionamento hidráulico pode ser obtido pela equação de Manning:

$$Q = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n} \quad (3.7)$$

onde: A é a área de drenagem; R é o raio hidráulico; S é a declividade do fundo e n, o coeficiente de rugosidade. Para via pública, o coeficiente, em geral, é de 0,017. Outros valores são obtidos na tabela 3.7.

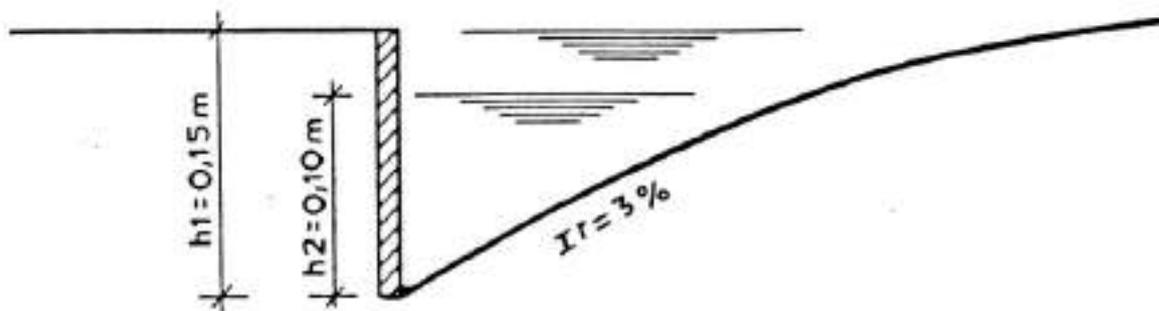


Figura 3.4 Seção da sarjeta

Tabela 3.7 Alguns valores do coeficiente de rugosidade de Manning

Características	n
Canais retílicos com grama de até 15 cm de altura	0,30 - 0,40 0,03 - 0,04
canais retílicos com capins de até 30 cm de altura	0,30 - 0,060 0,03 - 0,06
Galerias de concreto	
pré-moldado com bom acabamento	0,011 - 0,014
moldado no local com formas metálicas simples	0,012 - 0,014
moldado no local com formas de madeira	0,015 - 0,020
Sarjetas	
asfalto suave	0,013
asfalto rugoso	0,016
concreto suave com pavimento de asfalto	0,014
concreto rugoso com pavimento de asfalto	0,015
pavimento de concreto	0,014 - 0,016
pedras	0,016

Exemplo 3.2. Calcule a vazão máxima que escoar pela sarjeta e por toda a rua, segundo os parâmetros normais de via pública. Para uma declividade longitudinal de 0,005 m/m, quais são as vazões?

Solução:

a) capacidade total da calha da rua: neste caso, a largura de cada lado fica $0,15/0,03 = 5$ m.

A área da seção pode ser aproximada por um triângulo e fica

$$A = (0,15 \times 5,0) / 2 = 0,375 \text{ m}^2$$

O perímetro é obtido pela altura no meio fio 0,15, somado da hipotenusa do triângulo [(0,15) + (5,0)], o que resulta $P = 5,15$ m. A vazão fica

$$Q = V A = 0,277 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para os dois lados da rua, resulta $Q = 0,554 \text{ m}^3 / \text{s}$

b) capacidade das sarjetas, $h_2 = 10$ m. O procedimento é semelhante, resultando

$A = 0,167 \text{ m}^2$, $P = 3,43$ m e $Q = 0,094 \text{ m}^3/\text{s}$. Para os dois lados da rua, fica $Q = 0,188 \text{ m}^3/\text{s}$.

Bocas-de-Lobo

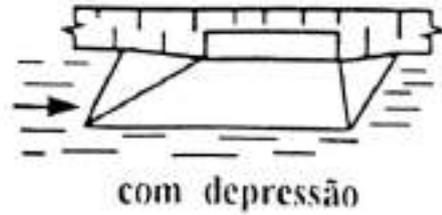
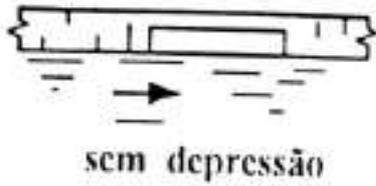
Tipos - As bocas coletoras (bocas-de-lobo) podem ser classificadas em três grupos principais: bocas ou ralos de guias; ralos de sarjetas (grelhas); ralos combinados. Cada tipo inclui variações quanto a depressões (rebaixamento) em relação ao nível da superfície normal do perímetro e ao seu número (simples ou múltipla) (figura 3.5).

