

**GOVERNO DO ESTADO DO PARANÁ**

**SECRETARIA DE ESTADO DO  
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS**

**SUDERHSA**

Superintendência de Desenvolvimento de  
Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental

**PROGRAMA DE SANEAMENTO AMBIENTAL  
DA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA**

**PLANO DIRETOR DE DRENAGEM PARA  
A BACIA DO RIO IGUAÇU NA  
REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA**



**MANUAL DE  
DRENAGEM URBANA**

***Região Metropolitana de Curitiba- PR***

VERSÃO 1.0 - Dezembro 2002

**CH2MHILL**



**GOVERNO DO ESTADO DO PARANÁ**

**SECRETARIA DE ESTADO DO  
MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS**

**SUDERHSA**

Superintendência de Desenvolvimento de  
Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental

PROGRAMA DE SANEAMENTO AMBIENTAL  
DA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA

**PLANO DIRETOR DE DRENAGEM PARA  
A BACIA DO RIO IGUAÇU NA  
REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA**

**MANUAL DE  
DRENAGEM URBANA**  
*Região Metropolitana de Curitiba- PR*

VERSÃO 1.0 - Dezembro 2002



## SUMÁRIO

<b>APRESENTAÇÃO</b>	<b>6</b>
<b>SEÇÃO I CONCEPÇÃO E PRINCÍPIOS DO PLANO DIRETOR DE DRENAGEM</b>	
<b>1. INTRODUÇÃO</b>	<b>9</b>
1.1 IMPACTOS E CONTROLES DA DRENAGEM URBANA	9
1.2 IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO	9
1.3 MEDIDAS DE CONTROLE NA DRENAGEM URBANA	14
1.4 RESUMO DOS PRINCÍPIOS DE CONTROLE DA DRENAGEM URBANA	22
<b>2. DRENAGEM URBANA E URBANISMO</b>	<b>23</b>
2.1 DRENAGEM URBANA INDISSOCIADA DO URBANISMO	23
2.2 DRENAGEM URBANA PREVENTIVA	23
2.3 DRENAGEM URBANA CORRETIVA	25
<b>SEÇÃO II CRITÉRIOS DE PROJETO</b>	
<b>3. ELEMENTOS CONCEITUAIS PARA PROJETOS DE DRENAGEM URBANA</b>	<b>27</b>
3.1 SISTEMA DE DRENAGEM	27
3.2 ESCOAMENTO E CONDIÇÕES DE PROJETO	27
3.3 RISCO E INCERTEZA	27
3.4 CENÁRIOS E ALTERNATIVAS DE PROJETO	29
3.5 PROJETO DE DRENAGEM URBANA	29
3.6 ALTERNATIVAS DE CONTROLE DA DRENAGEM PLUVIAL	30
<b>4. PRECIPITAÇÃO, VAZÃO E HIDROGRAMA DE PROJETO</b>	<b>31</b>
4.1 CONCEITOS	31
4.2 PRECIPITAÇÃO DE PROJETO PARA MICRODRENAGEM – CURVAS IDF	32
4.3 VAZÃO DE PROJETO PARA MICRODRENAGEM – MÉTODO RACIONAL	33
4.4 PRECIPITAÇÃO DE PROJETO PARA MACRODRENAGEM	35
4.5 VAZÃO DE PROJETO PARA MACRODRENAGEM – HUT DO SCS	37



<b>5.</b>	<b>MEDIDAS DE CONTROLE NA FONTE</b>	<b>40</b>
5.1	ORIENTAÇÃO GERAL	40
5.2	PAPEL DAS MEDIDAS DE CONTROLE NA FONTE	40
5.3	ELENCO DE OBRAS BÁSICAS DE REDUÇÃO E CONTROLE	41
5.4	CRITÉRIOS DE ESCOLHA DAS OBRAS DE REDUÇÃO E CONTROLE	41
5.5	DESCRIÇÃO DAS MEDIDAS DE CONTROLE	49
5.6	COMENTÁRIOS ADICIONAIS SOBRE AS CONDIÇÕES RESTRITIVAS DE APLICAÇÃO	59
5.7	VANTAGENS AGREGADAS DAS MCS	62
5.8	EFEITO AMBIENTAL DAS MCS	64
5.9	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS MCS	65
5.10	APLICAÇÃO DAS MCS A LOTES, LOTEAMENTOS E MACRODRENAGEM	89
5.11	ESTRUTURAS AUXILIARES DE RETENÇÃO DE LIXO E SEDIMENTOS	94
<b>6.</b>	<b>PROJETOS DE REDES PLUVIAIS DE MICRODRENAGEM</b>	<b>96</b>
6.1	DADOS NECESSÁRIOS	96
6.2	CONFIGURAÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM	97
6.3	DETERMINAÇÃO DA VAZÃO: MÉTODO RACIONAL	102
6.4	DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DA REDE DE CONDUTOS	103
6.5	DIMENSIONAMENTO DOS RESERVATÓRIOS	107
<b>7.</b>	<b>PROJETOS DE REDES PLUVIAIS DE MACRODRENAGEM</b>	<b>115</b>
7.1	PLANEJAMENTO DA MACRODRENAGEM	115
7.2	SIMULAÇÃO DA MACRODRENAGEM	117
7.3	MODELOS	119
7.4	ALTERNATIVAS DE CONTROLE	126
 <b>SEÇÃO III REGULAMENTAÇÃO POR DISTRITO DE DRENAGEM</b>		
<b>8.</b>	<b>REGULAMENTAÇÃO POR DISTRITO DE DRENAGEM</b>	<b>128</b>
8.1	REGULAMENTAÇÃO DO DESENVOLVIMENTO URBANO	130
8.2	REGULAMENTAÇÃO- ZONEAMENTO DAS ÁREAS INUNDÁVEIS	132
8.3	REGULAMENTAÇÃO- MEDIDAS DE CONTROLE ESTRUTURAIS	132
8.4	MEDIDAS PROPOSTAS PARA OS DISTRITOS DE DRENAGEM	136



**ANEXO A**

**VAZÃO DE PRÉ-DESENVOLVIMENTO E VOLUME DE CONTROLE 138**

**ANEXO B**

**ANÁLISE DAS CURVAS IDF DA REGIÃO METROPOLITANA DE  
CURITIBA 143**

**ANEXO C**

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 148**



## **APRESENTAÇÃO**

O presente Manual de Drenagem integra os estudos do Plano Diretor de Drenagem para a Bacia do Alto Iguaçu na Região Metropolitana de Curitiba e objetiva orientar os profissionais que planejam e projetam a drenagem urbana e a ocupação de áreas ribeirinhas nas cidades. As orientações contidas no Manual foram utilizadas para o desenvolvimento dos estudos do Plano Diretor notadamente os conceitos relativos à aplicação de “medidas e ações não estruturais” e à utilização de “medidas de controle” na macrodrenagem.

O objetivo principal deste manual é definir critérios sobre:

- Variáveis hidrológicas para projetos de drenagem urbana na Região Metropolitana de Curitiba- RMC
- Elementos hidráulicos de estruturas de controle não convencionais
- Aspectos de ocupação urbana relacionados com a drenagem
- Aspectos de controle da qualidade da água pluvial
- Legislação e regulamentação associada

Este manual deve ser utilizado como um suporte técnico e não como uma norma rígida. Cabe ao projetista orientar seus projetos dentro do conhecimento existente sobre o assunto, do qual este manual é apenas uma parte. Os únicos limites a serem observados são os impostos pela legislação pertinente.

O manual está organizado em três seções:

### **SEÇÃO I- CONCEPÇÃO E PRINCÍPIOS DO PLANO DIRETOR DE DRENAGEM**

Esta seção apresenta os principais elementos que orientam o desenvolvimento do Plano Diretor e os princípios básicos adotados. No capítulo 1, é apresentado um resumo dos aspectos principais sobre as enchentes em áreas urbanas buscando uniformizar conhecimentos e estabelecer padrões de nomenclatura.

Neste capítulo é apresentada a filosofia que rege o Manual, preconizando basicamente a adoção de princípios de controle de enchentes respeitando o critério fundamental de não ampliar a cheia natural e o controle distribuído na bacia hidrográfica, sem transferência para jusante. No capítulo 2 são apresentadas sucintamente algumas idéias sobre a necessidade de que se integrem aspectos multidisciplinares, principalmente de engenharia e urbanismo.

### **SEÇÃO II- CRITÉRIOS DE PROJETO**

Esta seção apresenta os critérios e métodos básicos para elaboração de um projeto de drenagem urbana. No capítulo 3 são apresentados os elementos conceituais relacionados com os projetos de drenagem, nomenclaturas e metodologias.

No capítulo 4 são descritos os fundamentos e as metodologias sugeridas para a obtenção de precipitações, vazões e hidrogramas de projeto. No capítulo 5 são descritas as principais medidas de controle na fonte para a drenagem pluvial urbana, incluindo orientações de pré-dimensionamento.



O capítulo 6 apresenta os procedimentos utilizados no projeto de redes pluviais de microdrenagem, juntamente com o controle do aumento da vazão. O capítulo 7 descreve os elementos para projetos de redes pluviais de macrodrenagem: o planejamento da bacia, nas suas diferentes etapas, a metodologia de simulação quantitativa e qualitativa dos diferentes cenários e os elementos de controle previstos, além de indicadores de custo que podem ser utilizados para uma avaliação das alternativas.

### **SEÇÃO III- A REGULAMENTAÇÃO POR DISTRITO DE DRENAGEM**

Esta seção apresenta uma proposta para a regulamentação de distritos de drenagem na Bacia do Alto Iguaçu.

O Manual de Drenagem não esgota o assunto, nem preconiza o abandono das soluções tradicionalmente adotadas no controle da drenagem. Espera, entretanto, que as informações nele contidas modernizem os projetos de drenagem urbana adequando-os aos princípios básicos anteriormente apresentados.

Participaram da elaboração deste Manual:

- IPH - Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, responsável pela estruturação geral do manual, pela redação das seções 1, 2 e dos Anexos
- CH2M HILL do Brasil, empresa contratada para a elaboração do Plano Diretor de Drenagem para a Bacia do Rio Iguaçu na Região Metropolitana de Curitiba: responsável pela redação da Seção 3, revisão e editoração
- Equipe técnica da Diretoria de Engenharia da SUDERHSA: responsável pela revisão geral e aprovação da versão final



## **GOVERNO DO ESTADO DO PARANÁ**

### **SECRETARIA DE ESTADO DO MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS**

#### **SUDERHSA**

Superintendência de Desenvolvimento de  
Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental

PROGRAMA DE SANEAMENTO AMBIENTAL  
DA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA

### **PLANO DIRETOR DE DRENAGEM PARA A BACIA DO RIO IGUAÇU NA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA**

## **SEÇÃO I**

### **CONCEPÇÃO E PRINCÍPIOS DO PLANO DIRETOR DE DRENAGEM**

## **MANUAL DE DRENAGEM URBANA** *Região Metropolitana de Curitiba- PR*

VERSÃO 1.0 - Dezembro 2002



## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1 IMPACTOS E CONTROLES DA DRENAGEM URBANA

A tendência da urbanização das cidades brasileiras tem provocado impactos significativos na população e no meio ambiente. Estes impactos têm deteriorado a qualidade de vida da população, através do aumento da frequência e do nível das inundações, redução da qualidade de água e aumento de materiais sólidos nos corpos receptores.

Este processo é desencadeado principalmente pela forma como as cidades se desenvolveram nas últimas décadas e a ocupação das áreas ribeirinhas. A tendência existente em termos de planejamento de sistemas de drenagem tem sido a seguinte:

- Os projetos de drenagem urbana têm como filosofia o escoamento da água precipitada o mais rápido possível para fora da área projetada. Este critério aumenta de algumas ordens de magnitude as vazões máximas, a frequência e o nível de inundação de áreas a jusante.
- As áreas ribeirinhas, inundadas pelo curso d'água durante os períodos de cheia, têm sido ocupadas pela população durante a estiagem. Os prejuízos resultantes são evidentes.

Para alterar esta tendência é necessário adotar princípios de controle de enchentes que considerem o seguinte:

- o aumento de vazão devido à urbanização não deve ser transferido para jusante
- a bacia hidrográfica deve ser o domínio físico de avaliação dos impactos resultantes de novos empreendimentos
- o horizonte de avaliação deve contemplar futuras ocupações urbanas
- as áreas ribeirinhas somente poderão ser ocupadas dentro de um zoneamento que contemple as condições de enchentes
- as medidas de controle devem ser preferencialmente não-estruturais

Para implementação destes padrões de controle que busquem uma visão de desenvolvimento sustentável no ambiente urbano é necessário um Plano Diretor Urbano que aborde:

*"...assuntos como a caracterização do desenvolvimento de um local, planejamento em etapas, vazões e volumes máximos para várias probabilidades, localização, critérios e tamanhos de reservatórios de retenção e condições de escoamento, medidas para melhorar a qualidade do escoamento, regulamentações pertinentes e como o plano desenvolve os mesmos em consistência com objetivos secundários como recreação pública, limpeza, proteção pública e recarga subterrânea." (ASCE, 1992)*

### 1.2 IMPACTOS DA URBANIZAÇÃO

O planejamento urbano, embora envolva fundamentos interdisciplinares, na prática é realizado dentro de um âmbito mais restrito do conhecimento. O planejamento da ocupação do espaço urbano no Brasil, através do plano Diretor Urbano não tem considerado aspectos de drenagem urbana e qualidade da água, que trazem grandes transtornos e custos para a sociedade e para o ambiente.

À medida que a cidade se urbaniza, em geral, ocorrem os seguintes impactos:

- aumento das vazões máximas (em até 7 vezes, conforme Leopold, 1968) devido ao aumento da capacidade de escoamento através de condutos e canais e impermeabilização das superfícies
- aumento da produção de sedimentos devido à desproteção das superfícies e à produção de resíduos sólidos (lixo)
- deterioração da qualidade da água superficial e subterrânea, devido à lavagem das ruas, transporte de material sólido e às ligações clandestinas de esgoto sanitário e pluvial
- contaminação de aquíferos

Além disso, outros impactos ocorrem devido à forma desorganizada como a infra-estrutura urbana é implantada, tais como:

- pontes e taludes de estradas que obstruem o escoamento
- redução de seção do escoamento por aterros
- obstrução de rios, canais e condutos por deposição de lixo e sedimentos
- projetos e obras de drenagem inadequadas

As enchentes em áreas urbanas são consequência de dois processos, que ocorrem isoladamente ou de forma conjunta:

- **Enchentes em áreas ribeirinhas:** os rios geralmente possuem dois leitos, o leito menor onde a água escoar na maioria do tempo e o leito maior, que é inundado em média a cada 2 anos. O impacto devido à inundação ocorre quando a população ocupa o leito maior do rio, ficando sujeita a inundação.
- **Enchentes devido à urbanização:** as enchentes aumentam a sua frequência e magnitude devido à ocupação do solo com superfícies impermeáveis e rede de condutos de escoamentos. O desenvolvimento urbano pode também produzir obstruções ao escoamento como aterros e pontes, drenagens inadequadas e obstruções ao escoamento junto a condutos e assoreamento.

### 1.2.1 Impactos de enchentes em áreas ribeirinhas

Estas enchentes ocorrem, principalmente, pelo processo natural no qual o rio ocupa o seu leito maior, de acordo com os eventos chuvosos extremos, em média com tempo de retorno superior a dois anos. Este tipo de enchente normalmente ocorre em bacias grandes ( $>500 \text{ km}^2$ ), sendo *decorrência de processo natural do ciclo hidrológico*. Os impactos sobre a população são causados, principalmente, pela ocupação inadequada do espaço urbano. Essas condições ocorrem, em geral, devido às seguintes ações:

- como nos Planos Diretores Urbanos da quase totalidade das cidades brasileiras, não existe nenhuma restrição quanto ao loteamento de áreas de risco de inundação, a seqüência de anos sem enchentes é razão suficiente para que empresários loteiem áreas inadequadas
- invasão de áreas ribeirinhas pela população de baixa renda
- ocupação de áreas de médio risco, que são atingidas com frequência menor, porém com prejuízos significativos

Os principais impactos sobre a população são:

- prejuízos por perdas materiais e humanas
- interrupção da atividade econômica nas áreas inundadas
- contaminação por doenças de veiculação hídrica como leptospirose e cólera, entre outras
- contaminação da água pela inundação de depósitos de material tóxico, estações de tratamento e outros equipamentos urbanos

## 1.2.2 Impactos de enchentes devido à urbanização

### AUMENTO DAS VAZÕES MÁXIMAS

O desenvolvimento urbano altera a cobertura vegetal provocando vários efeitos que alteram os componentes do ciclo hidrológico natural. Com a urbanização, a cobertura da bacia é alterada para pavimentos impermeáveis e são introduzidos condutos para escoamento pluvial, gerando as seguintes alterações no referido ciclo:

- Redução da infiltração no solo.
- O volume que deixa de infiltrar fica na superfície, aumentando o escoamento superficial. Além disso, como foram construídos condutos pluviais para o escoamento superficial, tornando-o mais rápido, ocorre redução do tempo de deslocamento. Desta forma as vazões máximas também aumentam, antecipando seus picos no tempo (figura 1.1).
- Com a redução da infiltração, o aquífero tende a rebaixar o nível do lençol freático por falta de alimentação (principalmente quando a área urbana é muito extensa), reduzindo o escoamento subterrâneo. As redes de abastecimento e de esgoto sanitário possuem vazamentos que podem alimentar o aquíferos, tendo efeito inverso do mencionado.
- Devido à substituição da cobertura natural ocorre uma *redução da evapotranspiração*, já que a superfície urbana não retém água como a cobertura vegetal e não permite a evapotranspiração das folhagens e do solo.

Na figura 1.1 são caracterizadas as alterações no uso do solo devido à urbanização e seu efeito sobre o hidrograma e nos níveis de inundação.

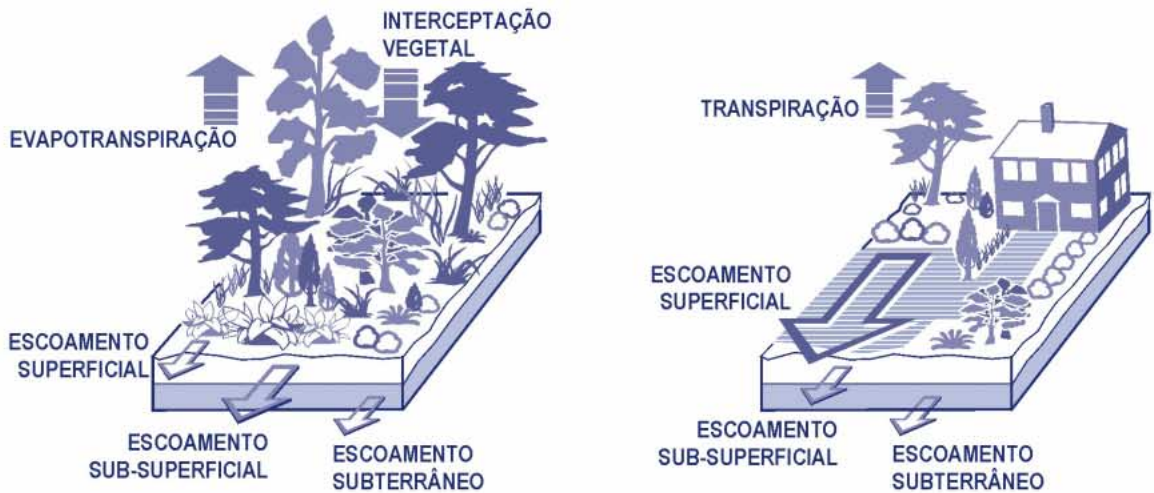
Com o desenvolvimento urbano, são introduzidos na bacia hidrográfica vários elementos antrópicos que atuam sobre o ambiente. Alguns dos principais impactos são discutidos a seguir:

### AUMENTO DA TEMPERATURA

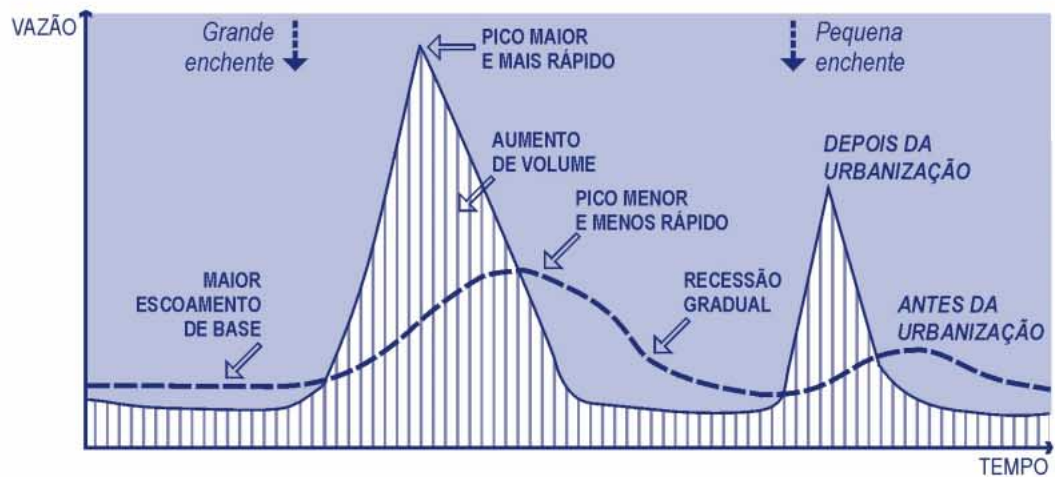
As superfícies impermeáveis absorvem parte da energia solar aumentando a temperatura ambiente, produzindo *ilhas de calor* na parte central dos centros urbanos, onde predominam o concreto e o asfalto. O asfalto, devido à sua cor, absorve mais energia devido à radiação solar do que as superfícies naturais; o concreto, à medida que a sua superfície envelhece, tende a escurecer e aumentar a absorção de radiação solar.

O aumento da absorção de radiação solar por parte da superfície aumenta a emissão de radiação térmica de volta para o ambiente, gerando o calor. O aumento de temperatura também cria condições de movimento de ar ascendente que pode gerar o aumento da precipitação. Silveira (1997) mostra que a parte central de Porto Alegre apresenta maior índice pluviométrico que a sua periferia, atribuindo essa tendência à urbanização. Como na área urbana as precipitações críticas são as mais intensas de baixa duração, estas condições contribuem para agravar as enchentes urbanas.