Capacidade de engolimento - Quando a água acumula sobre a boca-de-lobo, gera uma lâmina com altura menor do que a abertura da guia. Esse tipo de boca-de-lobo pode ser considerado um vertedor, e a capacidade de engolimento será

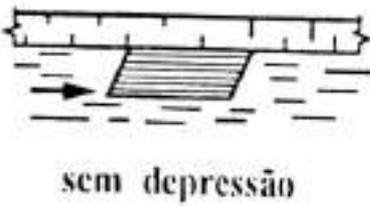
$$Q = 1,7 L y^{3/2} \quad (3.8)$$

onde: Q é a vazão de engolimento em m^3 / s ; y é a altura de água próxima à abertura na guia em m; L é o comprimento da soleira em m. Nas figuras 3.6 e 3.7, são apresentados gráficos que permitem

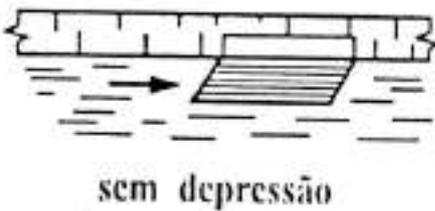
a) Boca-de-Lobo de Guia



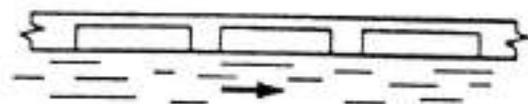
b) Boca-de-Lobo com Grelha



c) Boca-de-Lobo Combinada



d) Boca-de-Lobo Múltipla



e) Boca-de-Lobo com Fenda Horizontal Longitudinal

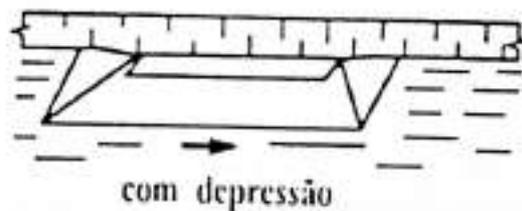
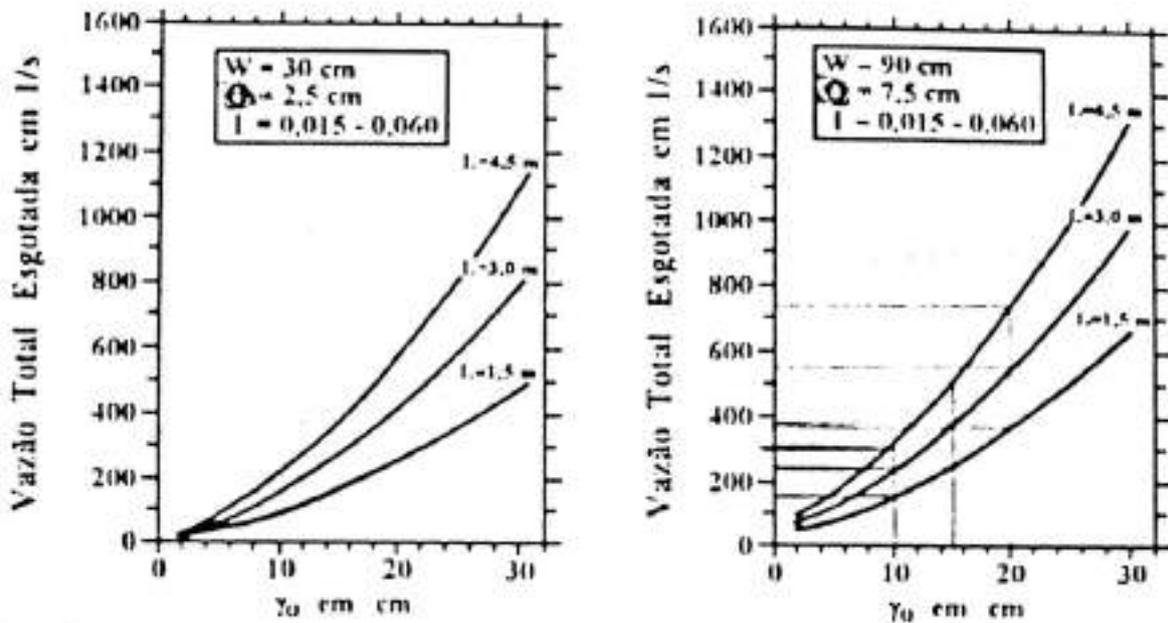


Figura 3.5 Tipos de bocas-de-lobo (DAEE/CETESB, 1980).



W = largura da depressão em m; a = altura da depressão em m; I = declividade transversal do leito carroçável em m/m.

Figura 3.6 Capacidade de engolimento (DAEE/CETESB, 1980).

determinar a vazão total, com base na altura e largura da depressão do bueiro, declividade transversal e altura projetada de água. Quando a altura de água sobre o local for maior do que o dobro da abertura na guia, a vazão será calculada por

$$Q = 3,01 L h^{3/2} (y1/h)^{1/2} \quad (3.9)$$

onde: L é o comprimento da abertura em m; h é a altura da guia em m; $y1$ é a carga da abertura da guia em m ($y1 = y - h/2$). Para cargas de uma a duas vezes a altura da abertura da guia ($1 < y1/h < 2$), a opção por um ou outro critério deve ser definida pelo projetista.

As bocas-de-lobo com grelha funcionam como um vertedor de soleira livre para profundidade de lâmina de até 12 cm. Se um dos lados da grelha for adjacente à guia, este lado deverá ser excluído do perímetro L da mesma. A vazão é calculada pela equação 3.8, substituindo-se L por P , onde P é o perímetro do orifício em m. Para profundidades de lâmina maiores que 42 cm, a vazão é calculada por:

$$Q = 2,91Ay^{1/2} \quad (3.10)$$

onde: A é a área da grade, excluídas as áreas ocupadas pelas barras, em m²; y é a altura de água na sarjeta sobre a grelha. Na faixa de transição entre 12 e 42 cm, a carga a ser adotada é definida segundo julgamento do projetista.

A capacidade teórica de esgotamento das bocas-de-lobo combinadas é, aproximadamente, igual à somatória das vazões pela grelha e pela abertura na guia, consideradas isoladamente.

Exemplo 3.3 Dimensione uma boca-de-lobo para uma vazão de 94 l/s na sarjeta e uma lâmina de água de 0,10 m.

Solução: como boca-de-lobo de guia: da equação 3.8, pode-se isolar L, resultando:

$$P = Q / (1,7y^{3/2}) = 0,094 / [1,7 \cdot (0,10)^{3/2}] = 1,75 \text{ m}$$

Logo, haverá necessidade de um comprimento de 1,75 m de soleira. Pode-se adotar duas bocas-de-lobo padrão, com L = 1,0 m cada e guia com h = 0,15 m. Da figura 3.7, retira-se (depressão a = 5 cm): abertura da guia (padrão) = 0,15 m; y₀/h = 0,10/0,15 = 0,67 e Q/L = 55 l/s.m. Como Q = 94 l/s, L = 1,71 m. Semelhante ao anterior.

Como boca-de-lobo combinada:

a) boca-de-lobo guia padrão (h = 0,15 m e L = 1,0 m) e

$$Q = 1,7 L Y = 1,7 \cdot 1,0 \cdot (0,10) = 54 \text{ l/s}$$

b) boca-de-lobo grelha padrão (a = 0,87 e b = 0,19 m.)

$$Q = 1,7 P Y^{3/2} = 1,7 \cdot (0,87 + 2 \cdot 0,29) \cdot (0,10)^{3/2} = 78 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{total}} = 132 \text{ l/s} (> 94 \text{ l/s})$$

Fatores de redução da capacidade de escoamento - As capacidades de escoamento anteriormente citadas podem, segundo alguns autores, sofrer redução no valor calculado, a fim de aproximar o resultado teórico das limitações existentes nos casos reais.