**a. BALANÇO HÍDRICO**



**b. ESCOAMENTO**



**c. RESPOSTA DA GEOMETRIA DO ESCOAMENTO**

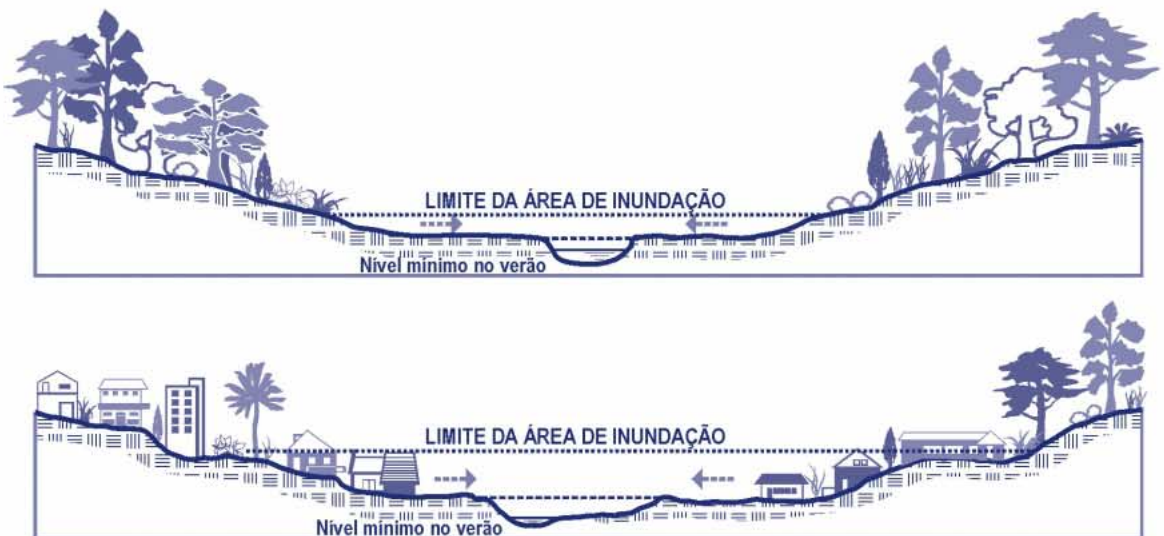
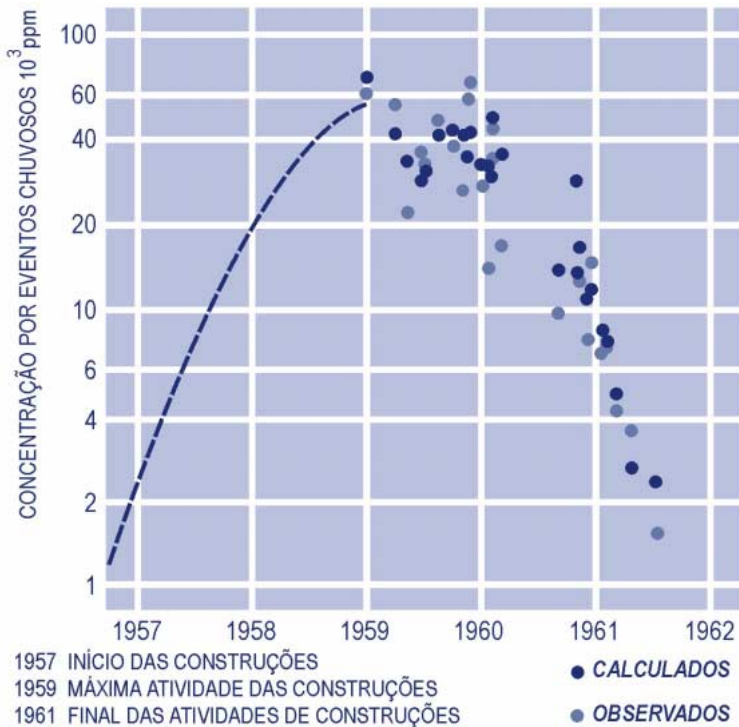


Figura 1.1- Características das alterações de uma área rural para urbana (Schueler, 1987).



**Figura 1.2-** Variação da produção de sedimentos em decorrência do desenvolvimento urbano (Dawdy, 1967)

### AUMENTO DE SEDIMENTOS E MATERIAL SÓLIDO

Durante o desenvolvimento urbano, o aumento dos sedimentos produzidos pela bacia hidrográfica é significativo, devido às construções, limpeza de terrenos para novos loteamentos, construção de ruas, avenidas e rodovias entre outras causas. Na figura 1.2 pode-se observar a tendência de produção de sedimentos de uma bacia nos seus diferentes estágios de desenvolvimento.

As principais conseqüências ambientais da produção de sedimentos são:

- Assoreamento das seções da drenagem, com redução da capacidade de escoamento de condutos, rios e lagos urbanos. A lagoa da Pampulha, em Belo Horizonte, é um exemplo de um lago urbano que tem sido assoreado. O arroio Dilúvio em Porto Alegre, devido à sua largura e pequena profundidade, durante as estiagens tem depositado no canal a produção de sedimentos da bacia e criado vegetação, reduzindo a capacidade de escoamento durante as enchentes.
- Transporte de poluentes agregados ao sedimento, que contaminam as águas pluviais.

À medida que a bacia é urbanizada e a densificação consolidada, a produção de sedimentos pode reduzir (figura 1.2) mas um outro problema aparece, que é a produção de lixo. O lixo obstrui ainda mais a drenagem e cria condições ambientais ainda piores. Esse problema somente é minimizado com adequada freqüência da coleta e educação da população com muitas pesadas.

### QUALIDADE DA ÁGUA PLUVIAL

A qualidade da água pluvial não é melhor que a do efluente de um tratamento secundário. A quantidade de material suspenso na drenagem pluvial é superior à encontrada no esgoto *in natura*. Esse volume é mais significativo no início das enchentes.

Os sistemas de coleta de esgotos podem ser classificados em: *sistemas unitários*, onde águas pluviais e esgotos sanitários são transportados nos mesmos condutos ou *sistemas separadores absolutos* onde águas pluviais e esgotos sanitários são transportados em redes de condutos separados (veja *Nota*).

**NOTA:** em algumas regiões do Brasil os sistemas de coleta e transporte de águas pluviais são conhecidos como sistemas de esgotos pluviais e os sistemas de esgotos sanitários são conhecidos como sistemas de esgotos cloacais. Neste manual ambas as terminologias são utilizadas.

As normas técnicas brasileiras preconizam que as redes devem ser do tipo separador absoluto. Entretanto, existem no país muitos sistemas unitários. Em áreas urbanas antigas e consolidadas, e mesmo em cidades consideradas adiantadas, as limitações financeiras têm restringido os investimentos necessários à separação das águas pluviais. É comum encontrar áreas atendidas por rede destinada exclusivamente à coleta de esgotos onde essa rede acaba lançando, no sistema de águas pluviais, os efluentes coletados sem qualquer tratamento prévio.

Esta situação prejudica a implantação de sistemas de controle de cheias tipo reservatórios de amortecimento. Altas concentrações de esgotos nas águas pluviais, em estruturas de detenção, provocam impactos sobre as vizinhanças dessas estruturas, de difícil mitigação.

A qualidade das águas pluviais que não recebem lançamentos diretos de esgotos deve também ser considerada no planejamento de sistemas de drenagem. Essa qualidade depende de vários fatores: da limpeza urbana e sua freqüência, da intensidade da precipitação, suas distribuições temporal e espacial, da época do ano e do tipo de uso do solo da área drenada. Os principais indicadores da qualidade da água são os parâmetros que caracterizam a poluição orgânica e a quantidade de metais.

### CONTAMINAÇÃO DOS AQUÍFEROS

As principais condições de contaminação dos aquíferos urbanos devem-se aos seguintes fatores:

- Aterros sanitários contaminam as águas subterrâneas pelo processo natural de precipitação e infiltração. Deve-se evitar que sejam construídos aterros sanitários em áreas de recarga e deve-se procurar escolher as áreas com baixa permeabilidade. Os efeitos da contaminação nas águas subterrâneas devem ser examinados quando da escolha do local do aterro.
- Grande parte das cidades brasileiras utiliza fossas sépticas como destino final do esgoto, contribuindo para a contaminação da parte superior do aquífero. Esta contaminação pode comprometer o abastecimento de água urbana quando existe comunicação entre diferentes camadas dos aquíferos através de percolação e de perfuração inadequada dos poços artesianos.
- A rede de condutos de pluviais pode contaminar o solo através de perdas de volume no seu transporte e até por entupimento de trechos da rede que pressionam a água contaminada para fora do sistema de condutos.

## 1.3 MEDIDAS DE CONTROLE NA DRENAGEM URBANA

As medidas de controle de inundações podem ser classificadas em :

- *Estruturais*, quando modificam o sistema, buscando reduzir o risco de enchentes, pela implantação de obras para conter, reter ou melhorar a condução dos escoamentos. Estas medidas envolvem construção de barragens, diques, canalizações, reflorestamento, entre outros.
- *Não-estruturais*, quando são propostas ações de convivência com as enchentes ou são estabelecidas diretrizes para reversão ou minimização do problema. Estas medidas envolvem o zoneamento de áreas de inundações associado ao Plano Diretor Urbano, previsão de cheia, seguro de inundação, legislações diversas, entre outros.

As medidas estruturais são obras de engenharia implementadas para reduzir o risco das enchentes. Estas medidas podem ser extensivas ou intensivas. As medidas extensivas são aquelas que agem no contexto global da bacia, procurando modificar as relações entre precipitação e vazão, como a alteração da cobertura vegetal do solo, que reduz e retarda os picos de enchentes e controla a erosão da bacia.

As medidas intensivas são aquelas que agem numa escala menor, nos cursos d'água e superfícies, e podem ser obras de contenção como diques e pôlderes, de aumento da capacidade de descarga como retificações, ampliações de seção e corte de meandros de cursos d'água, de desvio do escoamento por canais e de retardamento e infiltração, como reservatórios, bacias de amortecimento e dispositivos de infiltração no solo.

As medidas estruturais não são projetadas para dar uma proteção completa ao sistema pois isto exigiria um dimensionamento contra a maior enchente possível, o que é física e economicamente inviável na maioria das situações. A medida estrutural pode em alguns casos, como o de um reservatório de amortecimento a montante, criar uma falsa sensação de segurança, permitindo a ampliação da ocupação das áreas inundáveis, que futuramente podem resultar em danos significativos.

As *medidas não estruturais*, em contraponto, procuram reduzir impactos sem modificar o risco das enchentes naturais e, em alguns casos, estipular princípios que revertam os riscos artificialmente majorados por ações antrópicas às condições naturais. As ações não estruturais em drenagem urbana abrangem os mecanismos de estipulação dos princípios básicos (filosofia), de estabelecimento de como estes princípios devem ser respeitados (legislação, normas e manuais técnicos) e de preparação da sociedade para que eles venham a ser implantados e obedecidos na atualidade e no futuro. O custo de proteção de uma área inundável por medidas estruturais é em geral superior ao de medidas não-estruturais.

Desta forma, os princípios básicos de uma drenagem urbana moderna são os de não aumentar as cheias naturais e não fazer intervenções no meio ambiente que provoquem aumento ou transferência de enchentes para outros locais, a montante ou a jusante. Isto enquadra-se no que se costuma chamar de abordagem ambientalista, que se baseia numa correta gestão dos impactos do meio urbano sobre o meio ambiente hidrológico.

A abordagem é complexa e inclui aspectos técnicos de engenharia, sanitários, ecológicos, legais e econômicos, além de exigir uma conexão muito mais estreita com a concepção e gestão dos espaços urbanos. A abordagem tradicional na engenharia, chamada de abordagem higienista, preconizava simplesmente o transporte rápido dos excessos pluviais por condutos enterrados. A abordagem ambientalista é radicalmente oposta, pois preocupa-se com a manutenção e recuperação de ambientes, de forma a torná-los saudáveis interna e externamente à área urbana, ao invés de só procurar sanear o interior da cidade.

No entanto, não é possível reduzir o controle da drenagem urbana a um receituário de medidas estruturais e não estruturais. Todas as medidas de controle devem integrar-se ao planejamento ambiental do meio urbano, deixando de ser apenas um problema de engenharia e de planejamento administrativo.

Entretanto, o enfoque isolado das medidas de controle estruturais da drenagem urbana, como apresentado a seguir, é útil para melhor precisar seu papel na busca de soluções técnicas que atendam ao planejamento ambiental mais amplo.

Nos estudos do Plano Diretor de Drenagem da Região Metropolitana de Curitiba foi utilizado um amplo conjunto de medidas e ações estruturais e não estruturais previstas no presente manual. Conforme poderá ser visto nos volumes do trabalho, foram propostos:

- **Ações estruturais:** aplicação de medidas de controle nos estudos de simulação da macrodrenagem objetivando a retenção das cheias em sua origem e utilização de critérios e diretrizes de projeto recomendadas no Manual.

- **Ações não estruturais:** definição de um sistema institucional ordenando as ações a serem desenvolvidas, propostas de complementação de legislações municipais de uso e ocupação do solo, implementação do “Pase” – Plano de Ação para Situações de Emergência e sistema de divulgação do Plano e interação com os usuários.

### 1.3.1 Medidas de controle estruturais

As medidas de controle estruturais do escoamento podem ser classificadas, de acordo com sua ação, em:

- **distribuída ou na fonte:** é o tipo de controle que atua sobre o lote, praças e passeios
- **na microdrenagem:** é o controle que age sobre o hidrograma resultante de um ou mais loteamentos
- **na macrodrenagem:** é o controle sobre os principais rios urbanos

As medidas de controle podem ser organizadas, de acordo com a sua ação sobre o hidrograma, em cada uma das partes das bacias mencionadas acima, em:

- **Infiltração e percolação:** objetivam possibilitar maior infiltração e percolação da água no solo, utilizando o armazenamento e o fluxo subterrâneo para retardar o escoamento superficial.
- **Armazenamento:** através de reservatórios, que podem ser desde residenciais ( $1-3m^3$ ), até terem porte para a macrodrenagem urbana (alguns milhares de  $m^3$ ). O efeito do reservatório urbano é o de reter parte do volume do escoamento superficial, reduzindo o seu pico e distribuindo a vazão no tempo.
- **Aumento da eficiência do escoamento:** através de condutos e canais, drenando áreas inundadas. Esse tipo de solução tende a transferir enchentes de uma área para outra, mas pode ser benéfico quando utilizado em conjunto com reservatórios de detenção.
- **Diques e estações de bombeamento:** solução tradicional de controle localizado de enchentes em áreas urbanas que não possuam espaço para amortecimento da inundação.

#### a) MEDIDAS DE CONTROLE NA FONTE (OU DISTRIBUÍDA)

As principais medidas de controle na fonte (*source control*), incluindo estacionamentos, parques e passeios, são:

- aumento de áreas de infiltração e percolação
- armazenamento temporário em reservatórios residenciais ou telhados

**INFILTRAÇÃO E PERCOLAÇÃO:** Os sistemas urbanos, como mencionado anteriormente, criam superfícies impermeáveis que não existiam na bacia hidrográfica, gerando impactos de aumento do escoamento, que é transportado através de condutos e canais. Estes dispositivos hidráulicos apresentam custos diretamente relacionados com a vazão máxima, aumentada pela impermeabilização. Para reduzir estes custos e minimizar os impactos a jusante, uma das ações é a de permitir maior infiltração da precipitação, criando condições próximas às condições naturais.



As vantagens e desvantagens dos dispositivos que permitem maior infiltração e percolação são as seguintes (Urbonas e Stahre, 1993):

- vantagens: aumento da recarga através da redução de ocupação em áreas com lençol freático baixo e da preservação da vegetação natural, acarretando a redução da poluição transportada para os rios, a redução das vazões máximas à jusante e a redução do tamanho dos condutos
- desvantagens: o aumento do nível do lençol freático poderá atingir construções em subsolo

Os principais dispositivos para criar maior infiltração são discutidos a seguir:

**Planos de infiltração:** existem vários tipos, de acordo com a sua disposição local. Em geral, são áreas gramadas que recebem águas pluviais oriundas de áreas impermeáveis, como pátios ou telhados. Durante precipitações intensas, estas áreas podem ficar submersas, se a sua capacidade for muito inferior à intensidade da precipitação. Caso a drenagem transporte muito material fino, a capacidade de infiltração pode ser reduzida, o que pode ser evitado com limpezas periódicas dos planos de infiltração.

**Valos de infiltração:** estes são dispositivos de drenagem lateral, muitas vezes utilizados paralelamente às ruas, estradas, estacionamentos e conjuntos habitacionais, entre outros. Estes valos concentram o fluxo das áreas adjacentes e criam condições para uma infiltração ao longo do seu comprimento. Após uma precipitação intensa o nível sobe e, como a infiltração é mais lenta, mantém-se com água durante algum tempo. Portanto, o seu volume deve ser o suficiente para não ocorrer alagamento. Este dispositivo funciona, na realidade, como um reservatório de detenção, à medida que a drenagem que escoar para o valo é superior à capacidade de infiltração. Nos períodos com pouca precipitação ou de estiagem, ele é mantido seco. Este dispositivo permite, também, a redução da quantidade de poluição transportada a jusante.

**Pavimentos permeáveis:** o pavimento permeável pode ser utilizado em passeios, estacionamentos, quadras esportivas e ruas de pouco tráfego. Em ruas de grande tráfego, este pavimento pode ser deformado e entupido, tornando-se impermeável.

Este tipo de pavimento pode ser de concreto ou de asfalto e é construído da mesma forma que os pavimentos tradicionais, com a diferença que o material fino é retirado da mistura. Além destas superfícies tradicionais, existem os pavimentos construídos com módulos de blocos de concretos vazados.

**ARMAZENAMENTO:** o armazenamento pode ser efetuado em telhados, em pequenos reservatórios residenciais, em estacionamentos e em áreas esportivas, entre outros.

**Telhados:** o armazenamento em telhados apresenta algumas dificuldades, que são a manutenção e o reforço das estruturas. Devido às características de clima brasileiro e aos materiais usualmente utilizados nas coberturas, esse tipo de controle dificilmente seria aplicável à nossa realidade.

**Lotes urbanos:** o armazenamento no lote pode ser utilizado para amortecer o escoamento, em conjunto com outros usos, como abastecimento de água, irrigação de grama e lavagem de superfícies ou de automóveis.

## b) MEDIDAS DE CONTROLE NA MICRODRENAGEM

A medida de controle de escoamento na microdrenagem tradicionalmente utilizada consiste em drenar a área desenvolvida através de condutos pluviais até um coletor principal ou riacho urbano. Esse tipo de solução acaba transferindo para jusante o aumento do escoamento superficial com maior velocidade, já que o tempo de deslocamento do escoamento é menor que nas condições preexistentes. Desta forma, acaba provocando inundações nos troncos principais ou na macrodrenagem.

Como foi apresentado anteriormente, a impermeabilização e a canalização produzem aumento na vazão máxima e no escoamento superficial. Para que este acréscimo de vazão máxima não seja transferido a jusante, utiliza-se o amortecimento do volume gerado, através de dispositivos como tanques, lagos e pequenos reservatórios abertos ou enterrados, entre outros. Estas medidas são denominadas de controle a jusante (*downstream control*).

O objetivo das bacias ou reservatórios de detenção é minimizar o impacto hidrológico da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia hidrográfica.

Este controle tem as seguintes vantagens e desvantagens (Urbonas e Stahre, 1993):

- vantagens: custos reduzidos, se comparados a um grande número de controles distribuídos; custo menor de operação e manutenção; facilidade de administrar a construção
- desvantagens: dificuldade de achar locais adequados; custo de aquisição da área; reservatórios maiores têm oposição por parte da população

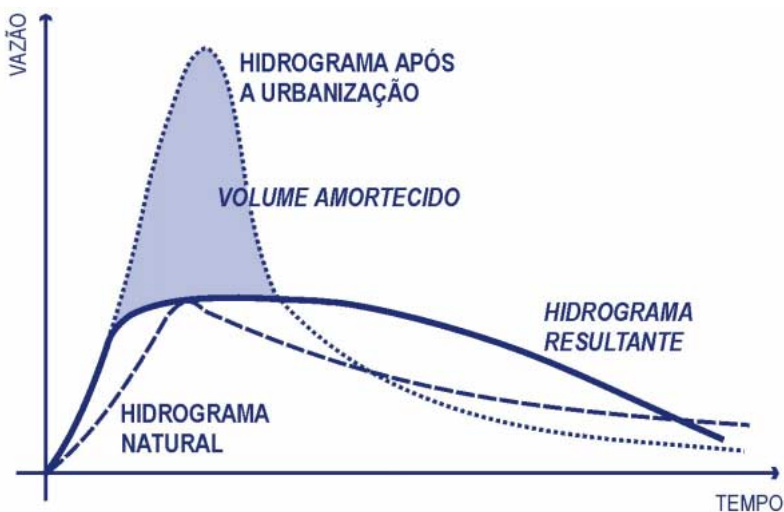


Figura 1.3- Amortecimento em reservatórios urbanos

Este controle tem sido utilizado quando existem restrições por parte da administração municipal ao aumento da vazão máxima devido ao desenvolvimento urbano, e assim já foi implantado em muitas cidades de diferentes países.

O critério normalmente utilizado é que a vazão máxima da área, com o desenvolvimento urbano, deve ser menor ou igual à vazão máxima das condições preexistentes para um tempo de retorno escolhido (Figura 1.3).

No entanto, a utilização de **medidas de controle estruturais** na forma de reservatórios de detenção ou retenção deve ser objeto de avaliação criteriosa, notadamente em áreas já densamente ocupadas. Com efeito, a aplicação de medidas de controle apresenta inegáveis vantagens se utilizadas em áreas em processo de planejamento ou de ocupação urbana, quando poderão ser definidas a "priori", articuladamente com o projeto urbanístico da região. No caso de áreas já densamente ocupadas, a implantação de medidas de controle através de reservatórios ou lagoas de detenção poderá ser de difícil aplicação devido à pouca disponibilidade de áreas e também, aos elevados custos devido aos preços de terrenos disponíveis.

### c) MEDIDAS DE CONTROLE NA MACRODRENAGEM

O controle do impacto do aumento do escoamento devido à urbanização na macrodrenagem tem sido realizado, na realidade brasileira, através da canalização. O canal é dimensionado para escoar uma vazão de projeto para tempos de retorno que variam de 25 a 100 anos. Conforme a figura 1.4, a bacia no primeiro estágio não está totalmente urbanizada e as inundações ocorrem no trecho urbanizado, onde algumas áreas estão desocupadas, porque inundam com freqüência.