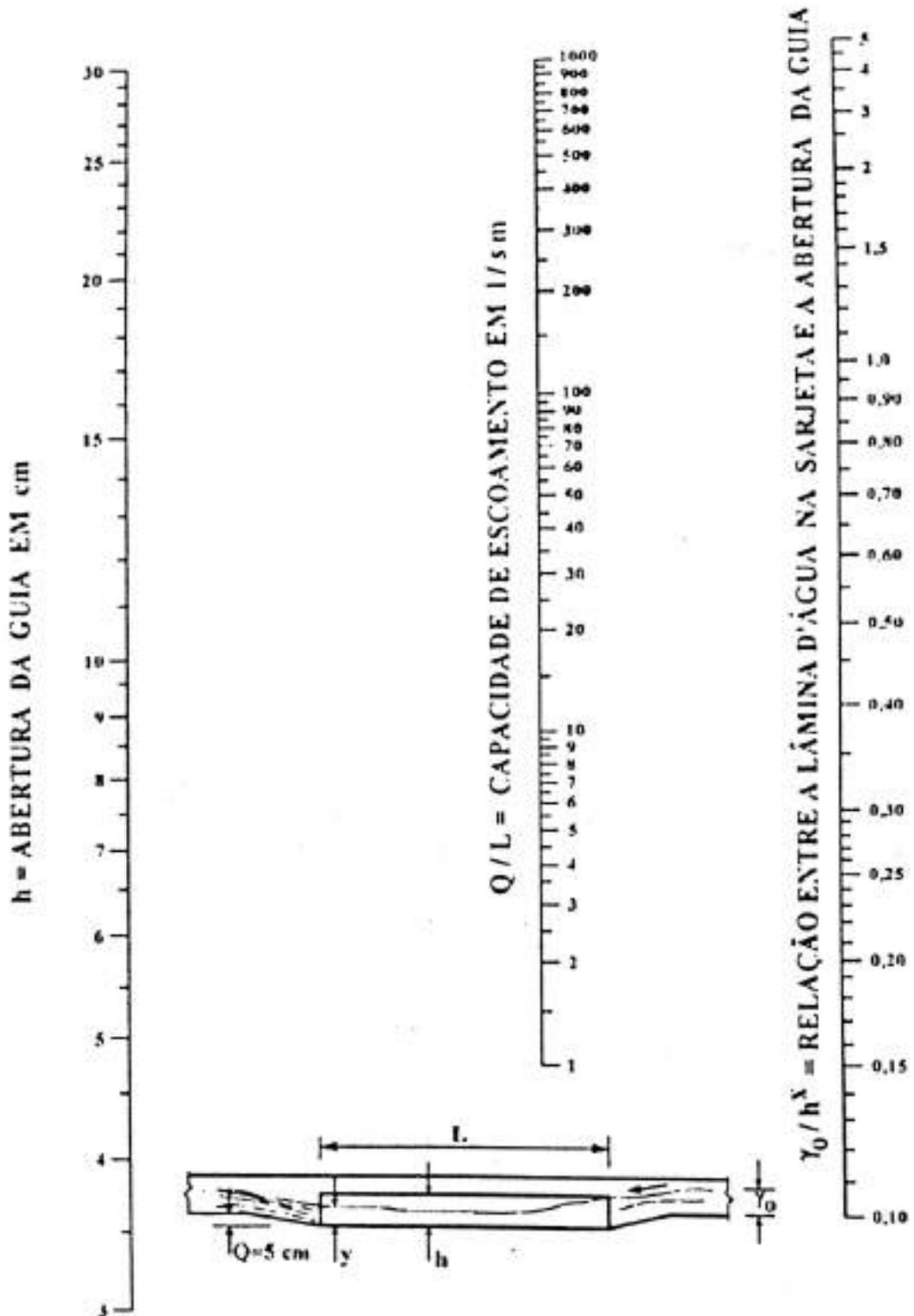


Figura 3.7 Capacidade de esgotamento das bocas-de-lobo com depressão de 5 cm em pontos baixos das sarjetas (DAEE/CETESB, 1980).

No caso das sarjetas, uma vez calculada a capacidade teórica, multiplica-se o seu valor por um fator de redução, que leva em conta a possibilidade de obstrução de sarjetas de pequenas declividade por sedimentos. Na tabela 3.8, são apresentados valores recomendados de fatores de redução. A capacidade de esgotamento das bocas-de-lobo é menor que a calculada devido a vários fatores, entre os quais: obstrução causada por detritos, irregularidades nos pavimentos das ruas junto às sarjetas e ainhamento real.

Na tabela 3.9, são propostos alguns coeficientes de redução para estimar-se essa redução.

Tabela 3.8 Fatores de redução de escoamento das sarjetas (DAEE/CETESB, 1980).

Declividade da sarjeta (%)	fator de redução
0,4	0,50
1 a 3	0,80
5,0	0,50
6,0	0,40
8,0	0,27
10	0,20

Tabela 3.9 Fator de redução do escoamento para bocas-de-lobo (DAEEE/CETESB, 1980).