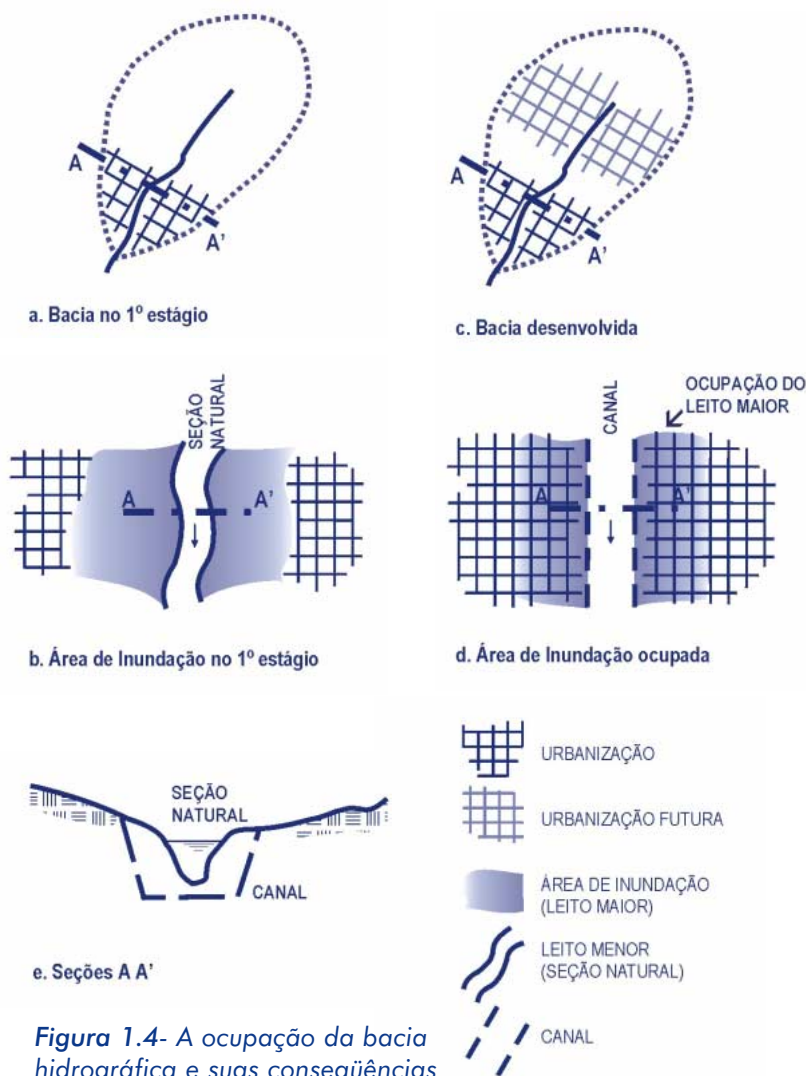


Figura 1.4- A ocupação da bacia hidrográfica e suas conseqüências

Com a canalização deste trecho, as inundações deixam de ocorrer. Nas áreas que antes eram o leito maior do rio e sofriam freqüentes inundações, existiam favelas ou não havia ocupação humana. Estas áreas tornam-se valorizadas, pela suposta segurança do controle de enchentes. O loteamento destas áreas leva a uma ocupação nobre de alto investimento.

Com o desenvolvimento da bacia de montante e o respectivo aumento da vazão máxima, voltam a ocorrer inundações no antigo leito maior. Nesta etapa, não existe mais espaço para ampliar lateralmente o canal, sendo necessário aprofundá-lo, aumentando os custos em escala quase exponencial, já que será necessário estruturar as paredes do canal.

Este processo, encontrado em muitas cidades brasileiras, pode ser evitado através do uso combinado das medidas mencionadas dentro do planejamento urbano, utilizando-se os princípios de controle mencionados no item a seguir.

### 1.3.2 Medidas de controle não-estruturais

As ações não estruturais em drenagem urbana abrangem os mecanismos de definição dos princípios básicos, como estes princípios devem ser respeitados e de preparação da sociedade para que eles venham a ser implantados e obedecidos na atualidade e no futuro.

#### a) DEFINIÇÃO DOS PRINCÍPIOS BÁSICOS

Os princípios básicos, como o de não aumento da cheia natural pela drenagem de um novo empreendimento imobiliário e a chamada à responsabilidade para este fato pelo empreendedor, têm diversos mecanismos para seu registro, e assim ser dado ao conhecimento da sociedade, mas basicamente são de dois tipos:

- **Legislação:** principalmente leis municipais alusivas ao parcelamento, uso e ocupação do solo (Plano Diretor) e códigos associados.
- **Normas e procedimentos técnicos:** destinados aos agentes técnicos, públicos ou privados (por exemplo, um Manual de Drenagem), para que a concepção da drenagem siga os princípios básicos.

Nestes documentos deve estar colocada a filosofia de intervenção no meio ambiente com respeito à drenagem urbana.

## b) AÇÕES NÃO ESTRUTURAIS DE APOIO AOS PRINCÍPIOS BÁSICOS

O conteúdo das leis, códigos municipais e manuais técnicos podem, conforme o caso, fazer alusão ou incluir explicitamente o leque de ações que podem ser de natureza não-estrutural ou estrutural. Este leque configura a fase de estabelecimento de como os princípios básicos poderão ser respeitados.

É importante ressaltar que a confecção de leis, normas e procedimentos são ações não-estruturais, mas seus conteúdos podem estar baseados em efeitos de obras estruturais (medidas de controle) ou de outras ações não-estruturais.

Estas outras ações não-estruturais poderiam ser agrupadas em :

- **Disciplinamento do uso e ocupação do solo:** decorre do planejamento que é estabelecido para a macro e a microdrenagem de toda a área urbana; preocupa-se com o zoneamento de índices de ocupação por edificações, solos expostos (sujeitos à erosão) e áreas verdes (com ou sem mananciais), com a configuração urbanística da cidade como um todo e dos loteamentos e bairros e até com as obras estruturais mais adequadas à solução dos problemas. Por exemplo, se um princípio a ser obedecido é não transferir enchentes para jusante, o disciplinamento do uso e ocupação do solo, poderia atuar na redução dos índices de impermeabilização, sugerindo o uso de dispositivos (ações estruturais) de infiltração como pavimentos permeáveis. Outro exemplo, seria a preocupação em apenas reservar espaço para obras de contenção de cheias.

O disciplinamento do uso e ocupação do solo deve considerar o caráter dinâmico das cidades, com obras e edificações que podem se constituir em sérias fontes de problemas de drenagem, erosão e sedimentação, além de poluição.

O disciplinamento do uso e ocupação do solo deve ser correta e exaustivamente difundido em leis municipais, planos diretores e códigos diversos com referências recíprocas. Evidentemente não pode haver conflitos com leis maiores federais ou estaduais.

- **Crítérios de Planejamento, Projeto, Operação e Manutenção de Obras de Drenagem:** são as ações não estruturais que estabelecem critérios de projeto, de operação e manutenção para obras estruturais de um sistema de drenagem urbana que atenda a princípios básicos modernos de planejamento. Esses critérios e normas devem ser estabelecidas em Manual de Drenagem.

## c) AÇÕES NÃO ESTRUTURAIS DE ENGAJAMENTO DA SOCIEDADE

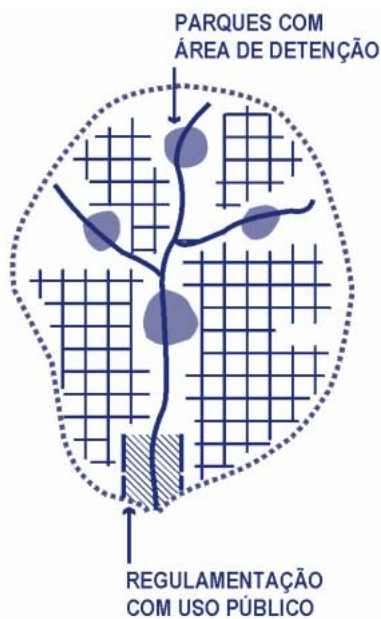
Nenhum projeto de drenagem urbana terá sucesso sem o apoio da sociedade e isto só ocorrerá se houver ações de apoio no sentido contrário, ou seja do projeto em relação à sociedade. É preciso atingir um nível de comprometimento suficiente, atual e futuro, da sociedade com respeito aos problemas e soluções da drenagem urbana. Entendendo a sociedade constituída pela população e o poder público, as principais ações não estruturais a ela afetas seriam:

- **Educação Ambiental:** visa conscientizar o cidadão de que é possível harmonizar os espaços urbanos com o meio ambiente e que o sistema de drenagem pode ser concebido para valorizar os córregos naturais e áreas verdes, evitando inundações; os rios urbanos devem deixar de ser vistos como depósitos de lixo e dejetos e passar a integrar espaços abertos de convivência civil; para isso as ações estruturais não devem como regra erradicá-los (substituídos por galerias subterrâneas) da paisagem urbana.

- **Capacitação de Recursos Humanos:** visa capacitar o meio técnico atuante no poder público e no setor privado, de modo a melhor planejar, projetar, executar e fiscalizar planos e obras de drenagem urbana; o público é interdisciplinar, e outros profissionais além de engenheiros, arquitetos e administradores públicos poderão estar envolvidos; a interdisciplinaridade deve ser a tônica e uma situação típica a evitar é o divórcio entre os projetos arquitetônicos e urbanísticos com as questões da drenagem.
- **Mapeamento de Zonas de Risco de Inundação e Seguro de Enchente:** a sociedade deve estar ciente de que nenhum projeto de drenagem urbana vai solucionar problemas decorrentes de eventos de chuva excepcionais, assim é fundamental que ela conheça as zonas de risco e seja incentivada a uma mudança ou a realizar um seguro contra enchente.
- **Sistema de Alerta e Defesa Civil:** para a população em áreas de risco é necessário que haja planos de alerta e evacuação que a deixem a salvo. Isto inclui monitoramento ambiental pluviométrico, hidrológico, geológico (encostas) e sanitário.
- **Coleta de Lixo:** além da coleta de lixo domiciliar, o poder público deveria criar um serviço de remoção sistemática de sedimentos e lixo acumulados nos rios; este serviço teria grande visibilidade e publicidade para funcionar também como um fator de conscientização dentro da educação ambiental.

#### d) MEDIDAS DE CONTROLE NA MACRODRENAGEM

Para o planejamento de controle da bacia, quando a mesma ainda está no primeiro estágio, pode-se lançar mão das seguintes medidas (figura 1.5):



**Figura 1.5-** Planejamento de controle de bacia no primeiro estágio de urbanização

- regulamentação do uso do solo e transformação das áreas naturalmente inundáveis em áreas de uso público
- combinar estas áreas para atuarem como bacias de retenção urbanas
- regulamentar a microdrenagem para não ampliar a enchente natural, tratando cada distrito ou sub-bacia de acordo com sua capacidade e transferência a jusante. Nesse caso, é estudada cada sub-bacia e definido o risco de inundação que cada empreendedor deve manter nas condições naturais
- utilizar parques e as áreas mencionadas acima para amortecer e preservar os hidrogramas entre diferentes sub-bacias
- prever subsídios de impostos para as áreas de inundações e a troca de solo criado por compra de áreas de inundações
- nenhuma área desapropriada pelo poder público pode ficar sem implantação de infra-estrutura pública, parque ou área esportiva; caso contrário, será invadida

## 1.4 RESUMO DOS PRINCÍPIOS DE CONTROLE DA DRENAGEM URBANA

Os princípios a seguir apresentados visam evitar os problemas descritos anteriormente. Estes princípios são essenciais para o bom desenvolvimento de um programa consistente de drenagem urbana (Tucci e Genz, 1995).

- **A bacia como sistema:** um Plano de Controle de Enchentes de uma cidade ou região metropolitana deve contemplar as bacias hidrográficas sobre as quais a urbanização se desenvolve. As medidas não podem reduzir o impacto de uma área em detrimento de outra, ou seja, *os impactos de quaisquer medidas não devem ser transferidos*. Caso isso ocorra, deve-se prever uma medida mitigadora.
- **As medidas de controle no conjunto da bacia:** será realizado através de medidas estruturais e não-estruturais, que dificilmente deverão estar dissociadas. As medidas estruturais envolvem grande quantidade de recursos e resolvem somente problemas específicos e localizados. Isso não significa que esse tipo de medida seja totalmente descartável. A política de controle de enchentes, certamente, poderá chegar a soluções estruturais para alguns locais, mas dentro da visão de conjunto de toda a bacia, onde estas estão racionalmente integradas com outras medidas preventivas (não-estruturais) e compatibilizadas com o esperado desenvolvimento urbano.
- **Os meios:** abrangem o Plano Diretor Urbano, as Legislações Municipal/ Estadual e o Manual de Drenagem. O primeiro estabelece as linhas principais, as legislações controlam e o Manual orienta.
- **O horizonte de expansão:** depois que a bacia, ou parte dela, estiver ocupada, dificilmente o poder público terá condições de responsabilizar aqueles que estiverem ampliando a cheia. Portanto, se a ação pública não for realizada preventivamente através do gerenciamento, as conseqüências econômicas e sociais futuras serão muito maiores para todo o município. Assim, o Plano Diretor Urbano deve contemplar o planejamento das áreas a serem desenvolvidas e a densificação das áreas atualmente loteadas.
- **O critério fundamental de não ampliar a cheia natural:** a cheia natural não deve ser ampliada por aqueles que ocupam a bacia, tanto num simples loteamento, como nas obras de macrodrenagem existentes no ambiente urbano. Isto se aplica a um simples aterro urbano, como à construção de pontes, rodovias, e à impermeabilização dos espaços urbanos. *O princípio é de que cada usuário urbano não deve ampliar a cheia natural.*
- **O controle permanente:** é um processo permanente; não basta que se estabeleçam regulamentos e que se construam obras de proteção; é necessário estar-se atento as potenciais violações da legislação na expansão da ocupação do solo das áreas de risco. Portanto, recomenda-se que:
  - nenhum espaço de risco seja desapropriado se não houver uma imediata ocupação pública que evite a sua invasão
  - a comunidade tenha uma participação nos anseios, nos planos, na sua execução e na contínua obediência das medidas de controle de enchentes
- **A educação:** é essencial a educação de profissionais (engenheiros, arquitetos, agrônomos e geólogos, entre outros), da população e de administradores públicos para que as decisões públicas sejam tomadas conscientemente por todos. Também é necessário modificar, nos ensinos de graduação e de pós-graduação, a filosofia, hoje prevalecente, de que se pode drenar toda a água sem se considerar os impactos a montante ou a jusante.
- **A administração:** é um processo local e depende dos municípios, através da aprovação de projetos de loteamentos, obras públicas e drenagens. Os aspectos ambientais são também verificados na implantação da rede de drenagem.

## **2. DRENAGEM URBANA E URBANISMO**

### **2.1 DRENAGEM URBANA INDISSOCIADA DO URBANISMO**

A drenagem urbana que segue os princípios colocados no capítulo anterior une, de maneira indissociável, os dispositivos de controle dimensionados pela engenharia com o arranjo urbanístico da área. Isto rompe com a prática usual de os projetos arquitetônicos e urbanísticos considerarem a drenagem ou controle das águas pluviais como um projeto acessório para dar um destino a essas águas sem nenhuma interferência ou retro-alimentação com os primeiros.

A drenagem pluvial deve ser um elemento essencial de um projeto arquitetônico ou urbanístico porque ela condiciona o funcionamento urbano e exige espaço, justamente a matéria prima da arquitetura. Como hoje não é mais admissível o livrar-se da chuva o mais rapidamente possível, sob pena de provocar inundações a jusante, o leque de obras de engenharia de controle pluvial se amplia com a incorporação de dispositivos de infiltração e armazenamento. Estes dispositivos atuam muitas vezes em conjunto e a sua conveniente locação no espaço são fatores que maximizam sua eficiência, o que só será atingido com a engenharia e arquitetura caminhando juntas. E isto é válido em todas as escalas espaciais, do lote à bacia hidrográfica, passando pelos loteamentos individuais.

O divórcio entre o urbanismo e a drenagem pluvial levou muitas cidades a terem problemas críticos de inundações internas e agravamento de enchentes e níveis de poluição nos corpos receptores. É interessante notar que as soluções alternativas de drenagem, que fogem do receituário tradicional de transporte rápido por condutos enterrados, são geralmente vistas nos países em desenvolvimento, de forma equivocada, como soluções custosas e complexas, dificultando o desenvolvimento da moderna drenagem urbana.

Como há ainda relativamente pouca informação a respeito no país, é intenção deste Manual colaborar neste sentido e, assim, incentivar um trabalho integrado da engenharia e urbanismo, sem que os profissionais de cada área interpretem interferências recíprocas como uma ingerência indevida nos seus domínios naturais de atuação.

O ideal é que a integração do urbanismo e sistema pluvial para controle da drenagem urbana seja feita de modo preventivo, isto é, na hora do projeto, mas o passivo do passado conduz a muitas situações de remediação, ou seja, muitas vezes, são necessárias intervenções de natureza corretiva. Ressalte-se que o ideal é sempre atuar de modo preventivo pois há vantagens de custo, técnicas e de melhoria do meio ambiente urbano.

### **2.2 DRENAGEM URBANA PREVENTIVA**

Corresponde à situação em que há oportunidade de o projeto urbanístico ser realizado em conjunto com a planificação da gestão das águas pluviais. Esta planificação não constitui uma lista de obras e suas especificações, mas basicamente um conjunto de princípios que devem dar prioridade maior à avaliação o mais cedo possível de cada impacto de cada alternativa de *layout* sobre a drenagem. Isto inclui a não modificação, na medida do possível, da drenagem natural, a conservação de faixas vegetadas ribeirinhas e a minimização das superfícies impermeáveis.

Também, conforme capítulo anterior, cada usuário urbano não deve ampliar a cheia natural, para que se evite o comprometimento não só do próprio local mas também, numa escala mais ampla, da própria bacia hidrográfica.

Isto é importante em países em desenvolvimento pois o descontrole da expansão urbana é uma realidade.

Os princípios acima infelizmente são constantemente violados, havendo ocupação ao limite de áreas ribeirinhas, sendo os cursos d'água frequentemente retificados a céu aberto ou canalizados em galerias fechadas. Esta situação é visível tanto nos bairros de classe média quanto nas zonas faveladas, pois as taxas de impermeabilização, a modificação dos córregos e a ocupação das áreas ribeirinhas acontecem para as duas ocupações.

Não é possível tolerar mais que esta situação seja transferida para os novos loteamentos, como critério de projeto ou ocupação. Deve-se evitar tolher a criatividade inerente do exercício da arquitetura por razões econômicas, algo que é emblemático da distribuição de lotes em um loteamento: via de regra torna-se um jogo de maximização da área por lotes retangulares, ignorando completamente a drenagem natural e dificultando, por exiguidade de espaço a concepção de uma drenagem moderna.

Estas violações à lógica de uma boa drenagem pluvial não devem constituir, entretanto, empecilhos reais à compatibilização dos projetos urbanísticos a uma melhor gestão das águas pluviais. É muitas vezes surpreendente, por exemplo, o desperdício de depressões naturais em muitos loteamentos sem que haja seu aproveitamento para controle pluvial e assim aliviar a rede de drenagem e corpos receptores de jusante de excessos pluviais e poluição.

Para realizar um layout preventivo não há soluções prontas: é uma arte de composição de soluções (ver capítulo 5 deste manual) a ser exercida por arquitetos, engenheiros e outros profissionais, com o objetivo comum de otimizar a ocupação do solo com um mínimo de alterações ambientais, onde a drenagem pluvial e controle de poluição são relevantes. Há uma expressão em inglês na literatura científica que resume bem a idéia (Hedgcock e Mouritz, 1995): *water sensitive design* (uma tradução livre seria projeto com sensibilidade para o problema da drenagem urbana).

Os objetivos de projetos deste tipo englobam aspectos de manutenção do balanço hídrico, de conservação de quantidade e qualidade da água e de ecologia. Para isto Hedgcock e Mouritz (1995) apontam seis classes de atividades de melhor planejamento (*Best Planning Practices*, BPP), ou seja a sensibilidade para o problema da drenagem urbana deve ser incorporada nos projetos de :

1. sistema pluvial propriamente dito
2. desenvolvimento urbano intra-muros
3. espaços públicos integrados ao sistema pluvial
4. estradas municipais
5. desenvolvimento de loteamentos
6. sistema viário urbano

As técnicas usadas devem ser as que se agrupam em medidas que :

- promovam infiltração e detenção
- controlem erosão e sedimentação
- controlem a poluição pelo escoamento pluvial
- minimizem a poluição pelo esgoto sanitário e promovam sua reciclagem
- promovam conservação da água

Várias dessas técnicas são apresentadas no capítulo 5 deste manual.



### 2.3 DRENAGEM URBANA CORRETIVA

Em regiões urbanas com alta densidade demográfica a dificuldade da gestão das águas pluviais é maior na medida em que a situação tende para aquela que é a realidade de muitos países em desenvolvimento:

1. rede pluvial exclusivamente para condução rápida dos escoamentos
2. cursos d'água, entendidos com papel exclusivo de drenagem pluvial (muitos são retificados e outros enterrados)
3. vias urbanas e edificações ocupando áreas ribeirinhas
4. taxas de ocupação do solo e impermeabilização elevadas. Em consequência, há freqüentemente, pouco espaço físico para soluções alternativas.

Os problemas agravam-se pelas condições sócio-econômicas e culturais brasileiras que fazem com que os cursos d'água urbanos sejam vistos pela população como locais de destino de esgotos e lixo. As movimentações de solo são descontroladas e acabam assoreando também os rios.

Em resumo, esgotos sanitários, sedimentos e lixo, além da falta de espaço, contribuem para dificultar mais ainda a aplicação de medidas de controle corretivos da drenagem urbana. Freqüentemente, a pseudo-solução preferida do problema é canalizar os ribeirões em galerias, apenas para erradicar da paisagem cenários degradados (mesmo que se justifique muitas vezes por exigências urbanísticas, como por exemplo, do sistema viário lateral).

Apesar destes problemas típicos de países em desenvolvimento, muitas soluções corretivas propostas pelas técnicas modernas de projeto de drenagem urbana são aplicáveis. Sobretudo na macrodrenagem, várias cidades brasileiras ainda exibem espaços físicos para estruturas de retenção. São Paulo e seus "piscinões" e em menor escala Porto Alegre, são exemplos de cidades que estão projetando e executando estruturas de retenção em espaços viáveis. Curitiba enfatiza a importância da implantação de parques lineares laterais ao longo dos rios urbanos para reserva de espaço para inundações freqüentes e formação de uma barreira verde à urbanização.



## **GOVERNO DO ESTADO DO PARANÁ**

### **SECRETARIA DE ESTADO DO MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS**

#### **SUDERHSA**

Superintendência de Desenvolvimento de  
Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental

PROGRAMA DE SANEAMENTO AMBIENTAL  
DA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA

### **PLANO DIRETOR DE DRENAGEM PARA A BACIA DO RIO IGUAÇU NA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA**

## **SEÇÃO II**

### **CRITÉRIOS DE PROJETO**

## **MANUAL DE DRENAGEM URBANA** *Região Metropolitana de Curitiba- PR*

VERSÃO 1.0 - Dezembro 2002

### 3. ELEMENTOS CONCEITUAIS PARA PROJETOS DE DRENAGEM URBANA

#### 3.1 SISTEMA DE DRENAGEM

Os sistemas de drenagem são classificados como de microdrenagem e de macrodrenagem, sendo:

- A *microdrenagem* é definida pelo sistema de condutos pluviais ou canais nos loteamentos ou na rede primária urbana. Este tipo de sistema de drenagem é projetado para atender a drenagem de precipitações com risco moderado.
- A *macrodrenagem* envolve os sistemas coletores de diferentes sistemas de microdrenagem. A macrodrenagem abrange áreas superiores a 4 km<sup>2</sup> ou 400 ha, sendo que esses valores não devem ser tomados como absolutos porque a malha urbana pode possuir as mais diferentes configurações. Este tipo de sistema deve ser projetado para acomodar precipitações superiores às da microdrenagem com riscos de acordo com os prejuízos humanos e materiais potenciais.

#### 3.2 ESCOAMENTO E CONDIÇÕES DE PROJETO

O escoamento num curso d'água depende de vários fatores que podem ser agregados em dois conjuntos:

1. **controles de jusante:** definem a declividade da linha de água. Os controles de jusante podem ser estrangulamentos do curso d'água devido a pontes, aterros, mudança de seção, reservatórios, oceano. Esses controles reduzem a vazão de um rio independentemente da capacidade local de escoamento.
2. **controles locais:** definem a capacidade de cada seção do curso d'água de transportar uma quantidade de água. A capacidade local de escoamento depende da área da seção, da largura, do perímetro e da rugosidade das paredes. Quanto maior a capacidade de escoamento, menor o nível de água.

O escoamento pode ser considerado em regime permanente ou não-permanente. O escoamento *permanente* é utilizado para projeto, geralmente com as vazões máximas previstas para um determinado sistema hidráulico. O regime *não-permanente* permite conhecer os níveis e vazões ao longo do rio e no tempo, representando a situação real. Geralmente uma obra hidráulica que depende apenas da vazão máxima é dimensionada para condições de regime permanente e verificada em regime não-permanente.

#### 3.3 RISCO E INCERTEZA

Ao coletar os dados referentes às características de um grupo de objetos, indivíduos ou processos, é muitas vezes impossível ou impraticável observar todo o grupo, especialmente se ele for muito grande. Neste caso, deve-se examinar apenas uma parte do grupo, chamada amostra. Assim, a população compõe a totalidade do grupo em estudo, da qual a amostra é apenas uma pequena parte. Se uma amostra é representativa de uma população, conclusões importantes sobre a população podem ser inferidas da análise da amostra. Porém, diferenças entre as características da amostra e da população sempre podem ocorrer. A *incerteza* é definida como a diferença entre as estatísticas (média, desvio padrão e outras) observadas em uma amostra e os valores reais (normalmente desconhecidos) destas estatísticas para a população.

O **risco** de uma vazão ou precipitação é entendido neste manual como a probabilidade (p) de ocorrência de um valor igual ou superior num ano qualquer. O tempo de retorno (tr) é o inverso da probabilidade (p) e representa o tempo, em média, que este evento tem chance de se repetir:

$$tr = \frac{1}{p} \quad (3.1)$$

Assim, o tempo de retorno de 10 anos significa que, em média, a cheia pode se repetir a cada 10 anos ou em cada ano tem 10% de chance de ocorrer.

O risco ou a probabilidade de ocorrência de uma precipitação ou vazão igual ou superior num determinado período de n anos é:

$$P_n = 1 - (1-p)^n \quad (3.2)$$

A probabilidade ou o tempo de retorno é calculado com base na série histórica observada no local. Para o cálculo da probabilidade, as séries devem ser representativas e estacionárias no tempo. Quando a série é *representativa*, os dados existentes permitem calcular corretamente a probabilidade. A série é *estacionária* quando as alterações na bacia hidrográfica não produzem mudanças significativas no comportamento da mesma e, em conseqüência, nas estatísticas das vazões do rio.

Em projeto de áreas urbanas, como haverá alterações na bacia, o *risco adotado* se refere à ocorrência de uma determinada precipitação e não necessariamente da vazão resultante, que é conseqüência da precipitação em combinação com outros fatores da bacia hidrográfica. Desta forma, quando não for referenciado de forma específica neste texto, o risco citado é sempre o da precipitação envolvida.

O risco adotado para um projeto define a dimensão dos investimentos envolvidos e a segurança quanto a enchentes. A análise adequada envolve um estudo de avaliação econômica e social dos impactos das enchentes para a definição dos riscos. No entanto, esta prática é inviável devido o custo do próprio estudo para pequenas áreas. Desta forma, os períodos de retorno usualmente adotados (diferentes fontes da literatura) são apresentados na tabela 3.1.

**Tabela 3.1- TEMPO DE RETORNO PARA SISTEMAS URBANOS**

Sistema	Característica	Intervalo (anos)	Valor recomendado (anos)
Microdrenagem	Residencial	2 – 5	2
	Comercial	2 – 5	2
	Áreas de prédios públicos	2 – 5	2
	Áreas comerciais e Avenidas	2 – 10	2
	Aeroporto	5 – 10	5
Macro-drenagem		10 – 50	10
Zoneamento de áreas ribeirinhas		5 -100	50 *

\* limite da área de regulamentação

O projetista deve procurar analisar adicionalmente o seguinte:

- escolher o limite superior do intervalo da tabela quando implicar em grandes riscos de interrupção de tráfego, prejuízos materiais, potencial interferência em obras de infra-estrutura como subestações elétricas, abastecimento de água, armazenamento de produtos danosos quando misturado com água e hospitais
- quando existir risco de vida humana deve-se definir um programa específico de defesa civil e alerta para a área de risco em questão

### 3.4 CENÁRIOS E ALTERNATIVAS DE PROJETO

As alternativas de projeto são as situações nas quais o projetista deverá analisar os impactos da drenagem. As alternativas não envolvem necessariamente o controle, mas situações em que a drenagem sofre impactos da falta de ação ou de medidas de controle.

Dois cenários deverão ser estudados: (a) pré-desenvolvimento; (b) com o desenvolvimento proposto no projeto.

#### CENÁRIO DE PRÉ-DESENVOLVIMENTO

É a situação existente quando a bacia estava em condições naturais, ou seja, com as características físicas do local antes da sua ocupação. As condições naturais envolvem superfície permeável e escoamento em leito natural sem canalização.

O cenário de pré-desenvolvimento é aquele no qual deve-se buscar manter as vazões de projeto das bacias urbanas no sentido de evitar que sejam transferidos para jusante os impactos do projeto. Conseqüentemente, as vazões de pré-desenvolvimento (também chamadas de vazões de restrição) correspondem às máximas vazões de projeto.

As vazões específicas de pré-desenvolvimento para a Região Metropolitana de Curitiba (RMC), para diferentes tempos de retorno, bem como os procedimentos utilizados para a determinação destes valores são descritos no Anexo A. A partir destes valores, a vazão máxima específica de pré-desenvolvimento é definida como:

$$q_n = 27 \text{ l / (s.ha)}$$

Para determinar a vazão pré-existente para uma determinada área basta multiplicar o valor da vazão máxima específica de pré-desenvolvimento pela área drenada em hectares. Por exemplo, a vazão de pré-desenvolvimento numa bacia de 100 hectares é:

$$Q = q_n \cdot A = 27 \times 100 = 2700 \text{ l / s} = 2,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### CENÁRIO COM DESENVOLVIMENTO DO PROJETO

Este cenário envolve a avaliação da vazão máxima para o risco definido de acordo com o projeto quando a obra prevista estiver implementada, incluindo as medidas de controle para mantê-la menor ou igual à vazão máxima do cenário de pré-desenvolvimento.

### 3.5 PROJETO DE DRENAGEM URBANA

Um projeto de drenagem urbana possui os seguintes componentes principais:

- Projeto Urbanístico, paisagístico e do sistema viário da área, envolvendo o planejamento da ocupação da área em estudo.
- Definição das alternativas de drenagem e das medidas de controle para manutenção das condições de pré-desenvolvimento quanto à vazão máxima de saída do empreendimento. As alternativas propostas devem ser realizadas em conjunto com a atividade anterior, buscando tirar partido dos condicionantes de ocupação.
- Determinação das variáveis de projeto para as alternativas de drenagem em cada cenário: pré-desenvolvimento e após a implantação do projeto. O projeto dentro destes cenários varia com a magnitude da área e do tipo de sistema (fonte, micro ou macrodrenagem). As variáveis de projeto são a vazão máxima ou hidrograma dos dois cenários, as características básicas dos dispositivos de controle e a carga de qualidade da água resultante do projeto.

- Projeto da alternativa escolhida: envolve o detalhamento das medidas no empreendimento, inclusive definindo as áreas impermeáveis máximas projetadas para cada lote, quando o projeto for de parcelamento do solo.

### 3.6 ALTERNATIVAS DE CONTROLE DA DRENAGEM PLUVIAL

As medidas de controle da drenagem urbana devem possuir dois objetivos básicos: *controle do aumento da vazão máxima e melhoria das condições ambientais.*

As medidas de controle do escoamento podem ser classificadas, de acordo com sua ação na bacia hidrográfica, em:

- *distribuída ou na fonte*: é o tipo de controle que atua sobre o lote, praças e passeios
- *na microdrenagem*: é o controle que age sobre o hidrograma resultante de um parcelamento ou mesmo mais de um parcelamento, para áreas inferiores a 2 km<sup>2</sup>
- *na macrodrenagem*: é o controle sobre áreas acima de 2 km<sup>2</sup> ou dos principais rios urbanos

As principais medidas de controle são:

- **Aumento da infiltração**: através de dispositivos como pavimentos permeáveis, valas de infiltração, planos de infiltração, entre outros. Estas medidas contribuem para a melhoria ambiental, reduzindo o escoamento superficial das áreas impermeáveis. Este tipo de medida é aplicada somente na fonte.
- **Armazenamento**: o armazenamento amortece o escoamento, reduzindo a vazão de pico. O reservatório urbano pode ser construído na escala de lote, microdrenagem e macrodrenagem. Os reservatórios de lotes são usados quando não é possível controlar na escala de micro ou macrodrenagem, já que as áreas já estão loteadas. Os reservatórios de micro e macrodrenagem podem ser de *detenção*, quando são mantidos a seco e controlam apenas o volume. O reservatório é de *retenção* quando é mantido com lâmina de água e controla também a qualidade da água, mas exige maior volume. Os reservatórios de *detenção* também contribuem para a redução da qualidade da água, se parte do volume (primeira parte do hidrograma) for mantida pelo menos 24 horas na *detenção*.

## 4. PRECIPITAÇÃO, VAZÃO E HIDROGRAMA DE PROJETO

Neste capítulo são descritas as metodologias sugeridas para a obtenção das precipitações e vazões de projeto a serem utilizadas para o dimensionamento das redes pluviais de drenagem e dos dispositivos de controle:

- Para os projetos de redes pluviais de microdrenagem, é utilizado um bloco de chuva único, obtido diretamente da curva IDF definida neste capítulo. A vazão de projeto é obtida pelo Método Racional.
- Para os projetos de redes pluviais de macrodrenagem, é necessário utilizar uma chuva de projeto variável, ao longo do tempo, conforme metodologia sugerida neste capítulo. O hidrograma de projeto é obtido a partir desta chuva de projeto, pela aplicação de modelos de transformação chuva-vazão. Neste texto, é apresentado o Modelo do Hidrograma Unitário Triangular (HUT) do Soil Conservation Service (SCS, 1957).

### 4.1 CONCEITOS

A precipitação é o principal dado hidrológico de entrada utilizado no cálculo das vazões de projeto das obras de drenagem pluvial. A expressão *precipitação de projeto* identifica a precipitação que é definida com o objetivo de gerar um *hidrograma ou vazão de projeto* para determinada obra hidráulica.

Os primeiros fundamentos referem-se aos conceitos de precipitação natural e precipitação de projeto.

A precipitação natural é uma seqüência cronológica de eventos de chuva que podem ser caracterizados, um a um, pelas seguintes variáveis (unidades usuais entre parêntesis) :

- lâmina precipitada  $P$  (mm)
- duração  $D$  (min)
- intensidade média precipitada  $i_{méd} = P/D$  (mm/h)
- lâmina máxima  $P_{máx}$  (mm) da seqüência de intervalos de tempo  $\Delta t$  que discretizam  $D$
- intensidade máxima  $i_{máx} = P_{máx} / \Delta t$  (mm/h)
- tempo onde ocorre  $P_{máx}$  ou  $i_{máx}$  dentro da duração  $D$

A precipitação de projeto é, por sua vez, um evento crítico de chuva construído artificialmente com base em características estatísticas da chuva natural e com base em parâmetros de resposta da bacia hidrográfica. Estas características estatísticas e parâmetros são levados em conta com a definição de dois elementos básicos (unidades usuais entre parêntesis):

- período de retorno  $T$  da precipitação de projeto (anos)
- duração crítica  $D_{crítica}$  do evento (min)

O aposto *de projeto* significa que está associado à precipitação de projeto um período de retorno que foi pré-estabelecido conforme a importância da obra. Por convenção, atribui-se à vazão de projeto ou ao hidrograma de projeto calculado com base nesta precipitação, o período de retorno desta.

A duração crítica é outro elemento indispensável à definição das precipitações de projeto, pois ela deve ser longa o suficiente para que toda a bacia contribua com o escoamento superficial, o que equivale a dizer que a precipitação efetiva (parcela da precipitação total que gera escoamento superficial) deve ter duração igual ao tempo de concentração da bacia contribuinte.

As precipitações de projeto podem ser constantes ou variadas ao longo de sua duração. A precipitação de projeto constante é normalmente aplicada a projetos de microdrenagem (áreas menores que 2 km<sup>2</sup>) definida para aplicação do Método Racional. A precipitação de projeto variada no tempo (hietograma de projeto, onde as lâminas de precipitação variam de  $\Delta t$  para  $\Delta t$  ao longo da duração D) é adequada para projetos de redes pluviais de macrodrenagem (áreas superiores a 2 km<sup>2</sup>), a partir da aplicação de um Hidrograma Unitário.

Em termos práticos, para uma precipitação de projeto constante considera-se a duração igual ao tempo de concentração da bacia. Para um hietograma de projeto a duração deve ser maior que o tempo de concentração, pois este deveria ser o tempo de duração apenas de sua parcela efetiva.

As precipitações de projeto consideradas acima são normalmente determinadas a partir de relações intensidade-duração-freqüência (curvas IDF) das precipitações sobre a bacia contribuinte. Expressas sob forma de tabelas ou equações, as curvas IDF fornecem a intensidade da precipitação para qualquer duração e período de retorno. Pode-se obter uma lâmina ou altura de precipitação, multiplicando-se a intensidade dada pela IDF pela sua correspondente duração.

Os tipos de precipitação de projeto sugeridas neste Manual são aplicáveis em casos comuns de projeto. Em casos especiais, pode ser necessária a aplicação de outros tipos de precipitação de projeto, como seqüências cronológicas históricas ou sintéticas de chuva ou mesmo tormentas de projeto obtidas com técnicas consagradas do método da precipitação máxima provável (PMP).

As precipitações de projeto deste manual têm uma dimensão pontual que é aplicada ao centro geométrico da bacia. Em outras palavras, a precipitação máxima pontual correspondente à bacia estudada deve ser aplicada no seu centro geométrico e uma técnica de espacialização deve ser aplicada para obtenção da precipitação média em toda a bacia.

A vazão de projeto segue as mesmas condicionantes da precipitação: na microdrenagem, é definida pela aplicação do Método Racional a uma precipitação constante no tempo; na macrodrenagem, define-se um hidrograma de projeto a partir da aplicação de um Hidrograma Unitário a uma precipitação de projeto variada no tempo.

## 4.2 PRECIPITAÇÃO DE PROJETO PARA MICRODRENAGEM – CURVAS IDF

A precipitação é medida de forma pontual pois as áreas de captação dos pluviógrafos e pluviômetros são reduzidas (são usuais 200 e 400 cm<sup>2</sup>) em relação às áreas abrangidas por este fenômeno meteorológico. Mesmo com informações de radares meteorológicos, a única fonte de dados quantitativos de precipitação, são as informações pontuais dos pluviômetros e pluviógrafos. Os dados pluviométricos e pluviográficos constituem, portanto, a fonte indispensável de informação para qualquer chuva de projeto.

Toda definição de uma chuva de projeto começa pelo estudo da chuva pontual e para este ser realizado são necessários registros pluviográficos (dados de chuva com intervalos menores que 1 hora). Em regiões com apenas dados pluviométricos diários é preciso transferir parâmetros pluviográficos (geralmente coeficientes de desagregação da precipitação diária) dos pluviógrafos mais próximos.

Em locais com informações pluviográficas, os dados devem ser sintetizados na forma de relações de intensidade-duração-freqüência, comumente chamadas de curvas IDF.

A curva IDF de determinado local fornece a intensidade da chuva (mmh<sup>-1</sup>, por exemplo) para uma dada duração e período de retorno. A maioria dos métodos que estabelecem chuvas de projeto em todo o mundo baseiam-se na curva IDF.



Há dados pluviográficos em vários pontos da Região Metropolitana de Curitiba (RMC) e algumas curvas IDF pontuais foram estabelecidas. As curvas IDF definidas por Pfafstetter (1957), Parigot de Souza (1959), Mello (1973), Holtz (1966) e Fendrich (1989) foram analisadas com vistas a estabelecer seus limites de aplicação, suas vantagens e limitações. A equação sugerida neste Manual para uso pelo projetista é a de Fendrich (1989) para a estação do Prado Velho:

$$i_{\text{máx}} = \frac{3221,07 T^{0,258}}{(t_d + 26)^{1,010}} \quad (4.1)$$

onde  $i_{\text{máx}}$  é a intensidade máxima da precipitação em mm/h; T é o tempo de retorno em anos;  $t_d$  é a duração da precipitação em minutos.

A análise das Curvas IDF desenvolvidas para a RMC é apresentada no Anexo B.

### 4.3 VAZÃO DE PROJETO PARA MICRODRENAGEM – MÉTODO RACIONAL

O método racional será utilizado apenas para as porções de área do empreendimento que não são controladas por MCs (controle na fonte). Para as porções de áreas controladas por MCs, há duas alternativas:

- no caso de MCs compostas por dispositivos de infiltração, a água é retirada do sistema pluvial, com todo escoamento superficial infiltrando no solo. Assim, a área controlada terá contribuição nula para a rede de drenagem.
- no caso de MCs compostas por dispositivos de armazenamento, o escoamento superficial é retardado, amortecendo seu pico. Assim, será adotada uma vazão específica de 27 l/(s.ha), que deverá ser adicionada nos pontos devidos, conforme a configuração do sistema.

#### EQUACIONAMENTO

O método racional é largamente utilizado na determinação da vazão máxima de projeto para bacias pequenas (< 2 km<sup>2</sup>). 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 definida por:

$$Q_{\text{máx}} = 0,278 C i_{\text{máx}} A \quad (4.2)$$

onde:

$Q_{\text{máx}}$  = vazão máxima (em m<sup>3</sup>/s)

C = coeficiente de escoamento médio superficial ponderado

$i_{\text{máx}}$  = máxima intensidade da precipitação (em mm/h)

A = área da bacia contribuinte não controlada por MCs (em km<sup>2</sup>)

**COEFICIENTE DE ESCOAMENTO:**

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

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

**Tabela 4.1- VALORES DE COEFICIENTE DE ESCOAMENTO (C) PARA SUPERFÍCIES URBANAS**

Tipo de Superfície	Valor Recomendado	Faixa de Variação
Concreto, asfalto e telhado	0,95	0,90 – 0,95
Paralelepípedo	0,70	0,58 – 0,81
Blockets	0,78	0,70 – 0,89
Concreto e asfalto poroso	0,03	0,02 – 0,05
Solo compactado	0,66	0,59 – 0,79
Matas, parques e campos de esporte	0,10	0,05 – 0,20
Grama solo arenoso	0,10	0,08 – 0,18
Grama solo argiloso	0,20	0,15 – 0,30

Os valores do coeficiente C para as superfícies urbanas são apresentados na tabela 4.1. Para os tempos de retorno utilizados na microdrenagem, não existe variação desse coeficiente. A variação com a intensidade da precipitação também não é considerada, já que é uma das premissas do método.

**INTENSIDADE DA PRECIPITAÇÃO:**

A máxima intensidade da precipitação ( $i_{máx}$ ) é obtida a partir das curvas IDF (curvas de Intensidade-Duração-Freqüência) de Fendrich (1989) para a estação do Prado Velho, conforme apresentado na equação 4.1.

**TEMPO DE RETORNO:**

O tempo de retorno utilizado na microdrenagem varia de dois a dez anos, conforme definido no capítulo 3 (Tabela 3.1). De uma forma geral, para a microdrenagem, recomenda-se a adoção de período de retorno de 2 anos (exceto no caso de aeroportos, quando o valor recomendado é de 5 anos).

**TEMPO DE DURAÇÃO DA CHUVA:**

Neste método, supõe-se o tempo de duração da chuva ( $t_d$ ) igual ao tempo de concentração da bacia, conforme comentado acima.

O tempo de concentração pode ser calculado pela fórmula de Kirpich:

$$t_c = 57 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (4.3)$$

onde:

$t_c$  = tempo de concentração (em min)

L = comprimento do curso d'água principal da bacia (em km)

H = diferença de elevação entre o ponto mais remoto da bacia e o exutório (em m)

Sugere-se que o tempo de duração da chuva para aplicação do método racional seja limitado a um valor mínimo de 10 min. Assim, em pequenas bacias, quando se obtiverem valores menores que 10 min, deve-se adotar  $t_d = 10$  min.

## 4.4 PRECIPITAÇÃO DE PROJETO PARA MACRODRENAGEM

As redes pluviais de macrodrenagem drenam áreas superiores a 2km<sup>2</sup>. Nestes casos, a natural variabilidade espacial e temporal da chuva não pode ser desconsiderada. A seguir, são sugeridas metodologias para levar em conta a distribuição espaço-temporal da chuva na determinação de precipitações de projeto.

### 4.4.1 Distribuição espacial e coeficientes de abatimento

A precipitação natural possui grande variabilidade espacial mesmo numa pequena área de alguns quilômetros quadrados.

A variabilidade espacial da precipitação natural dificilmente segue um padrão físico identificável. Além disso, essa variada configuração espacial muda rapidamente com os intervalos de tempo sucessivos do evento chuvoso. Em suma, há normalmente durante a ocorrência de uma chuva, uma grande quantidade de núcleos de precipitação que nascem, crescem, deslocam-se e desaparecem sobre a área de passagem da chuva, o que impede a emergência de uma estrutura espacial estável.