Localização na sarjeta	Tipo de Boca de Lobo	% permitida sobre o valor teórico
Ponto Baixo	De guia	80
	Com grelha	50
	Combinada	65
Ponto Intermediário	de guia	80
	grelha longitudinal	60
	grelha transversal ou longitudinal com barras transversais	60
	combinadas	110% dos valores indicados para a grelha correspondente

* Valor que multiplica os indicados nas grelhas correspondentes.

Galerias

O dimensionamento das galerias é realizado com base nas equações hidráulicas de movimento uniforme, como a de Manning (equação 3.7), Chezy e outras. O cálculo depende do coeficiente de rugosidade e do tipo de galeria adotado. Para maiores detalhes quanto aos coeficientes de rugosidade, consulte a tabela 3.7.

Exemplo 3.4 Determine uma galeria circular para escoar a vazão de 94 l/s obtida no exemplo anterior, considerando a declividade longitudinal da rua igual a 0,001 m/m. O conduto é de concreto, com $n = 0,013$.

Solução - Com o uso da equação da continuidade e fazendo-se, na equação de Manning, $R = D/4$ (seção plena), deduz-se a expressão para o diâmetro:

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

$$D = 1,48 \left(\frac{Qn}{S^{1/2}}\right)^{3/8} = 0,458 \text{ m}$$

Pode-se adotar $D = 0,50$ m.

Exemplo 3.5 Dimensione a rede de pluviais das figuras 3.8 e 3.9. Na figura 3.8, é apresentada a rede de pluviais e, na figura 3.9, a delimitação das áreas contribuintes (somente da primeira rede). Os dados adicionais à figura e os principais elementos do projeto são apresentados ao longo da descrição do exemplo.

Solução:

a) precipitação: foi utilizado o posto da cidade de Alegrete/RS. A precipitação foi de dez minutos e o tempo de retorno, de dez anos. Essas informações constam da página 36 de DAEE/CETESB (1980). Como a intensidade da chuva está expressa em mm/min, basta multiplicar por 60 para se obter a precipitação em mm/h, ou seja, $3,291 \text{ mm/min} \times 60 = 197,46 \text{ mm/h}$.

b) O coeficiente de escoamento foi adotado igual a $\frac{360}{60}$ para o tipo de uso da área.

c) Dimensionamento hidráulico: utilizando-se a equação de Manning para cálculo da velocidade e $n = 0,013$ para tubos de concreto, fica

$$v = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{0,013} = 76,9 R^{2/3} S^{1/2}$$

A equação do método Racional utilizada foi convertida para área em ha. e vazão em l/s para facilidade de uso neste caso, ou seja:

$$Q = 2,78 CIA$$

A seguir, são apresentados os passos de cálculo:

- 1 - Considerando-se que a precipitação origina-se no limite físico do loteamento, adotou-se $t_c = 10$ min., que é, então, o tempo de concentração de partida.
- 2 - Estabeleceram-se os percursos da rede e delimitaram-se as áreas contribuintes a cada trecho, como mostram as figuras 3.10 e 3.11.
- 3 - Uma planilha auxiliar de cálculo é apresentada (tabela 3.10), e procede-se ao cálculo em seqüência. Para o trecho PV1- PV2 (inicial):

$$Q \text{ (l/s)} = 2,78 CIA = 2,78 \times 0,60 \times 197,46 \times 0,30 = 98,8 \text{ l/s}$$

$$D \text{ (m)} = 0,30 \text{ m (diâmetro mínimo)}$$

$$S \text{ (m/m)} = (99,50 - 98,80)/50 = 0,014 \text{ m/m (declividade do terreno)}$$

- 4 - Testando-se D com as equações de continuidade e de Manning, obtém-se:

$$D = 1,55 \left(\frac{Qn}{S^{1/2}} \right)^{3/8} = 1,55 \left[\frac{0,09881 \times 0,013}{(0,014)^{1/2}} \right]^{3/8} = 0,284$$

Como $D = 0,30$ m adotado é maior que $D = 0,284$ m calculado, o trecho escolhido está correto. Se, ao contrário, resultasse $D_{cal} > D_{dot}$, remanejar-se-ia a declividade ou o diâmetro do conduto.

- 5 - Como $D_{dot} > D_{calc}$, deve-se calcular a lâmina percentual (y/D), a qual levará ao raio hidráulico R real e à velocidade efetiva v de escoamento no conduto. Os elementos de um conduto parcialmente cheio podem ser obtidos a partir das seguinte expressões:

$$A = \frac{D^2}{4} \left(\frac{\pi\theta}{360} - \frac{\text{sen}\theta}{2} \right)$$

$$R = \frac{D}{4} \left[1 - \frac{360 \text{sen}\theta}{2\pi\theta} \right]$$

$$\theta = 2 \arccos \left(1 - \frac{2y}{D} \right)$$

Com base no valor de y/D , são calculados o raio hidráulico e a área, pelas equações acima, e a vazão, pela equação de Manning. Quando esse valor for igual à vazão de projeto, y/D será o que ocorrerá nas condições de projeto. Neste caso, $Q = 98,8 \text{ l/s}$; $D = 0,30 \text{ m}$; $S = 0,014 \text{ m/m}$; $y/D = 0,716$ e $v = 1,82 \text{ m/s}$.

6 - O tempo de escoamento é obtido pela equação de movimento uniforme:

$$t_e = \frac{\text{distância}}{\text{velocidade}} = \frac{50}{1,82} = 27,5 \text{ s} \cong 0,46 \text{ min}$$

7 - Para os trechos subsequentes, o tempo de concentração t_c será o tempo inicial de dez minutos mais o tempo de escoamento t_e . Para o trecho PV2-PV3, fica:

$$t_c = 10 + 0,46 = 10,46 \text{ min.}$$

Sempre que, para um PV, concorrerem dois ou mais trechos, o t_c adotado deverá ser aquele que representar o maior valor.

8 - O cálculo da chuva para 10,46 min. resulta da interpolação linear realizada com os dados da referência citada anteriormente, o que resulta 193,96 mm/min.

9 - Para o trecho PV2-PV3, fica:

$$Q = 2,78 \times 0,60 \times 193,96 \times 0,57 = 184,41 \text{ l/s}$$

$$S = \frac{98,80 - 98,50}{40} = 0,0075 \text{ m/m}$$

$$D = 1,55 \left[\frac{0,18441 \times 0,013}{(0,0075)^{1/2}} \right]^{3/8} = 0,404 \text{ m}$$

Para usar $D = 0,40 \text{ m}$, aumenta-se um pouco a declividade. Usando-se $S = 0,0080 \text{ m/m}$, resulta $D = 0,399 \text{ m}$; $y/D = 0,811$; $v = 1,60 \text{ m/s}$; $t_e = 0,39 \text{ min}$. Calculando-se a cota do greide a jusante com base na declividade de $S = 0,008 \text{ m/m}$, resulta:

$$97,80 - 40 \times 0,008 \text{ m/m} = 0,32 \text{ m} = 97,48 \text{ m}$$

Este procedimento é repetido seqüencialmente para todos os subtrechos da rede. Os valores dos ramais PV1 a PV12 são apresentados na tabela 3.10.