Isto é contornado com a abordagem estatística porque ela consegue extrair uma estrutura de correlação espacial dos eventos chuvosos no entorno do ponto de máxima precipitação, com base em hipóteses estatísticas.

Silveira (1996) sugere uma expressão para o coeficiente de abatimento (redução) radial da precipitação em função da área ao redor do ponto de maior intensidade. A expressão obtida é dada por:

$$K_A = 1 - 0,25 \frac{\sqrt{A}}{\beta} \quad (4.4)$$

onde  $K_A$  é o coeficiente de abatimento (entre 0 e 1),  $A$  é a área em km<sup>2</sup> e  $\beta$  (km) é a distância teórica onde a correlação espacial se anula (variável com a duração do evento). Para Porto Alegre, Silveira (1996) sugere o uso da seguinte expressão empírica para  $\beta$ :

$$\beta = 6,82 t^{0,215} \quad (4.5)$$

onde  $t$  é a duração da chuva em min.

O uso do coeficiente de abatimento  $K_A$  possibilita corrigir, pela área da bacia, a altura ou intensidade média de precipitação dada por uma IDF válida para esta bacia. Alternativamente, possibilita desenhar isoietas concêntricas no entorno da precipitação máxima dada pela IDF, arbitrariamente posicionada no centro geométrico da bacia.

Recomenda-se aplicar o abatimento em estudos de macrodrenagem para bacias com área superior a 10 km<sup>2</sup>.

### 4.4.2 Distribuição temporal

A exemplo do que acontece espacialmente, a precipitação natural possui também grande variabilidade temporal durante um evento chuvoso e de evento para evento. Assim, também a variabilidade temporal da precipitação natural dificilmente segue um padrão formal identificável, ou seja os hietogramas que se sucedem no tempo são diferentes uns dos outros.

A consideração da variabilidade temporal nas chuvas de projeto depende do método hidrológico utilizado. O Método Racional, por exemplo, considera a chuva de projeto com intensidade constante em toda a sua duração, retirada diretamente da curva IDF. Já métodos como os baseados em hidrogramas unitários, exigem que a chuva de projeto incorpore uma variabilidade temporal.

Para estes casos, os métodos mais consagrados são aqueles que atribuem uma distribuição arbitrária temporal para chuvas de projeto. O objetivo é obter, para determinado período de retorno, alturas de chuva a intervalos de tempo discretos e iguais, cuja soma (dos intervalos) é a duração crítica, ou simplesmente a duração total do hietograma de projeto. Recomenda-se uma precisão de minuto para os intervalos. Toleram-se pequenos arredondamentos tanto para a duração total do hietograma quanto para os intervalos de tempo, de modo que a soma destes resulte, com precisão de minuto, exatamente no valor da referida duração total.

Sugere-se considerar intervalos entre 5 e 10 minutos em hietogramas com duração total de até 2 horas. Para durações maiores que 2 horas recomenda-se utilizar intervalos entre 10 e 20 min.

O método dos Blocos Alternados constrói o hietograma de projeto a partir da curva IDF e é apresentado a seguir, como sugestão de metodologia a empregar.

### MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS

O método dos Blocos Alternados é de simples aplicação, mas tem a desvantagem de posicionar o pico de chuva sempre de forma centralizada.

Inicialmente, o método determina, através das intensidades dadas pela IDF, o hietograma completamente adiantado, isto é aquele onde o pico está no primeiro intervalo de tempo. Cada duração cumulativa, a partir desse pico, tem também sua altura de chuva calculada através das intensidades da IDF, até o limite da duração crítica do evento (que é normalmente o tempo de concentração da área contribuinte). É, portanto, um método derivado das relações IDF e que atribui a cada intensidade do hietograma um mesmo período de retorno.

O passo seguinte, que dá o nome ao método, reordena o hietograma completamente adiantado de forma a posicionar o pico de forma centralizada. Cada 'bloco' de chuva do hietograma adiantado é sucessiva e alternadamente colocado no entorno do 'bloco' do pico, à direita e à esquerda.

O método pode ser resumido nos seguintes passos:

1. Determinar a duração crítica do evento,  $t_d$  (que é normalmente o tempo de concentração da área contribuinte)  
Ex.:  $t_d = 60$  min
2. Dividir o tempo de duração total da chuva em intervalos de duração cumulativa, com variação ( $\Delta t$ ) constante  
Ex.: para  $\Delta t = 10$  min e  $t_d = 60$  min, os intervalos seriam 10, 20, 30, 40, 50 e 60 min
3. Calcular, pela IDF, a intensidade de chuva para cada duração cumulativa
4. Determinar o total precipitado em cada intervalo, multiplicando a intensidade de chuva pelo respectivo tempo de duração
5. Obter os incrementos de chuva correspondentes a cada incremento de duração, por: (total precipitado no intervalo) - (total precipitado no intervalo anterior)
6. Reordenar os incrementos de chuva para posicionar o pico de forma centralizada. Cada 'bloco' de chuva do hietograma adiantado é sucessiva e alternadamente colocado no entorno do 'bloco' do pico, à direita e à esquerda

**Exemplo:** Definição de uma chuva de projeto de 40 minutos na RMC, com período de retorno de 5 anos, em intervalos de 5 minutos.

Veja a seguir a tabela 4.2.

**Tabela 4.2- HIETOGRAMA DE  $t_d=120min$  e  $Tr=5$  anos - MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS**

Tempo	$i^{(1)}$	$P_{acum}^{(2)}$	$P_{desac}^{(3)}$	ordem decrescente	ordem alternada	$P_{rearr}^{(4)}$
min	$mmh^{-1}$	mm	mm			mm
5	152,08	12,67	12,67	1°	7°	2,93
10	130,76	21,79	9,12	2°	5°	4,30
15	114,66	28,67	6,88	3°	3°	6,88
20	102,08	34,03	5,36	4°	1°	12,67
25	91,98	38,33	4,30	5°	2°	9,12
30	83,69	41,85	3,52	6°	4°	5,36
35	76,76	44,78	2,93	7°	6°	3,52
40	70,89	47,26	2,48	8°	8°	2,48

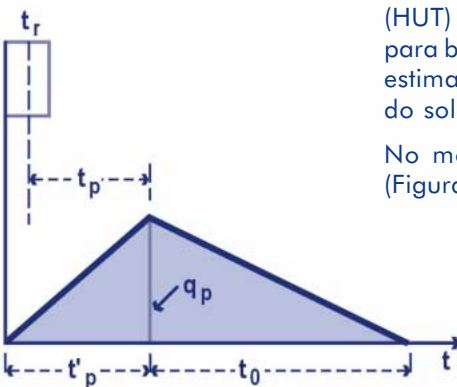
- (1) calculado com a IDF do Prado Velho com t dado pela 1ª coluna
- (2) multiplicação da 1ª coluna (tempo) pela 2ª (i) dividida por 60
- (3) é o hietograma completamente adiantado obtido pela desacumulação da 3ª coluna ( $P_{acum}$ )
- (4) é o hietograma final resultante do rearranjo dado pela ordenação alternada

**4.5 VAZÃO DE PROJETO PARA MACRODRENAGEM – HUT DO SCS**

A vazão de projeto é obtida pela transformação de precipitação em vazão. A precipitação pode ser de projeto ou, eventualmente, uma precipitação observada.

Para áreas de contribuição superiores a 4 km<sup>2</sup>, ou em situações onde seja necessário o conhecimento da distribuição temporal das vazões e o volume da cheia, é sugerido o uso do Método do Hidrograma Unitário Triangular (HUT) do Soil Conservation Service (SCS, 1957). Este modelo foi proposto para bacias rurais e adaptado a bacias urbanas, sendo estruturado para efetuar estimativa das vazões para bacias sem dados, com base nas características do solo e ocupação.

No modelo HUT-SCS, o hidrograma unitário é considerado um triângulo (Figura 4.1).



**Figura 4.1-**  
Hidrograma triangular SCS (Tucci, 1993)

A equação da vazão máxima do hidrograma triangular é dada por:

$$q_p = \frac{2,08A}{t'_p} \quad (4.6)$$

onde:

$q_p$  = vazão de pico do hidrograma unitário triangular (em m<sup>3</sup>/s)

A = área da bacia contribuinte (em km<sup>2</sup>)

$t'_p$  = tempo de máxima vazão, contado do início da precipitação (em h)

O tempo  $t'_p$  é o tempo de máxima vazão (tempo de pico), contado do início da precipitação e é igual a:

$$t'_p = t_d/2 + 0,6 t_c \quad (4.7)$$

onde  $t_d$  é a duração da precipitação, em horas;  $t_c$  é o tempo de concentração em horas.

Os autores adotaram  $t_e = 1,67 t'_p$  com base na observação de várias bacias. A precipitação efetiva (ou seja, a precipitação que gera escoamento superficial, a ser aplicada ao Hidrograma Unitário Triangular, descrito acima) pode ser obtida pelo Método Curva-Número, desenvolvido pelo SCS a partir de informações de bacias hidrológicas em diversas regiões dos Estados Unidos. Trata-se de um método empírico para determinar a precipitação efetiva,  $P_{ef}$ , em função da precipitação total,  $P$ . Os autores verificaram que, em média, as perdas iniciais representavam 20% da capacidade máxima  $S$ , obtendo a formulação:

$$P_{ef} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (4.8)$$

Esta equação é válida para  $P > 0,2S$ .

Quando  $P < 0,2S$ ,  $Q = 0$ . Para determinar a capacidade máxima da camada superior do solo  $S$ , os autores relacionaram esse parâmetro da bacia com um fator CN pela seguinte expressão:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (4.9)$$

Esta expressão foi obtida em unidades métricas, a partir da equação original, em unidades inglesas, que estabelece o valor de CN numa escala de 1 a 100. Esta escala retrata as condições de cobertura e solo, variando desde uma cobertura muito impermeável (limite inferior) até uma cobertura completamente permeável (limite superior). Esse fator foi tabelado para diferentes tipos de solo e cobertura conforme apresentado na Tabela 4.3, onde as classes de utilização do solo seguem a definição de Setzer e Porto (1979):

**Solo A:** Solos que produzem muito baixo escoamento superficial e muito alta infiltração.

Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a 8%; não há rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%

**Solo B:** Solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração.

Solos arenosos menos profundos que os do grupo A e com maior teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas este limite pode subir a 20%, graças a maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras nem camadas argilosas até 1,5m, mas é quase sempre presente uma camada mais densificada que a camada superficial

**Solo C:** Solos que geram escoamento superficial pouco acima da média e com capacidade de infiltração pouco abaixo da média.

Solos barrentos com teor de argila de 20 a 30%, mas sem camadas de argilas impermeáveis ou contendo pedras até a profundidade de 1,2m. No caso de terras roxas estes dois limites podem ser 40% e 1,5m. Nota-se a cerca de 60cm de profundidade camada mais densificada que no grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade

**Solo D:** Solos com baixa capacidade de infiltração.

Há duas possibilidades:

- solos argilosos (30 a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a cerca de 50cm de profundidade
- solos arenosos como B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados

**Solo E:** Solos com muito baixa capacidade de infiltração.

Há duas possibilidades:

- solos barrentos como C, mas com camada argilosa impermeável ou com pedras
- solos barrentos como C, sem camada argilosa impermeável, mas com teor de argila superior a 40%

**Tabela 4.3- VALORES DE CN PARA BACIAS URBANAS E SUBURBANAS**

Utilização ou Cobertura do Solo			A	B	C	D	E
Zonas cultivadas:	sem conservação do solo		72	81	88	91	91
	com conservação do solo		62	71	78	81	81
Pastagens ou terrenos baldios:	más condições		68	79	86	89	89
	boas condições		39	61	74	80	80
Prado em boas condições			30	58	71	78	78
Bosques ou zonas florestais:	cobertura ruim		45	66	77	83	83
	cobertura boa		25	55	70	77	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golfe, cemitérios, boas condições:	com relva em mais de 75% da área		39	61	74	80	80
	com relva de 50 a 75% da área		49	69	79	84	84
Zonas comerciais e de escritórios			89	92	94	95	95
Zonas industriais			81	88	91	93	93
Zonas residenciais:	Lotes de (m <sup>2</sup> )	% média impermeável					
	<500	65	77	85	90	92	92
	1000	38	61	75	83	87	87
	1300	30	57	72	81	86	86
	2000	25	54	70	80	85	85
	4000	20	51	68	79	84	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.			98	98	98	98	98
Arruamentos e estradas:	asfaltadas e com drenagem pluvial		98	98	98	98	98
	paralelepípedos		76	85	89	91	91
	terra		72	82	87	89	89

O hidrograma resultante é obtido utilizando a equação de convolução discreta expressa por:

$$Q_t = \sum_{i=1}^t P_{ef_t} h_{t-i+1} \quad (4.10)$$

onde  $Q_t$  são as ordenadas do hidrograma de projeto resultante,  $P_{ef}$  são os valores de precipitação efetiva e  $h$  as ordenadas do hidrograma unitário triangular.

## 5. MEDIDAS DE CONTROLE NA FONTE

### 5.1 ORIENTAÇÃO GERAL

Este capítulo do presente Manual traz uma série de informações gerais sobre as medidas de controle na fonte na drenagem pluvial urbana. Estas medidas serão freqüentemente referidas no capítulo na forma da sigla MC.

O leitor já familiarizado com o papel e as características das MCs e que esteja interessado apenas em orientações de pré-dimensionamento pode remeter-se diretamente ao item 5.9. Apesar da metodologia descrita neste capítulo ter sido desenvolvida para medidas de controle na fonte ela pode, em alguns casos, também ser aplicada para controle em outras escalas. Recomenda-se uma leitura do item 5.10 que orienta sobre a aplicabilidade das MCs nas diversas escalas espaciais de controle: *lote* (controle distribuído ou na fonte) *loteamento* e *macro drenagem*.

### 5.2 PAPEL DAS MEDIDAS DE CONTROLE NA FONTE

O papel das medidas de controle na fonte do escoamento pluvial é o de propiciar soluções que promovam a redução e a retenção, de forma a otimizar o uso dos sistemas tradicionais de esgotamento pluvial ou mesmo evitar ampliações destes sistemas, que são muitas vezes inviáveis e de curta vida útil. Os sistemas tradicionais são conhecidos e exemplos típicos são condutos e galerias pluviais enterradas, sarjetas, bocas-de-lobo, calhas coletoras de telhados e rios urbanos retificados ou engalerizados (enterrados).

Enquanto os sistemas tradicionais visam a condução rápida das águas pluviais para jusante, os dispositivos de controle na fonte (as MCs) procuram reduzir e retardar escoamentos urbanos. Os dispositivos tradicionais como tubulações enterradas, podem ser substituídos por outros de controle na fonte, mas não em todos os casos, pois um moderno projeto de drenagem urbana deve integrar harmoniosamente estruturas de transporte e de redução/retenção. As estruturas de redução e retenção são abordadas neste Manual porque são ainda menos comuns que as de transporte rápido e, por isso, de funcionamento menos conhecido. Para as estruturas tradicionais (tubulações, canais, galerias pluviais, entre outros) é suficiente a consulta aos manuais de hidráulica disponíveis.

As MCs (*Best Management Procedures, BMP*, em inglês) têm um objetivo mais amplo do que o controle quantitativo do escoamento pluvial, incorporando-se também o controle da poluição e dos sedimentos e lixo. Apesar do enfoque deste manual voltar-se para o controle quantitativo, aspectos relevantes do controle da qualidade e dos sedimentos serão mencionados.

As medidas de controle na fonte, as MCs, são basicamente de dois tipos:

- Dispositivos de armazenamento
- Dispositivos de infiltração

Os dispositivos de armazenamento normalmente têm por objetivo primordial o retardo do escoamento pluvial para sua liberação defasada, e com pico amortecido, ao seu destino, que pode até ser um ponto de captação de uma rede pluvial existente. Reservatórios residenciais em lotes, bacias de retenção e detenção nos loteamentos ou na macro drenagem são exemplos típicos destes dispositivos de armazenamento.

Os dispositivos de infiltração, diferentemente dos de armazenamento, retiram água do sistema pluvial, promovendo sua absorção pelo solo para redução do escoamento pluvial. Pavimentos porosos, trincheiras de infiltração, faixas e valas gramadas são alguns exemplos típicos de tais dispositivos, mais adequados às escalas do lote e do loteamento.



Há muitos dispositivos mistos que promovem a infiltração e ao mesmo tempo retardam o escoamento excedente. Isto depende da concepção da obra ou dispositivo, segundo a criatividade do projetista.

Em síntese, as MCs propõem um controle do escoamento pluvial de forma distribuída no espaço, preferentemente na origem, podendo ser divididas em medidas compensatórias (compensam o efeito da impermeabilização) e alternativas (medidas de substituição das soluções tradicionais).

### 5.3 ELENCO DE OBRAS BÁSICAS DE REDUÇÃO E CONTROLE

A experiência internacional referente às MCs aponta para um elenco básico de obras ou estruturas que pode ser listado como na Tabela 5.1.

A vantagem primordial destas obras é a razão da sua própria concepção, isto é, são obras que reduzem ou retardam o deflúvio superficial direto, regulando e limitando as vazões geradas para jusante, para alívio de redes pluviais existentes, muitas vezes saturadas, e dos meios receptores naturais, freqüentemente alterados física e qualitativamente pela função de esgotamento pluvial urbano.

Há um favorecimento da própria dinâmica urbanística, pois certas MCs permitem a viabilização de zonas para as quais o esgotamento pluvial seria técnica e financeiramente difícil, além de se adaptarem à evolução da ocupação urbana, pois é possível construir gradativamente várias MCs sem a necessidade de construir preventivamente um grande sistema pluvial para a ocupação total prevista (Azzout et al., 1994).

As informações gerais da Tabela 5.1 apontam as características principais, funções e efeitos das MCs básicas, como uma primeira orientação aos projetistas. Os critérios gerais de escolha das MCs são dados no item 5.4 enquanto que uma descrição dos dispositivos é efetuada no item 5.5.

### 5.4 CRITÉRIOS DE ESCOLHA DAS OBRAS DE REDUÇÃO E CONTROLE

Há vários fatores que poderiam ser entendidos como critérios que condicionam a escolha de obras de redução e controle do escoamento. As medidas de controle (MCs) listadas na Tabela 5.1 mostram potencialidades diversas, mas sua utilização está condicionada a certos fatores. Com base nas recomendações de Schueler (1987) no Manual de Drenagem de Washington (EUA), e na experiência francesa de Azzout et al., são esses os fatores:

- Área da bacia de contribuição a ser controlada
- Capacidade de infiltração do solo
- Nível do lençol freático
- Risco de contaminação de aquífero
- Fragilidade do solo à ação da água
- Permeabilidade do subsolo
- Declividade do terreno
- Ausência de exutório
- Disponibilidade de área
- Presença de instalações subterrâneas
- Restrição de urbanização
- Afluência poluída
- Afluência com alta taxa de sedimentos
- Risco sanitário por falha de operação
- Risco sedimentológico por falha de operação
- Sistema viário adjacente e intensidade de tráfego
- Flexibilidade de desenho
- Limites de altura ou profundidade da MC

Tabela 5.1- LISTA DAS MEDIDAS DE CONTROLE (MC) BÁSICAS

Obra	Característica Principal	Variantes	Função	Efeito
Pavimento Poroso	Pavimento com camada de base porosa como reservatório	Revestimento superficial pode ser permeável ou impermeável, com injeção pontual na camada de base porosa. Esgotamento por infiltração no solo ou para um exutório	Armazenamento temporário da chuva no local do próprio pavimento. Áreas externas ao pavimento podem também contribuir	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial gerado pelo pavimento e por eventuais áreas externas
Trincheira de infiltração	Reservatório linear escavado no solo preenchido com material poroso	Trincheira de infiltração no solo ou de retenção, com esgotamento por um exutório	Infiltração no solo ou retenção, de forma concentrada e linear, da água da chuva caída em superfície limítrofe	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial gerado em área adjacente
Vala de infiltração	Depressões lineares em terreno permeável	Vala de infiltração efetiva no solo ou vala de retenção sobre solo pouco permeável	Infiltração no solo, ou retenção, no leito da vala, da chuva caída em áreas marginais	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial gerado em área vizinha
Poço de Infiltração	Reservatório vertical e pontual escavado no solo	Poço preenchido com material poroso ou sem preenchimento, revestido. Poço efetivamente de infiltração ou de injeção direta no freático	Infiltração pontual, na camada não saturada e/ou saturada do solo, da chuva caída em área limítrofe	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial gerado na área contribuinte ao poço
Microrreservatório	Reservatório de pequenas dimensões tipo 'caixa d'água' residencial	Vazio ou preenchido com material poroso. Com fundo em solo ou vedado, tipo cisterna	Armazenamento temporário do escoamento pluvial de áreas impermeabilizadas próximas	Retardo e/ou redução do escoamento pluvial de áreas impermeabilizadas
Telhado reservatório	Telhado com função reservatório	Vazio ou preenchido com material poroso	Armazenamento temporário da chuva no telhado da edificação	Retardo do escoamento pluvial da própria edificação
Bacia de detenção	Reservatório vazio (seco)	Reservatório sobre leito natural ou escavado. Com leito em solo permeável ou impermeável, ou com leito revestido	Armazenamento temporário e/ou infiltração no solo do escoamento superficial da área contribuinte	Retardo e/ou redução do escoamento da área contribuinte
Bacia de retenção	Reservatório com água permanente	Reservatório com leito permeável (freático aflorante) ou com leito impermeável	Armazenamento temporário e/ou infiltração no solo do escoamento superficial da área contribuinte	Retardo e/ou redução do escoamento da área contribuinte
Bacia subterrânea	Reservatório coberto, abaixo do nível do solo	Reservatório vazio, tampado e estanque. Reservatório preenchido com material poroso	Armazenamento temporário do escoamento superficial da área contribuinte	Retardo e/ou redução do escoamento da área contribuinte
Condutos de armazenamento	Condutos e dispositivos com função de armazenamento	Condutos e reservatórios alargados. Condutos e reservatórios adicionais em paralelo	Armazenamento temporário do escoamento no próprio sistema pluvial	Amortecimento do escoamento afluente à macrodrenagem
Faixas gramadas	Faixas de terreno marginais a corpos d'água	Faixas gramadas ou arborizadas	Áreas de escape para enchentes	Amortecimento de cheias e infiltração de contribuições laterais

Os fatores condicionantes acima são comentados a seguir. Para ilustrar esses comentários são apresentadas tabelas (Tabelas 5.2 a 5.7) que indicam a faixa de aplicação de cada tipo de MC em função das condições dos locais onde são aplicadas.

Essas tabelas fornecem um panorama geral para que a escolha de determinada MC seja criteriosa. Adicionalmente recomenda-se a leitura do item 5.5 que complementa as informações sobre os diversos tipos de MCS. É recomendável também a leitura do item 5.6 que aborda de forma mais geral as condições restritivas de aplicação das MCs e esclarece alguns dos aspectos citados no presente item. Os itens 5.7 e 5.8, onde são descritas as vantagens e os efeitos ambientais das MCs, também complementam o presente item.

#### ÁREA DA BACIA DE CONTRIBUIÇÃO A SER CONTROLADA (TABELA 5.2)

Há uma tendência das áreas controladas serem menores para os dispositivos de infiltração e maiores para os de retenção ou detenção. Entretanto, isto pode ser relativo. Na verdade, pela própria natureza dos dispositivos, há aqueles que foram concebidos para controle na fonte de pequenas áreas e outros cuja potencialidade é mais efetiva para áreas maiores. Por isso, os valores apresentados na Tabela 5.2 são meramente indicativos.

**Tabela 5.2- ÁREAS CONTRIBUENTES ADEQUADAS PARA AS MCs**

Medida de Controle MC	Área de Contribuição (ha)									
	0a2	2a4	4a6	6a8	8a10	10a12	12a14	14a20	20a40	> 40
Pavimento Poroso	○	○	○	◐	◐	●	●	●	●	●
Trincheira de infiltração	○	○	◐	●	●	●	●	●	●	●
Vala de infiltração	○	○	◐	●	●	●	●	●	●	●
Poço de Infiltração	○	◐	◐	●	●	●	●	●	●	●
Microrreservatório	○	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Telhado reservatório	○	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Bacia de detenção	●	◐	◐	◐	◐	○	○	○	○	○
Bacia de retenção	●	●	●	◐	○	○	○	○	○	○
Bacia subterrânea	○	○	○	◐	●	●	●	●	●	●
Conduitos de armazenamento	○	◐	●	●	●	●	●	●	●	●
Faixa gramada	○	○	◐	●	●	●	●	●	●	●

- viabilidade de implantação
- ◐ viabilidade depende de condição específica
- inviável, a princípio

#### CAPACIDADE DE INFILTRAÇÃO DO SOLO (TABELA 5.3)

A capacidade de infiltração do solo condiciona bastante o uso das MCs que infiltram a água no solo, pois é um parâmetro que influencia muito o desempenho destes dispositivos. Baixas capacidades de infiltração (abaixo de 7 mmh<sup>-1</sup>) praticamente inviabilizam as MCs de infiltração. Por outro lado, altas taxas de infiltração prejudicam o uso de bacias de retenção, pois haveria dificuldade de manter os níveis d'água.

Algumas das indicações da Tabela 5.3 foram retiradas de Schueler (1987), Manual de Drenagem de Washington, EUA.

**Tabela 5.3- RESTRIÇÕES DE CAPACIDADE DE INFILTRAÇÃO NO SOLO**

Medida de Controle MC	Capacidade de Infiltração (mmh <sup>-1</sup> )									
	0,5	1,0	1,5	2,0	4,0	7,0	13	25	60	200
Pavimento Poroso	●	●	●	●	●	○	○	○	○	○
Trincheira de infiltração	●	●	●	●	●	○	○	○	○	○
Vala de infiltração	●	●	●	●	●	○	○	○	○	○
Poço de Infiltração	●	●	●	●	○	○	○	○	○	○
Microrreservatório (*)	●	●	●	●	●	○	○	○	○	○
Bacia de detenção (**)	●	○	○	○	○	○	○	○	○	○
Bacia de retenção	○	○	○	○	○	○	○	○	○	●
Faixa gramada	●	○	○	○	○	○	○	○	○	○

○ viabilidade de implantação

(\*) variante infiltrante (sem fundo)

○ viabilidade depende de condição específica

(\*\*) caso da variante chamada de bacia de infiltração

● inviável, a princípio

**NÍVEL DO LENÇOL FREÁTICO (TABELA 5.4)**

Para efeito de estudo de concepção de dispositivos de controle, considera-se nível alto de lençol freático quando este se encontra a menos de 1 metro abaixo do fundo da MC. O lençol freático alto reduz a capacidade de infiltração de água no solo (exfiltração), diminuindo assim sua capacidade de drenagem do dispositivo. O freático alto, portanto, inviabiliza as MCs de infiltração, exceto o poço de infiltração, o qual pode ser adaptado à estas condições.

No caso de reservatórios de amortecimento subterrâneos, implantados em áreas com lençol freático alto, deve-se considerar a possibilidade de haver infiltração de água no reservatório e prever um sistema apropriado de esgotamento por bombeamento.

**RISCO DE CONTAMINAÇÃO DE AQUÍFERO (TABELA 5.4)**

Em zonas de recarga de aquíferos pode haver perigo de contaminação devido à infiltração de águas superficiais poluídas promovida pelas MCs. Mesmo no caso das MCs que não funcionam por infiltração são necessários cuidados para a proteção de zonas de recarga.

**FRAGILIDADE DO SOLO À AÇÃO DA ÁGUA (TABELA 5.4)**

Alguns solos argilosos ou com muitos finos podem desestruturar-se na presença frequente de água, perdendo sua capacidade de suporte e suas características hidráulicas. Tais solos, portanto, são inadequados para receber dispositivos de infiltração e mesmo bacias de detenção e retenção, pois nestas o fundo pode tornar-se excessivamente barrento ou lodoso.

**PERMEABILIDADE DO SUBSOLO (TABELA 5.4)**

Quando o subsolo, ou o solo situado a pouca profundidade da superfície, se apresenta com baixa permeabilidade, por ser muito compacto ou rochoso, a exfiltração de dispositivos de infiltração pode ser prejudicada. Assim como acontece com a presença de níveis elevados de lençol freático, a capacidade de drenagem da área controlada por uma MC de infiltração ficaria reduzida. Além do mais, a presença de uma camada em rocha ou solo muito duro, dificulta a escavação para a construção de bacias de detenção, retenção ou subterrâneas.

**Tabela 5.4- CONDIÇÕES SOLO-AQUÍFERO PARA IMPLEMENTAÇÃO MCs**

Medida de Controle MC	Condições Solo-Aquífero			
	Freático alto	Aquífero em risco	Solo frágil à água	Subsolo impermeável
Pavimento Poroso	●	●	●	●
Trincheira de infiltração	●	●	●	●
Vala de infiltração	●	●	●	●
Poço de Infiltração	●	●	●	●
Microrreservatório	○	○	○	○
Telhado reservatório	○	○	○	○
Bacia de detenção	●	●	●	●
Bacia de retenção	○	●	●	●
Bacia subterrânea	●	●	○	●
Conduitos de armazenamento	○	●	○	●
Faixa gramada	●	●	●	●

○ viabilidade de implantação

● viabilidade depende de condição específica

● inviável, a princípio

#### DECLIVIDADE DO TERRENO (TABELA 5.5)

A declividade é uma das condições que se inserem naquilo que se poderia chamar de condições de localização. As MCs podem ter seu uso restringido por altas declividades do terreno. Schueler (1987) afirma que declividades acima de 5% ou mais não são boas, por exemplo, para pavimentos porosos e valas de infiltração. E que uma declividade acima de 20% não é prática para uma trincheira de infiltração ou uma faixa gramada.

#### AUSÊNCIA DE EXUTÓRIO (TABELA 5.5)

As MCs que não operam por infiltração exigem, para a descarga do volume regularizado de água, um local de destino, um exutório. Há locais, entretanto, onde não há uma rede pluvial ou um córrego nas proximidades em condições de receber essa água. Há outros locais em que por questões ambientais não é permitido esse tipo de despejo. Assim, a ausência de exutório é altamente limitante à utilização de MCs de armazenamento. As MCs de infiltração, a princípio, não têm maiores problemas quanto a isso, mas é preciso prever as conseqüências de chuvas maiores que as de projeto.

#### DISPONIBILIDADE DE ÁREA (TABELA 5.5)

Em locais muito confinados ou densamente ocupados as áreas livres disponíveis geralmente são muito pequenas. Nesses casos não há possibilidade de se implantar certos tipos de MCs que necessitam de espaços mais amplos, por exemplo: bacias de retenção e de detenção e, dependendo das circunstâncias, pavimentos porosos e bacias subterrâneas.

#### PRESENÇA DE INSTALAÇÕES SUBTERRÂNEAS (TABELA 5.5)

As MCs que operam por infiltração são projetadas para promover a percolação de água no solo, o que pode danificar fundações de construções vizinhas e redes subterrâneas de utilidades (telefonia, por exemplo). Também pode haver problemas de contaminação de poços de captação de água. Bacias de detenção e retenção, onde há também infiltração, também não são recomendáveis neste caso.

**RESTRIÇÃO DE URBANIZAÇÃO (TABELA 5.5)**

Certas MCs só se adaptam a um tipo específico de urbanização ou ocupação do solo. Os pavimentos porosos são implantados normalmente em estacionamentos ou vias de tráfego leve, e geralmente não possuem resistência compatível com tráfego pesado. As valas de infiltração constituem outro exemplo, pois são concebidas para loteamentos com baixa densidade de ocupação (até cerca de 60 hab/ha) e não seriam adequadas a áreas com alta densidade habitacional.

**Tabela 5.5- CONDIÇÕES DE LOCALIZAÇÃO PARA IMPLEMENTAÇÃO DAS MCs**

Medida de Controle MC	Condições de Localização				
	Declividade alta	Ausência de exutório	Restrição de área disponível	Presença de instalações subterrâneas	Restrição de urbanização
Pavimento Poroso	●	●	●	●	●
Trincheira de infiltração	●	●	○	●	○
Vala de infiltração	●	●	○	●	●
Poço de Infiltração	○	●	○	●	○
Microrreservatório	○	●	○	○	○
Telhado reservatório	○	●	○	○	○
Bacia de detenção	●	●	●	●	○
Bacia de retenção	○	●	●	●	○
Bacia subterrânea	○	●	●	●	●
Condutos de armazenamento	○	●	○	●	○
Faixa gramada	●	●	○	●	●

- viabilidade de implantação
- viabilidade depende de condição específica
- inviável, a princípio

**AFLUÊNCIA POLUÍDA (TABELA 5.6)**

Em países em desenvolvimento, as condições sanitárias e sedimentológicas podem ser altamente restritivas ao uso das MCs. As MCs listadas não toleram afluências poluídas por esgotos e lavagem das ruas. Pode-se contornar este problema com estruturas de pré-tratamento a montante, mas dependendo da carga poluidora, podem ser necessárias estruturas mais complexas e caras que a própria MC a ser protegida.

**AFLUÊNCIA COM ALTA TAXA DE SEDIMENTOS (TABELA 5.6)**

A exemplo do comentado para afluência poluída, as MCs listadas não toleram afluências com cargas altas de sedimentos e lixo. A possibilidade de contornar o problema pode esbarrar no dimensionamento de estruturas de retenção de sedimentos e lixo muito complexas e caras. Nas bacias de detenção e retenção de maior porte estas estruturas seriam mais viáveis e a limpeza mecanizada seria possível.

**RISCO SANITÁRIO POR FALHA DE OPERAÇÃO (TABELA 5.6)**

Em MCs de maior porte que requerem operação de comportas e equipamentos mecânicos, como pode ser o caso de bacias de detenção e retenção, existe o risco de falhas de operação (e manutenção) e conseqüente acúmulo ou disseminação de escoamentos altamente poluídos. Em situações onde não se pode garantir um bom funcionamento de tais estruturas elas não são recomendáveis. Por exemplo: microrreservatórios e telhados reservatórios devem passar por manutenção periódica para evitar que o entupimento de condutos de descarga provoque o acúmulo excessivo de água, o que pode favorecer a proliferação de mosquitos.

**RISCO SEDIMENTOLÓGICO POR FALHA DE OPERAÇÃO (TABELA 5.6)**

As recomendações são análogas às do risco sanitário. O acúmulo de sedimentos, por má operação ou sem providências de remoção sistemática, em bacias de retenção e detenção pode deixá-las inoperantes. Para as outras MCs, não há risco de uma má-operação (se for o caso) provocar um problema sedimentológico de proporções.

**Tabela 5.6- CONDIÇÕES SANITÁRIAS E SEDIMENTOLÓGICAS**

Medida de Controle MC	Condições Sanitárias e Sedimentológicas			
	Afluência poluída	Afluência c/ alta taxa de sedimentos	Risco sanitário p/falha de operação	Risco sedimentológico por falha de operação
Pavimento Poroso	●	●	○	○
Trincheira de infiltração	●	●	○	○
Vala de infiltração	●	●	○	○
Poço de Infiltração	●	●	○	○
Microrreservatório	●	●	○	○
Telhado reservatório	●	●	○	○
Bacia de detenção	●	○	●	●
Bacia de retenção	●	○	●	●
Bacia subterrânea	●	●	●	●
Condutos armazenamento	○	●	○	○
Faixa gramada	●	●	○	○

○ viabilidade de implantação

○ viabilidade depende de condição específica

● inviável, a princípio

**ESFORÇOS E TRÁFEGO INTENSOS (TABELA 5.7)**

O porte da estrutura de uma MC pode inviabilizar a sua implantação se esta for submetida a esforços muito altos como tráfego pesado. Por exemplo, os dispositivos de infiltração sofrem degradação sob tráfego intenso, seja de veículos ou de pedestres (neste último caso, com exceção do pavimento poroso). As estruturas de bacias subterrâneas e de condutos enterrados de armazenamento devem ser dimensionadas de modo a resistir a esforços e vibrações sem trincar. O telhado reservatório pode ser inviabilizado se a carga sobre a estrutura suporte for excessiva.

**Tabela 5.7- RESTRIÇÕES ESTRUTURAIS E DE DESENHO**

Medida de Controle MC	Restrições Estruturais e de Desenho		
	Esforço e tráfego intensos	Flexibilidade de desenho	Limite na altura da MC
Pavimento Poroso	●	○	●
Trincheira de infiltração	●	○	●
Vala de infiltração	●	○	●
Poço de Infiltração	●	○	●
Microrreservatório	○	●	○
Telhado reservatório	●	●	○
Bacia de detenção	○	○	●
Bacia de retenção	○	○	●
Bacia subterrânea	●	●	○
Conduitos armazenamento	●	○	○
Faixa gramada	●	○	○

○ viabilidade de implantação

● viabilidade depende de condição específica

● inviável, a princípio

#### **FLEXIBILIDADE DE DESENHO (TABELA 5.7)**

Ao comparar alternativas de MCs, algumas delas levam desvantagem por terem restrições de desenho. O microrreservatório de lote (estanque) exige arranjo que possibilite escoamento por gravidade até a rede pluvial. A bacia subterrânea tem desenho condicionado pela sua estrutura que deve resistir a esforços e pela necessidade de seu esgotamento por gravidade. O telhado reservatório tem limitação ditada pela configuração arquitetônica da edificação.

#### **LIMITE NA ALTURA DA MC (TABELA 5.7)**

Para as MCs de infiltração e uma MC do tipo bacia, que igualmente conte com a infiltração como modo de funcionamento, o cotejo entre o tempo de residência desejado (geralmente 2 a 3 dias para efeito de remoção de poluição leve) e a altura desejável para o dispositivo (condicionado pelo controle volumétrico) pode resultar numa limitação desta última, se a capacidade de infiltração do solo não for suficiente.



### 5.5 DESCRIÇÃO DAS MEDIDAS DE CONTROLE

Complementando os itens anteriores, que enfocam a utilidade e a aplicação das MCs, neste item é feita sua caracterização sob o ponto de vista de seu funcionamento físico.

No item 5.9, serão apresentados os critérios de pré-dimensionamento das MCs.

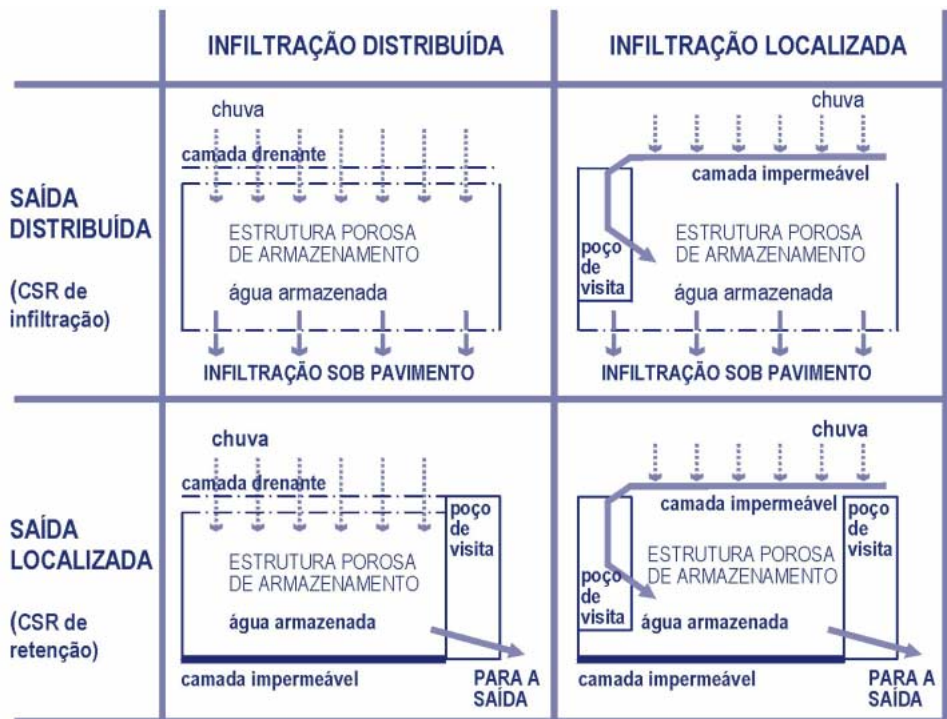
#### 5.5.1 Pavimento poroso ou permeável

Os pavimentos porosos são dispositivos que infiltram a água caída sobre eles para um reservatório na camada de base, geralmente de cascalho poroso. O revestimento da superfície é também freqüentemente poroso, mas há variantes com revestimento impermeável com entradas pontuais para a camada de base porosa. São pavimentos que agem, normalmente, no controle do pico e volume do escoamento superficial, no controle da poluição difusa e quando infiltram a água no solo, promovem a recarga de águas subterrâneas.

Os pavimentos porosos podem dividir-se em quatro tipos (Figura 5.1):

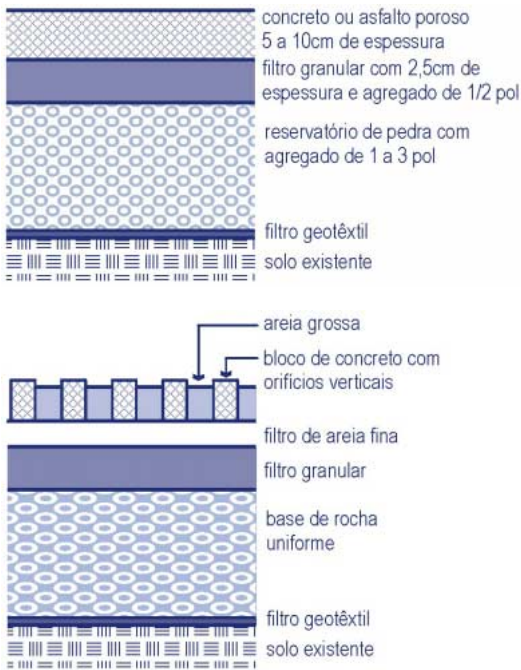
1. de infiltração e revestimento permeável
2. de infiltração e revestimento impermeável
3. de retenção e revestimento permeável
4. de retenção e revestimento impermeável

Figura 5.1– Tipos de pavimentos porosos (Azzout et al., 1994)



CSR: pavimento com estrutura de armazenamento

Estes quatro tipos encerram duas qualidades de absorção (injeção) e duas de esvaziamento (evacuação) da camada porosa. Nos pavimentos de infiltração a evacuação é vertical e difusa para dentro do solo enquanto que nos pavimentos de retenção ela é horizontal e direcionada para um exutório (rede pluvial existente, por exemplo). Quanto à absorção, tanto os pavimentos porosos de infiltração quanto de retenção podem ter ou uma injeção (entrada) difusa, através de um revestimento permeável, ou localizada, através de captações pontuais em um revestimento impermeável. Os pavimentos de retenção são usados sobre solos com pouca permeabilidade ou sensíveis à presença de água.



**Figura 5.2– Pavimentos porosos (Urbanas e Stahre, 1993)**

Há três tipos básicos de revestimento superficial permeável:

1. asfalto poroso
2. concreto poroso
3. blocos vazados de concreto

A principal diferença entre (1) e (2) para os revestimentos de concreto e asfalto convencionais é a ausência de areia fina em sua composição e o fato de serem colocados sobre uma base granular, com filtros geotêxteis, evitando a migração de finos para esta base.

No mercado europeu há a oferta de blocos alveolares em plástico como alternativa para reservação subterrânea em substituição à camada porosa com cascalho. O preço é maior, mas há a vantagem de possuir um grau de porosidade maior.

Os pavimentos porosos são adequados para uso em vias de tráfego leve, estacionamentos, calçadas, praças e quadras de esporte. Promovem uma grande redução no pico dos escoamentos gerados na superfície e possuem vantagens adicionais de custo (comparada ao de uma rede pluvial convencional), conforto (menos ruído de tráfego, menos poças d’água, menor risco de aquaplanagem) e melhoria ambiental (filtração de poluentes leves e sedimentos finos e recarga do aquífero). As desvantagens incluem a colmatação das camadas permeáveis, o perigo de contaminação do freático e a necessidade de manutenção regular especializada.

Para um pré-dimensionamento de um pavimento poroso consulte o item 5.9.1.

**5.5.2 Trincheira de infiltração**

As trincheiras de infiltração são dispositivos lineares (comprimento extenso em relação à largura e à profundidade) que recolhem o excesso superficial para concentrá-lo e promover sua infiltração no solo natural. Existe uma variante, denominada trincheira de retenção, que é adaptada para solos pouco permeáveis, que direciona a saída de água para um exutório localizado.



A trincheira é escavada no solo e preenchida com brita uniforme. Podem estar descobertas ou cobertas com grama ou com um revestimento permeável (é possível projetá-las de forma a serem ‘invisíveis’ no arranjo urbanístico). As paredes, o topo e o fundo da trincheira são revestidos por um filtro geotêxtil para evitar penetração de sedimentos. Opcionalmente, o fundo da trincheira poderá receber uma camada de areia filtrante ao invés da manta geotêxtil. A água recolhida infiltra pelas paredes e o fundo e exige que o solo tenha taxa de infiltração nem muito baixa, para que o tempo de esvaziamento não seja elevado, nem muito alta a ponto de contaminar o freático, por falta de filtragem no solo.