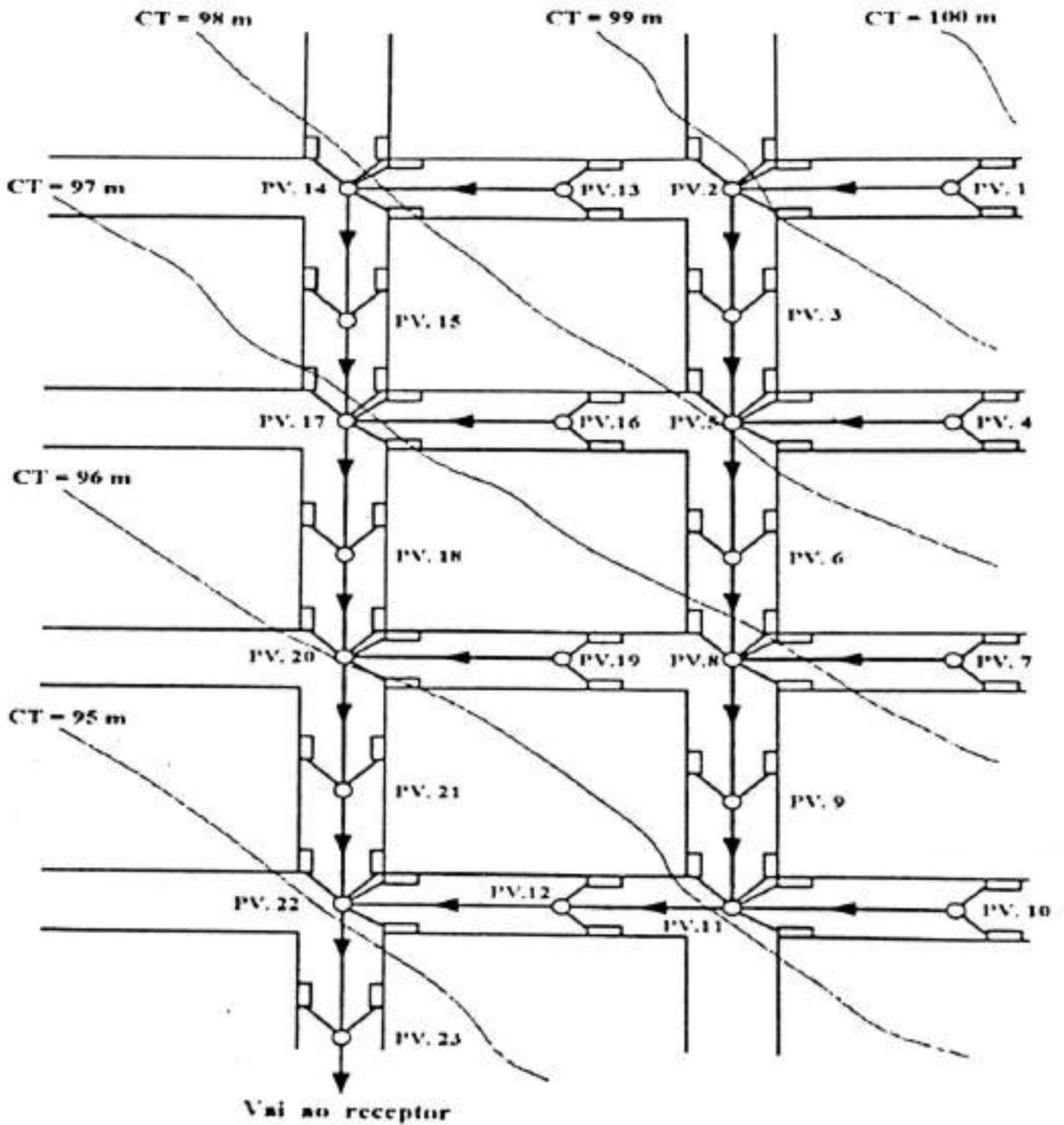


Figura 3.8 Rede de pluviais do Exemplo 3.5

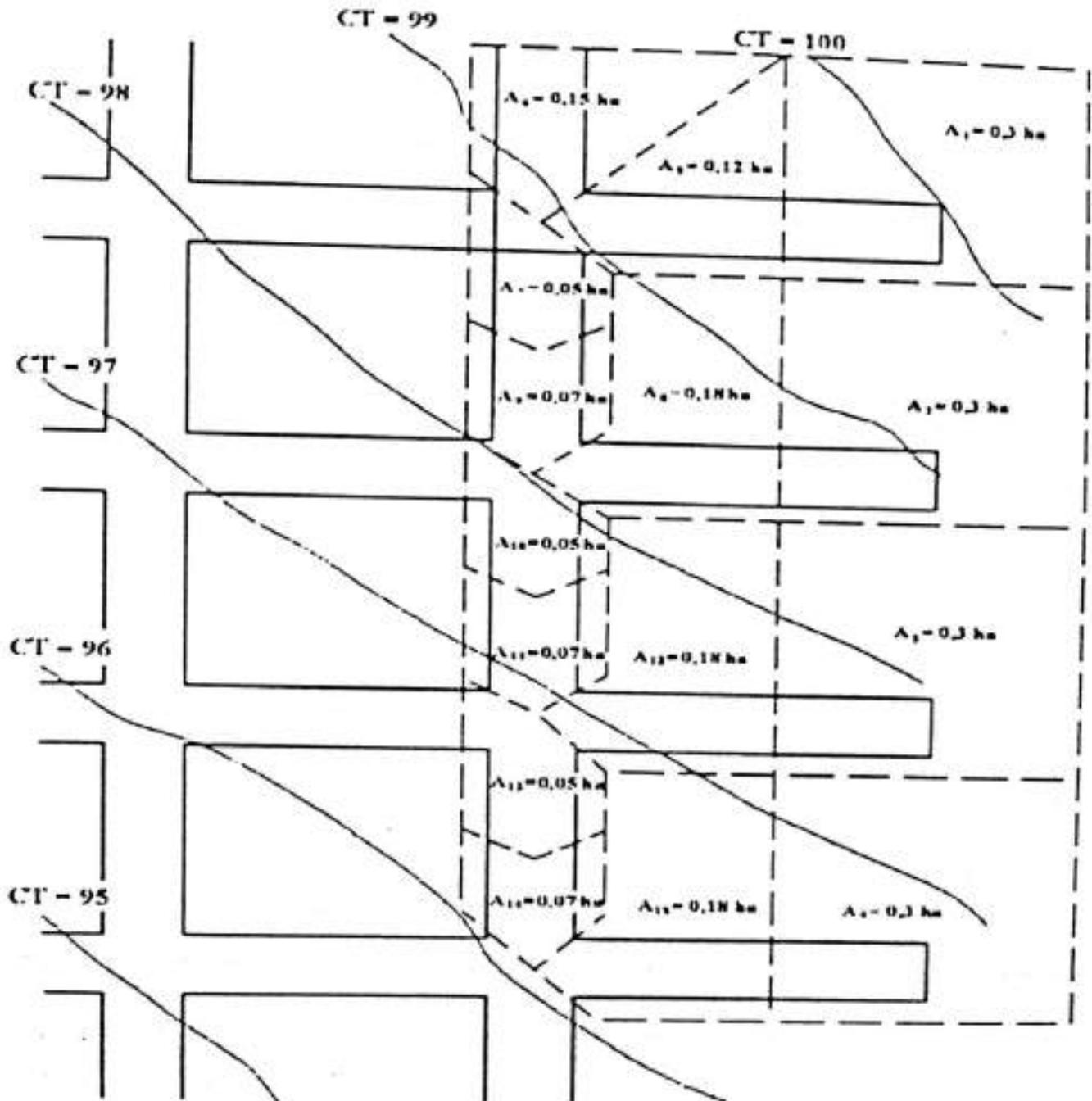


Figura 3.9 Delimitação das áreas de contribuição da primeira rede do Exemplo 3.5

Tabela 3.10 Planilha de cálculo da rede do problema 3.15

Trecho (PV)	L (m)	Áreas (ha) trecho acum.	Tc (min)	Q (l/s)	D (m)	S (m/m)	y/D (%)	V (m/s)	t _c (min)	Cotas do terreno (m)		Cotas do greide (m)		Profund. (m)	
										mont	jus	mont	jus	mont	jus
1-2	50	0,30	10	98,8	0,3	0,014	71,6	1,82	0,46	99,50	98,80	98,50	97,80	1,00	1,00
2-3	40	0,27	10,46	184,4	0,4	0,008	81,1	1,69	0,39	98,80	98,50	97,80	97,48	1,00	1,02
3-5	40	0,05	10,85	197,5	0,4	0,012	71,9	2,04	0,33	98,50	98,00	97,48	97,00	1,02	1,00
4-5	50	0,30	10	98,8	0,3	0,012	76,5	1,70	0,49	98,60	98,00	97,60	97,00	1,00	1,00
5-6	40	0,25	11,18	371,2	0,5	0,015	67,9	2,62	0,25	98,00	97,40	97,00	96,40	1,00	1,00