A trincheira de infiltração tem, portanto, a função precípua de abater descargas de pico de um escoamento superficial e promover a recarga do aquífero, mas outra importante função é a de promover o tratamento das águas superficiais pela infiltração no solo.

Estes dispositivos não toleram escoamentos com altas concentrações de sedimentos, pois pode haver colmatação do solo e do filtro geotêxtil.

Também não é recomendável que águas com cargas elevadas de poluição, como por exemplo esgotos, alcancem uma trincheira de infiltração. As trincheiras não são concebidas para a redução de cargas poluidoras muito concentradas.

**Figura 5.3– Trincheira de infiltração e de retenção (Azzout et al, 1994)**

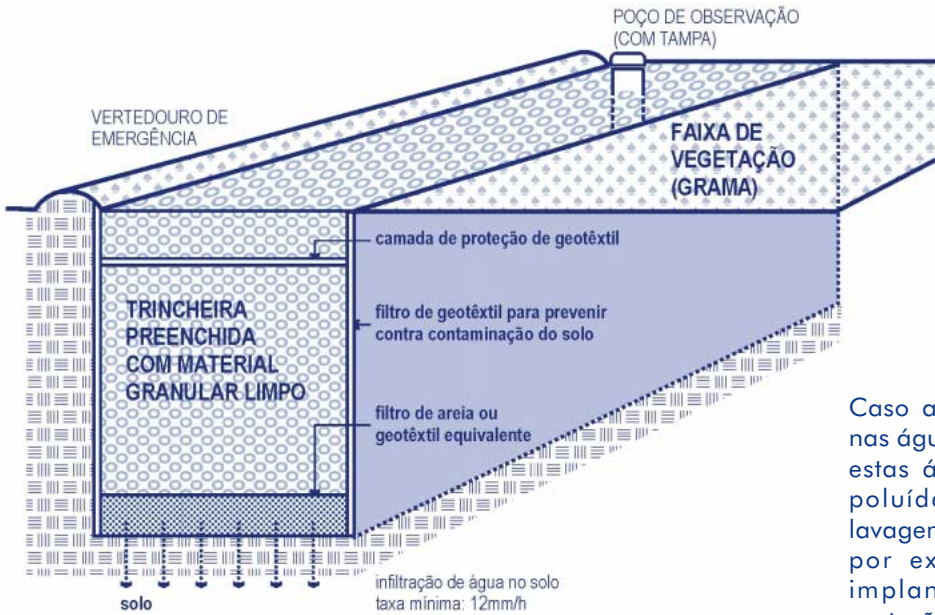


Figura 5.4– Trincheira de infiltração (Schueler, 1987)

Caso a concentração de sedimentos nas águas afluentes seja muito alta ou estas águas sejam moderadamente poluídas (poluição decorrente da lavagem de pátios de estacionamento, por exemplo) é recomendável a implantação de dispositivos de proteção a montante. Nesse caso uma solução típica é a utilização de faixas gramadas ou bacias de decantação.

As trincheiras de infiltração devem ser dispostas a montante do sistema pluvial convencional, como no contorno de estacionamentos, por exemplo. Devem ser longas e estreitas e sua utilização não é recomendada em áreas industriais ou comerciais pelo perigo de contaminação com substâncias químicas, pesticidas e derivados de petróleo. Também não devem ser posicionadas próximas a poços onde há captação de água para abastecimento.

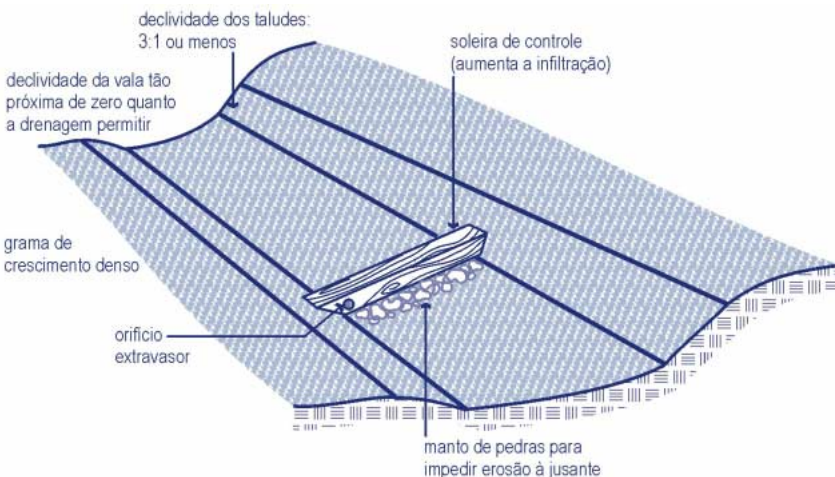
As maiores restrições ao seu emprego ocorrerão em locais com movimentos excessivos de terra (aporte significativo de sedimentos não previstos) e afluência indesejada de esgotos carregados com matéria orgânica o que é, infelizmente, comum em loteamentos, cujo tempo para as construções ficarem prontas e disporem de convenientes redes pluviais e cloacais é muitas vezes longo.

A realidade urbana dos países em desenvolvimento tende a limitar o uso das trincheiras de infiltração a estacionamentos externos de edifícios residenciais e de empreendimentos comerciais como supermercados e shopping centers consolidados. É tipicamente um dispositivo de controle de escoamento e poluição para áreas consolidadas.

Para um pré-dimensionamento de uma trincheira de infiltração, consulte o item 5.9.2.

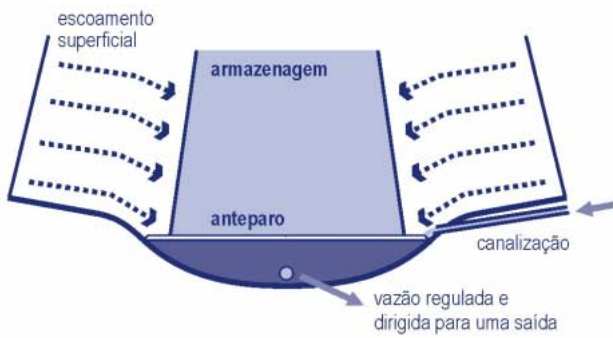
Figura 5.5– Vala de infiltração (Schueler, 1987)

### 5.5.3 Vala de infiltração



São depressões lineares gramadas do terreno concebidas para funcionar como pequenos canais onde o escoamento pluvial é desacelerado e infiltrado parcialmente no percurso, com o excesso destinado a uma rede pluvial convencional. A vala de infiltração pode incorporar pequenas barragens de desaceleração favorecedoras de infiltração (Figura 5.5).

Existe uma variante, chamada de vala de retenção (Figura 5.6) que contém barragens, vedando praticamente toda a seção transversal, com a finalidade de abater o pico do escoamento, controlado por orifícios. São alternativas para solos pouco permeáveis.



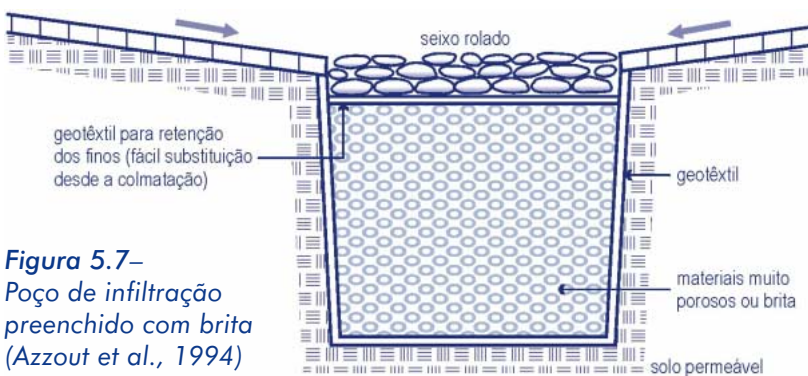
**Figura 5.6–**  
Vala de retenção  
(Azzout et al., 1994)

Os efeitos esperados das valas só são significativos para declividades menores de 5%. Em regiões sujeitas à chuvas de alta intensidade, a eficiência das valas pode ser limitada em função da velocidade de saturação do solo. Já em regiões onde há chuvas muito freqüentes, mesmo que de baixas intensidades, deve-se atentar para os riscos de proliferação de insetos.

Para um pré-dimensionamento de uma vala de infiltração consulte o item 5.9.3.

### 5.5.4 Poço de infiltração

Os poços de infiltração são dispositivos pontuais que permitem a evacuação do escoamento superficial para dentro do solo. Construtivamente podem estar estruturados por preenchimento com brita (meio poroso) ou por revestimento estrutural fixando a parede interna e possibilitando o interior vazio.

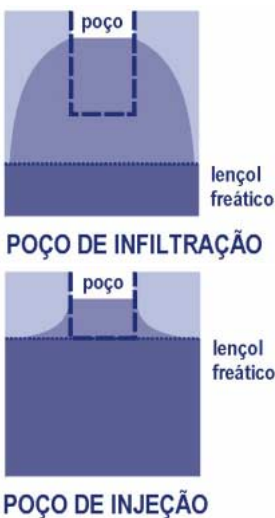


**Figura 5.7–**  
Poço de infiltração  
preenchido com brita  
(Azzout et al., 1994)

A Figura 5.7 ilustra o caso de um poço de infiltração preenchido, onde se nota o isolamento da brita por um geotêxtil para evitar migração de finos para dentro ou para fora do poço.

Mesmo se a camada superficial de solo é pouco permeável pode-se aprofundá-lo até atingir uma camada de solo permeável. Quando o lençol freático está a pouca profundidade, passa-se a chamar poço de injeção pois ele adentra o lençol freático (fala-se, neste caso, de injeção do escoamento superficial diretamente no freático).

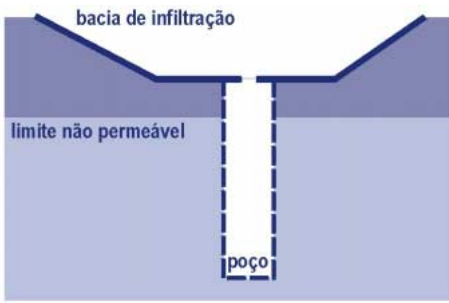
A Figura 5.8 apresenta o esquema comparativo entre um poço de infiltração e um poço de injeção.



**Figura 5.8–**  
Poço de infiltração e  
poço de injeção  
(Azzout et al., 1994)

Poços de infiltração (ou de injeção) possuem a capacidade de abater o escoamento superficial de alguns milhares de m<sup>2</sup>. O escoamento pode ser direcionado diretamente ao poço ou receber contribuição de outras áreas através da conexão com um conduto pluvial.

Representando uma técnica alternativa de redução e amortecimento de picos de escoamento superficial de uma área, os referidos poços integram-se muito bem às soluções urbanísticas pois ocupam pouco espaço e podem mesmo passar despercebidos se isto for uma escolha do projetista. A característica pontual faz dos poços de infiltração ou injeção dispositivos por excelência para um controle distribuído dos excessos pluviais, permitindo uma economia significativa na construção de redes pluviais convencionais. Entretanto é preciso estar ciente da relativa pequena capacidade volumétrica de armazenamento dos poços. Em compensação associam-se muito bem a outras MCs (Figura 5.9).



**Figura 5.9–**  
Poço de infiltração associado com bacia de infiltração (Azzout et al., 1994)

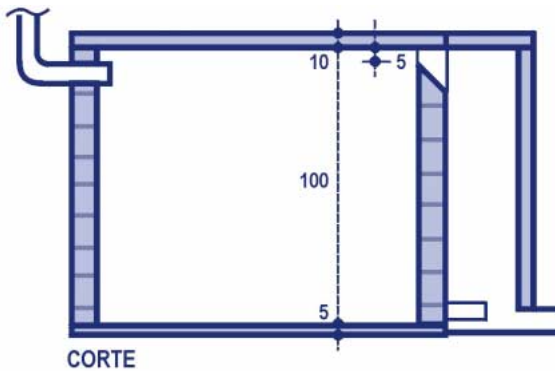
A recarga do freático pelos poços é uma vantagem que reequilibra o ciclo hidrológico urbano, mas por outro lado representa um risco de contaminação das águas subterrâneas. Como toda MC de infiltração, os poços não toleram grandes cargas de sedimentos e poluentes. Estes escoamentos muito poluídos devem ser desviados ou tratados previamente em estruturas especiais (com decantadores e filtros).

Para um pré-dimensionamento de um poço de infiltração consulte o item 5.9.4.

**5.5.5 Microrreservatório**

São pequenos reservatórios construídos para laminar as enxurradas produzidas em lotes urbanos residenciais e comerciais com área de até algumas centenas de m<sup>2</sup>. Em geral, são estruturas simples na forma de caixas de concreto, alvenaria ou outro material, ou são escavados no solo, preenchidos com brita, e isolados do solo por tecido geotêxtil (semelhante a uma trincheira). Os microrreservatórios podem ser de retenção (Figura 5.10), tendo neste caso um dispositivo de saída tipo orifício, que restringe a vazão efluente até um limite, ou de infiltração no solo (Figura 5.11).

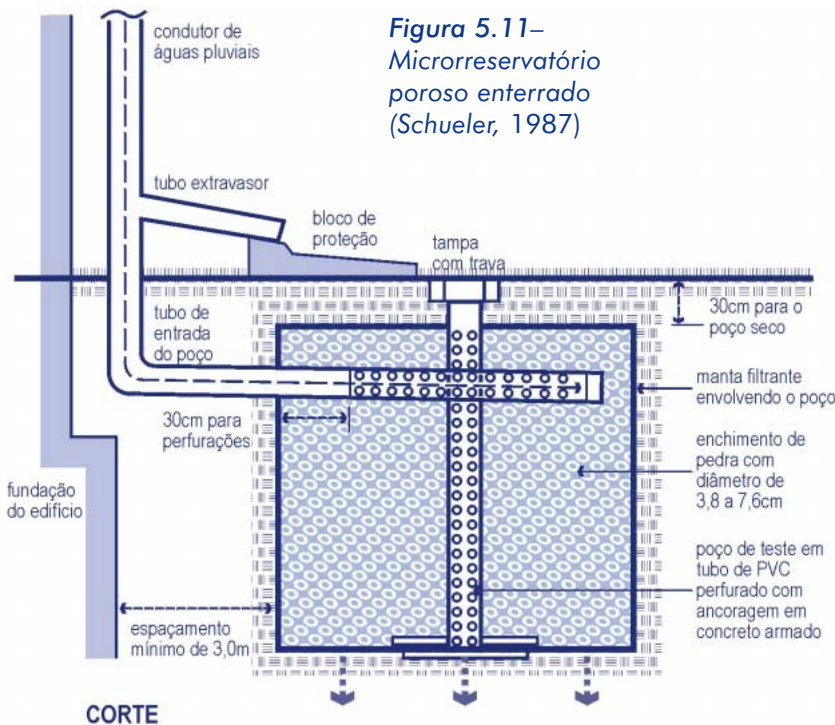
**Figura 5.10–**  
Microrreservatório em alvenaria (Cruz et al, 1998)



Em ambos, são necessários dispositivos de emergência para evacuação do excesso à vazão de projeto (vazão do orifício de saída ou de infiltração no solo). A cisterna é uma variante que não possui dispositivo de saída normal, apenas de emergência.

Os microrreservatórios são MCs que normalmente respondem a uma necessidade de atendimento de uma restrição legal de produção de escoamento pluvial no lote, especificada geralmente na forma de uma vazão de restrição. Estas devem ser avaliadas em conjunto, no contexto da bacia, para que as vazões de cada local, quando trasladadas até o exutório, não violem o limite para ela estabelecida como um todo.

**Figura 5.11–**  
Microrreservatório poroso enterrado (Schueler, 1987)



Os microrreservatórios para lotes com menos de 600 m<sup>2</sup> não são comuns nos Estados Unidos e na Europa, mas tiveram maior aplicação na Austrália, com volumes de reservação tipicamente entre 200 e 500 m<sup>3</sup> por hectare (Nicholas, 1995).

Em países em desenvolvimento, os microrreservatórios podem vir a ser uma alternativa interessante, já que a densificação urbana não é um empecilho maior à sua implantação. Instalações industriais, residências, prédios públicos e escolas podem colher com estas estruturas os excessos pluviais dos telhados e retardar a contribuição até a rede convencional, sem muitas adequações arquitetônicas ou urbanísticas.

Até mesmo esforços de urbanização de favelas poderiam recomendar MCs deste tipo que, num primeiro momento, poderiam ser adaptações de caixas d'água comerciais.

As desvantagens colocadas para regiões de maior pluviosidade seria a exigência de volumes de reservação mais significativos, para laminação de um evento de chuva com determinado risco. No aspecto sanitário, um cuidado especial no projeto e na limpeza dos microrreservatórios de detenção evitariam acúmulos de água e sujeiras por longo tempo, que poderiam favorecer o desenvolvimento de vetores de doenças tropicais. Qualquer microrreservatório (detenção ou infiltração) não toleraria aportes de escoamento muito poluído ou com muitos sedimentos.

Para um pré-dimensionamento de um microrreservatório residencial consulte o item 5.9.5.

**5.5.6 Telhado reservatório**

O telhado reservatório é uma MC compensatória da impermeabilização inevitável de uma cobertura de uma edificação. Age no sentido de laminar na própria estrutura de cobertura o escoamento pluvial nela gerado. Funciona como um reservatório que armazena provisoriamente a água das chuvas e a libera gradualmente para a rede pluvial, através de um dispositivo de regulação específico. Os telhados planos (na verdade, com pouca inclinação) são mais apropriados a este tipo de MC mas também há arranjos para telhados inclinados (Figura 5.12).

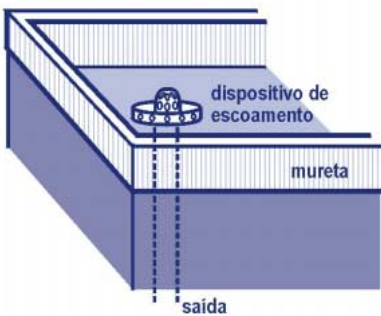
O preenchimento com cascalho para conforto térmico é apropriado para uso em telhados reservatório, mas o volume de armazenamento diminui (Figura 5.13). Há também variantes que associam o papel de telhado reservatório com o de telhado jardim, com um preenchimento com solo e plantas.

O ideal é que o telhado reservatório seja projetado juntamente com o projeto arquitetônico. Entretanto também é possível sua adaptação em edifícios existentes desde que haja condições estruturais para isso e se tomem os devidos cuidados quanto à impermeabilização.

Como para outras MCs, as vantagens de um controle local do escoamento pluvial incluem economia na rede pluvial, diminuição de riscos de inundação no lote e uma conveniente adequação nas áreas urbanizadas, pois apenas agrega uma função a uma estrutura (telhado) que existiria de qualquer forma. Mas não se pode esquecer as desvantagens como o aumento da freqüência de manutenção do telhado, a restrição de uma inclinação máxima (2%), a maior dificuldade de adaptação de telhado já existente, um custo eventualmente alto demais e a necessidade de executores especializados.

Para um pré-dimensionamento de um telhado reservatório consulte o item 5.9.6.

**TELHADO PLANO**



**TELHADO INCLINADO**

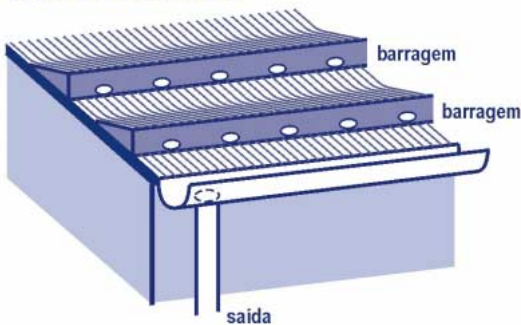
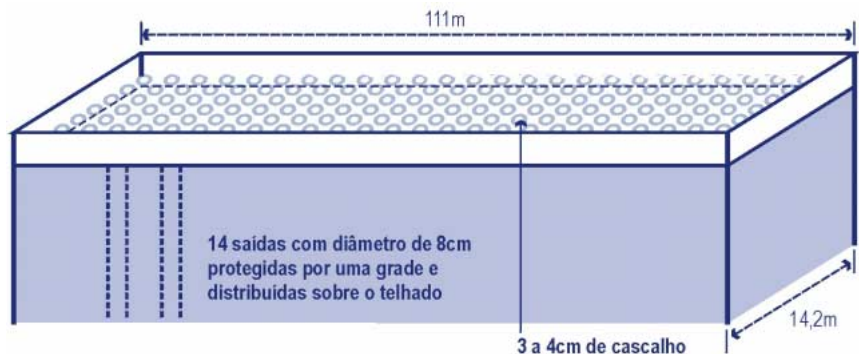


Figura 5.12–  
Telhados reservatório  
(Azzout, 1994)

**FIGURA 5.13–**  
Telhados reservatório  
com cascalho  
(Azzout et al, 1994)



### 5.5.7 Bacia de detenção

É um reservatório mantido seco nas estiagens destinado a laminar os picos de escoamento superficial, liberando mais lentamente os volumes afluentes (Figura 5.14). Pode ser escavado ou materializado por uma pequena barragem de terra ou de concreto, aproveitando ou não depressões naturais do terreno. O fundo e taludes podem ser de terreno natural, de terreno escavado ou de concreto. Para seu correto funcionamento necessita, a montante, de dispositivos como uma bacia de decantação e gradeamentos, contra a entrada de sedimentos e lixo. Na saída, além das estruturas da tomada d'água e tubulações, há um extravasor de emergência para verter vazões acima da de projeto.