6-8	40	0,05	11,43	379,7	0,5	0,015	69	2,63	0,25	97,40	96,80	96,40	95,80	1,00	1,00
7-8	50	0,30	10	98,8	0,3	0,012	76,5	1,70	0,49	97,40	96,80	96,40	95,80	1,00	1,00
8-9	40	0,25	11,68	545,2	0,6	0,010	73,4	2,45	0,27	96,80	96,40	95,80	95,40	1,00	1,00
9-11	40	0,05	11,95	554,4	0,6	0,010	74,4	2,46	0,27	96,40	96,00	95,40	95,00	1,00	1,00
10-11	50	0,30	10	98,8	0,3	0,010	84,1	1,56	0,53	96,50	96,00	95,50	95,00	1,00	1,00
11-12	50	0,25	12,22	713,8	0,6	0,015	77,8	3,03	0,28	95,50	95,50	95,00	94,25	1,00	1,25

COMPILADO DE:

- Clases de Hidráulica Aplicada - FI - UNaM
- “Inundaciones Urbanas en el Gran Posadas” - G.A. Sanchez
- “Programa de Capacitación para Gestores y Tomadores de Decisión Públicos en el Campo de los Recursos Hídricos” - Asociación Mundial del Agua - GWP-SAMTAC
- “Drenagem Urbana” - Tucci - Porto - Barros - Colecao ABRH