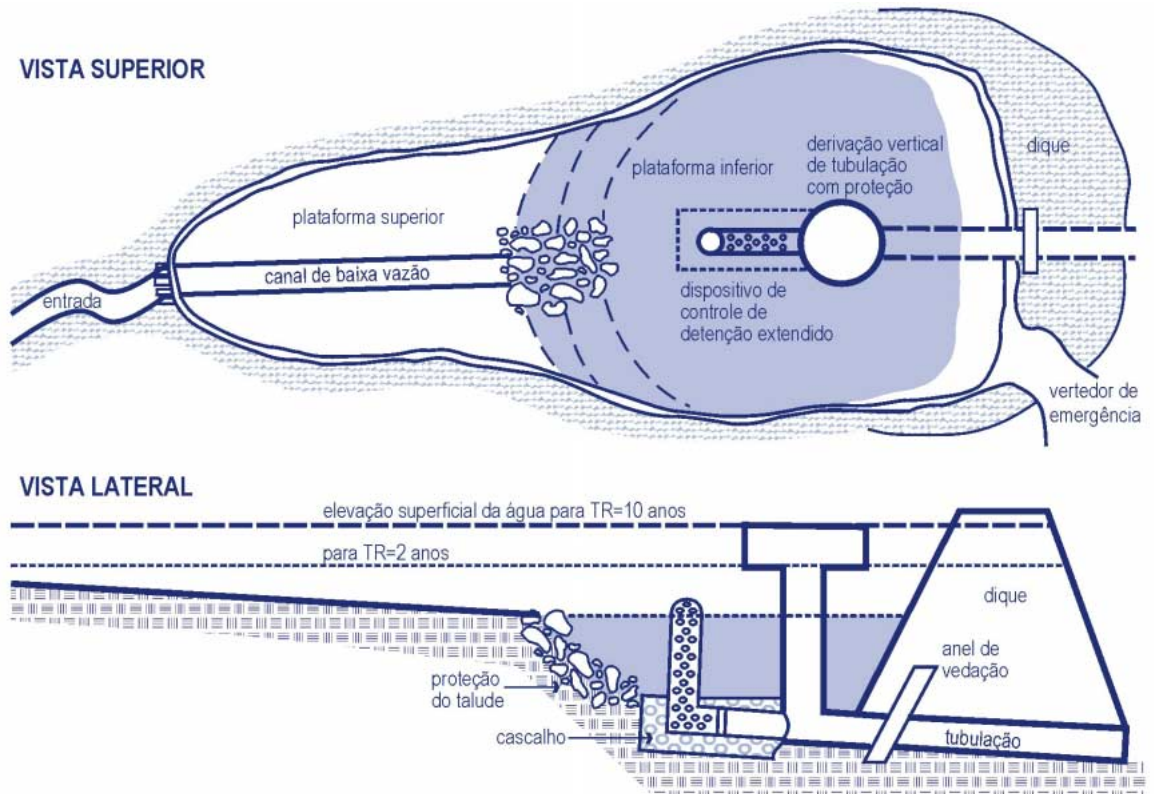


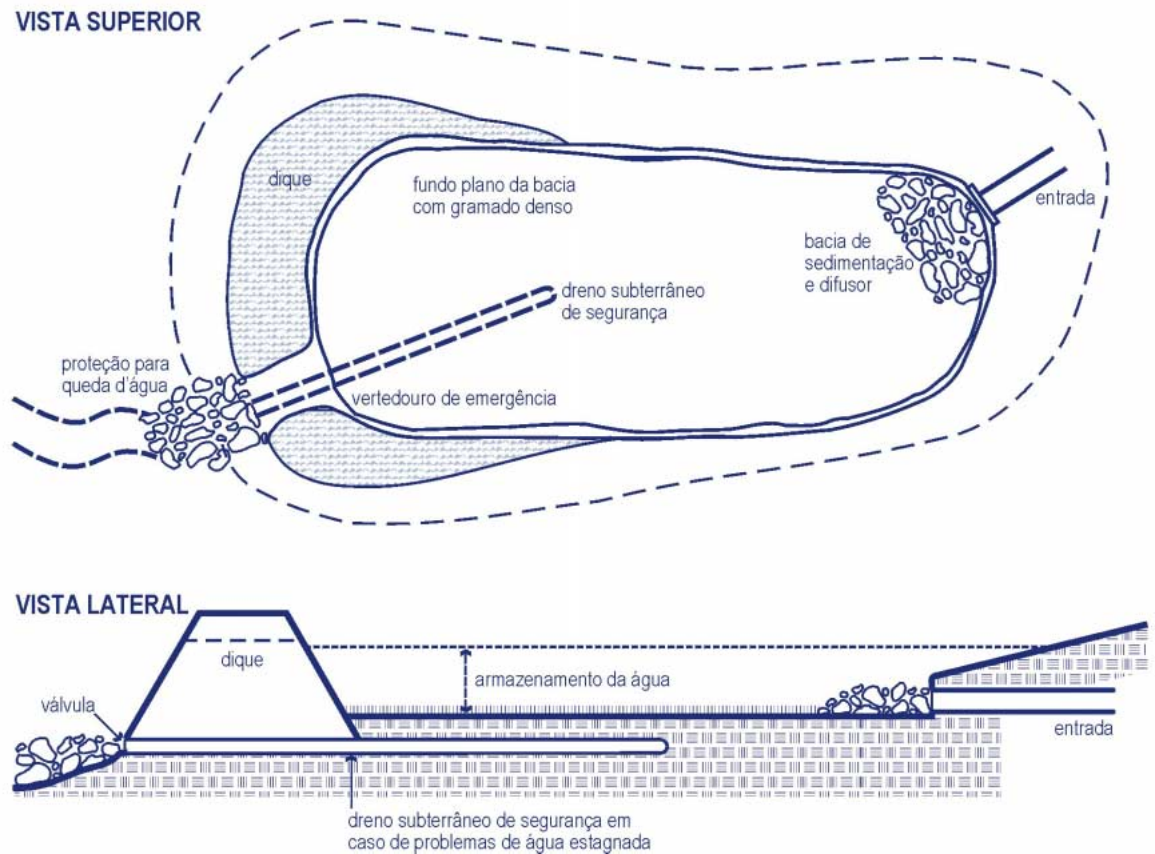
Figura 5.14  
Bacia de de  
(Schueler, 1

Em locais com altas intensidades de precipitação deve-se avaliar a redução do período de retorno de projeto, para a obra ser economicamente viável, mesmo que isso diminua sua eficiência. Um longo período de dias chuvosos pode reduzir a capacidade de amortecimento de bacias de detenção se estas não estiverem vazias e prontas para receber as vazões de pico.

Como as bacias de detenção não devem receber água contaminada, sua utilização só é recomendável quando houver separação dos esgotos das águas pluviais.

Outro fator que deve ser considerado é a proliferação potencial de mosquitos. Sabendo-se o tempo necessário para o ciclo reprodutivo das espécies locais deve-se procurar tempos de detenção inferiores. A frequência dos eventos chuvosos pode tornar o sistema de detenção um adequado e nocivo habitat para algumas espécies de mosquitos.

Uma variante para as bacias de detenção são as bacias de *infiltração*. Essas bacias são geralmente implantadas em áreas isoladas de terreno destinadas à função precípua de infiltração no solo dos excessos pluviais (Figura 5.15).



**Figura 5.15–**  
Bacia de infiltração  
(Schueler, 1987)

Assemelham-se às bacias de detenção com a diferença de disporem de dispositivo de saída para esvaziamento deliberado. Para segurança, devem conter vertedor de emergência e para preservação do fundo, um dreno enterrado no leito. As bacias de infiltração se adequam a locais com solos permeáveis e lençol freático profundo.

As principais vantagens das bacias de infiltração são: a preservação do balanço hídrico local (com controle de picos para altos períodos de retorno), a possibilidade de serem utilizadas como bacia de sedimentação na fase de construção de loteamentos e custo reduzido. As principais desvantagens são: inaplicabilidade para solos pouco permeáveis, necessidade de manutenção freqüente, presença de possíveis maus odores, potencial desenvolvimento de mosquitos e fundo constantemente embarrado, dificultando seu uso para lazer.

Em regiões pluviosas estas desvantagens podem ser decisivas para sua não aplicação. Por outro lado, para garantir sua efetividade na remoção de partículas poluentes solúveis e finas, é preciso que o escoamento não seja excessivamente contaminado. Como esta situação é comum em países em desenvolvimento, devem ser implantados sistemas de tratamento a montante, sob pena de inviabilizar esse tipo de solução.

Também é uma estrutura flexível quanto às suas dimensões podendo assumir tamanhos variados conforme a área controlada e o seu posicionamento no sistema de drenagem. No Brasil, os exemplos ainda são preferencialmente de aplicação na macrodrenagem (Belo Horizonte e São Paulo) e pouco existe em menor escala, dentro de loteamentos. Em São Paulo há um programa de implantação de várias bacias de detenção na macrodrenagem, como medida corretiva, face aos gravíssimos problemas de enchentes urbanas.

Para o pré-dimensionamento de uma bacia de detenção consulte o item 5.9.7.



### 5.5.8 Bacia de retenção

É um reservatório construído para não secar entre uma enxurrada e outra, retendo água permanentemente em uma parcela do seu volume (Figura 5.16). São estruturas destinadas não só para o controle de cheias, mas também para melhorar a qualidade da água das enxurradas. O reservatório não se esvazia, mas no seu dimensionamento, deve-se considerar como parâmetro básico um tempo de residência entre 2 e 4 semanas.

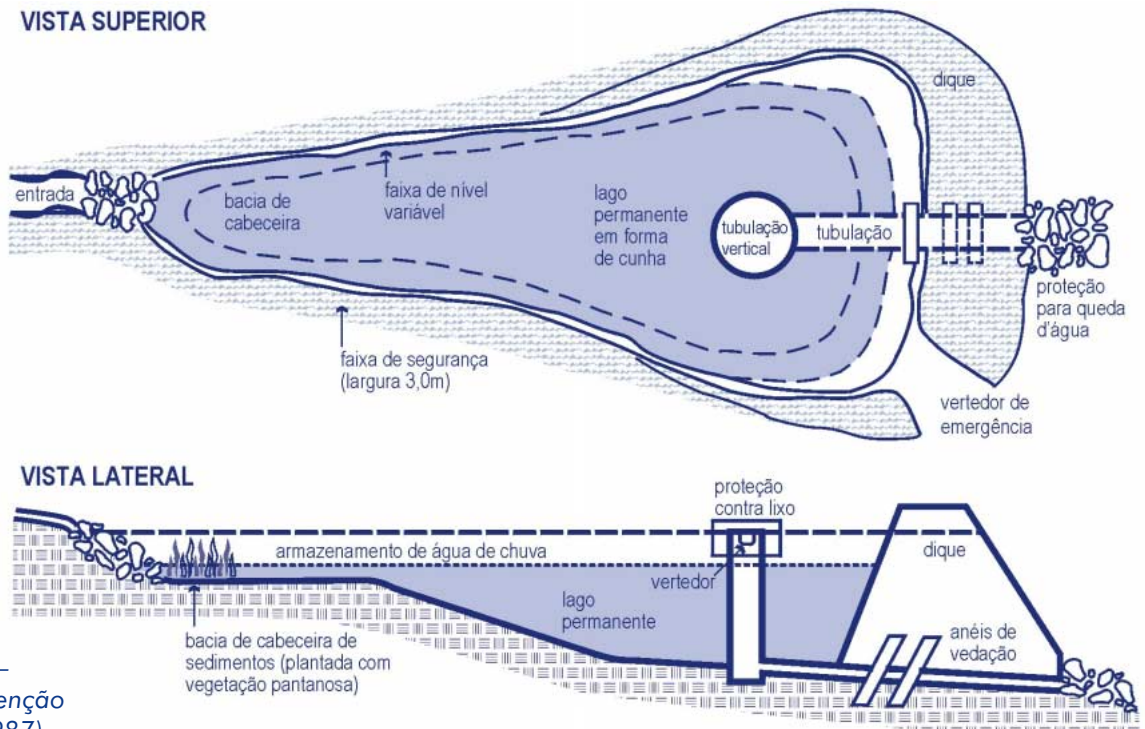


Figura 5.16–  
Bacia de retenção  
(Schueler, 1987)

Assim como para as bacias de detenção, há restrições de espaço e sanitárias, pois a contaminação por sedimentos, lixo e esgotos cloacais pode provocar efeitos muito danosos, notadamente pela proliferação de mosquitos vetores de doenças como malária, dengue e febre amarela e de ratos que transmitem a leptospirose. Assim são necessárias estruturas de retenção de lixo e desvio de redes de esgotos cloacais. No que diz respeito especificamente aos mosquitos, um esquema especial de gestão da estrutura deve ser montado, possivelmente com esvaziamentos forçados em épocas críticas de desenvolvimento de mosquitos perigosos à saúde pública.

Para um pré-dimensionamento de uma bacia de retenção consulte o item 5.9.8.

### 5.5.9 Bacia subterrânea

A bacia subterrânea ou enterrada é uma espécie de tanque estanque construído abaixo do solo (com paredes em concreto impermeável), permitindo o aproveitamento da superfície para outro fim, como por exemplo, uma praça, área verde gramada ou terreno de esporte (Figura 5.17). Há outros tipos que são escavadas no solo e preenchidas com material poroso estrutural (brita, por exemplo). Em geral, a bacia subterrânea funciona como uma bacia de detenção impermeável a céu aberto. Portanto, abate o escoamento pluvial nela introduzido por efeito de laminação controlado na saída por orifício e válvula no fundo. Nas bacias subterrâneas em concreto também há um vertedor de extravasamento para segurança da obra.

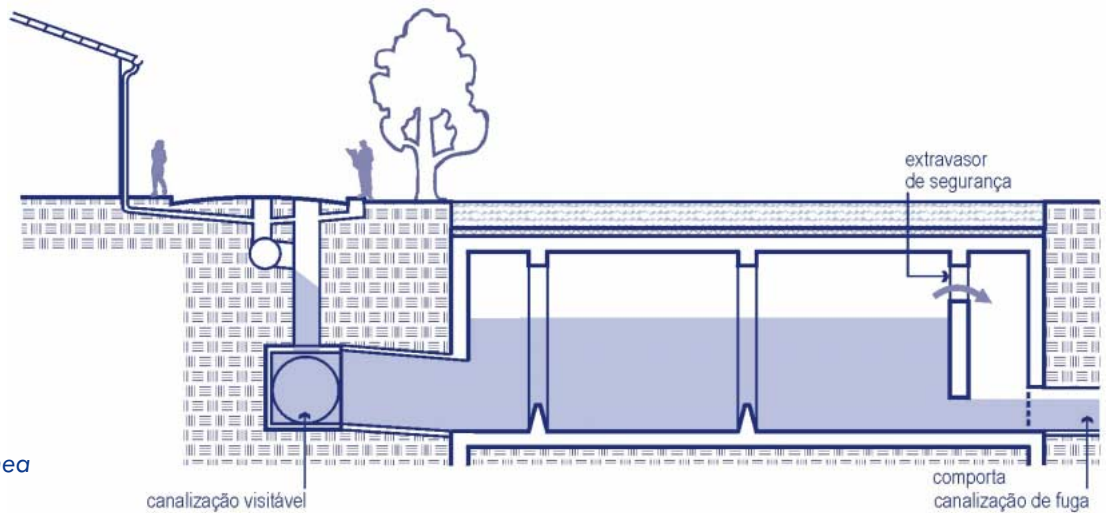


Figura 5.17–  
Bacia subterrânea  
(STU, 1993)

A bacia subterrânea deve estar equipada com dispositivos de proteção contra poluição e aporte de sólidos (sedimentos e lixo). Mesmo assim, pode haver emanção de gases tóxicos e dispositivos contra isto devem ser previstos. De qualquer forma, a bacia subterrânea é uma estrutura que exige limpeza após cada utilização, podendo ser restrita a sua aplicação em regiões com precipitação freqüente.

Para um pré-dimensionamento de uma bacia subterrânea consulte o item 5.7.9.

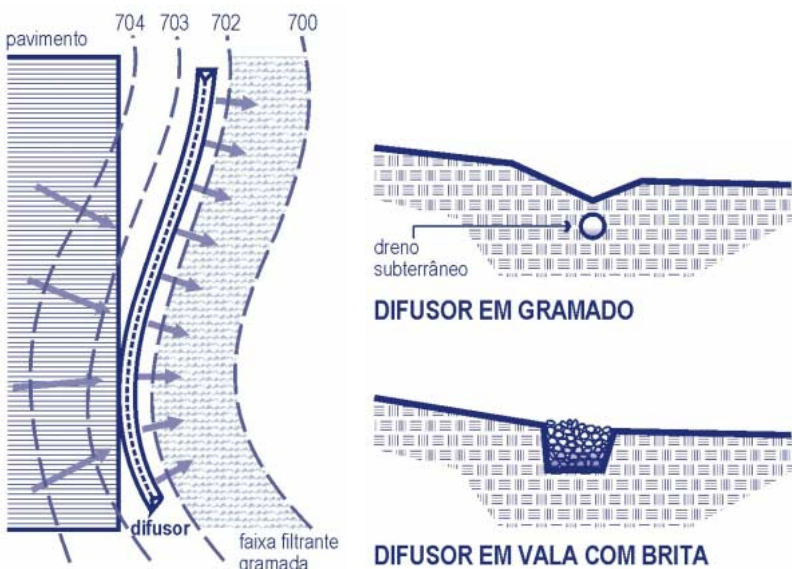
**5.5.10 Condutos de armazenamento**

O aumento deliberado das dimensões dos constituintes de um sistema pluvial tradicional caracteriza este tipo de MC (aumento do diâmetro de condutos e da capacidade de sarjetas). Além do aumento das dimensões dos próprios condutos podem ser buscadas soluções que adaptem poços de visita e bocas-de-lobo para que funcionem como microrreservatórios de amortecimento.

**5.5.11 Faixa gramada**

São faixas de solo gramadas ou arborizadas concebidas para desacelerar e infiltrar parcialmente escoamentos laminares provenientes das superfícies impermeáveis urbanas (estacionamentos e outras superfícies) mas podem ter sua aplicação associada em outras situações. Na macrodrenagem assumem o papel de zona de escape para enchentes.

Figura 5.18–  
Faixa gramada  
(Mecklenburg,1996)



As faixas menores, como as indicadas para estacionamentos, devem situar-se a montante do sistema de drenagem. Do ponto de vista do controle pluvial é um componente que diminui significativamente a velocidade do escoamento superficial, mas não reduz grandemente seu pico, sendo o seu principal benefício a remoção de partículas poluentes como sedimentos finos, matéria orgânica e traços de metais. Em pequena escala, as faixas gramadas são MCs de aplicação em lotes e loteamentos, no entorno de superfícies impermeabilizadas ou associadas a outras MCs como, por exemplo, um pavimento poroso.

O caráter linear das faixas gramadas (dimensiona-se a largura, mas o comprimento é livre) permite uma grande flexibilidade de arranjos espaciais. Para garantir o escoamento laminar é recomendável associar um difusor (Figura 5.18) que pode ser uma pequena valeta ou uma pequena soleira.

Em escala maior, as faixas gramadas ou arborizadas encaixam-se muito bem arquitetonicamente nas margens dos rios da macrodrenagem. Neste caso, além de se destinarem a amortecer cheias freqüentes, podem assumir o papel adicional de parque linear, para lazer e prática esportiva da população e prevenção contra invasões.

## 5.6 COMENTÁRIOS ADICIONAIS SOBRE AS CONDIÇÕES RESTRITIVAS DE APLICAÇÃO

Este item serve para consolidar e ampliar as informações sobre as condições restritivas de aplicação das MCs após leitura dos critérios de escolha (item 5.4) e sua descrição (item 5.5).

As condições que restringem a aplicação das MCs podem estar relacionadas com o solo e o aquífero, com a qualidade (poluição e sedimentos) do escoamento, com as condições superficiais do terreno, uso de equipamentos urbanos, e com restrições estruturais intrínsecas ou de uso geral.

Nos sub-itens subsequentes as restrições são organizadas em forma de tabelas, para o elenco das MCs, para melhor compreensão.

### 5.6.1 Solo e aquífero

**Tabela 5.8- RESTRIÇÕES DE USO DO ELENCO DE MCs QUANTO AO SOLO E AQUÍFERO**

Medida de Controle MC	APLICABILIDADE SOB UMA OU MAIS DAS CONDIÇÕES RESTRITIVAS: 1. SOLO AFETADO POR UMIDADE 2. MÁ CAPACIDADE DE INFILTRAÇÃO 3. FREÁTICO PRÓXIMO À SUPERFÍCIE 4. ÁGUAS SUBTERRÂNEAS VULNERÁVEIS
Pavimento Poroso	Inadequado se volume armazenado é destinado para infiltração. Camada porosa deve ter exutório para rede convencional ou arroio.
Trincheira de infiltração	Inadequada. Usar a variante, trincheira de retenção, com esgotamento para rede pluvial convencional
Vala de infiltração	Inadequada. A variante, vala de retenção pode ser usada.
Poço de Infiltração	Inadequado, mas se for profundo pode contornar uma má absorção superficial com boa absorção em profundidade
Microrreservatório	Sem restrições se não infiltra água no solo
Telhado reservatório	Sem restrições se conectado direto a estruturas que não promovam infiltração no solo
Bacia de detenção	Como bacia de infiltração é inadequada pois solo do leito terá alto risco de estar permanentemente barrento. Se tiver revestimento impermeável não há restrição
Bacia de retenção	Com leito permeável é inadequada mais pela vulnerabilidade das águas subterrâneas e se o freático não mantiver níveis adequados. Com leito estanque não há restrição.
Bacia subterrânea	Sem restrições
Conduitos de armazenamento	Sem restrições
Faixas gramadas	Inadequada se a única função for de infiltração no solo

Obs.: as obras estanques podem ter dificuldades construtivas quando o nível freático for pouco profundo

As principais dificuldades podem advir de um solo onde a umidade pode desestruturá-lo ou cuja capacidade de infiltração seja reduzida. Isto restringe todas as MCs que promovem infiltração do escoamento pluvial no solo. Quanto ao aquífero, se estiver muito próximo à superfície ou for particularmente vulnerável, também há restrição a MCs que infiltram. A Tabela 5.8 resume a situação.

### 5.6.2 Qualidade do escoamento superficial (sedimentos e poluentes)

As MCs normalmente não toleram altas cargas de poluição ou sedimentos, apesar de algumas delas serem projetadas não só para controle quantitativo como também para tratamento (remoção) de poluentes e sedimentos. As restrições apontadas na Tabela 5.9 abaixo podem, entretanto, ser contornadas com a construção de dispositivos adicionais, a montante, que desviem, retenham ou tratem cargas excessivas de poluentes e sedimentos.

**Tabela 5.9- RESTRIÇÕES DE USO DO ELENCO DE MCs QUANTO À QUALIDADE DO ESCOAMENTO**

Medida de Controle MC	APLICABILIDADE SOB UMA OU MAIS DAS CONDIÇÕES: 1. AFLUÊNCIA COM GRANDE POLUIÇÃO 2. AFLUÊNCIA COM ALTA CARGA DE SEDIMENTOS
Pavimento Poroso	Há perigo de contaminação e colmatção. Aplicação possível da variante com revestimento superficial impermeável e injeção pontual na camada de base porosa. Necessidade de estruturas de pré-tratamento e decantação nos pontos de injeção
Trincheira de infiltração	Indispensáveis estruturas de pré-tratamento e decantação a montante
Vala de infiltração	Inadequada. Mas variante com função de retardo tolera aporte de sedimentos
Poço de Infiltração	Devido ao aporte ser pontual é possível sua aplicação se houver estruturas de pré-tratamento e decantação a montante
Microrreservatório	Exigência de estruturas de pré-tratamento e decantação a montante e de manutenção freqüente pode inviabilizar aplicação
Telhado reservatório	Sem restrições, pois a água retida dificilmente é muito poluída ou carregada de sedimentos. Mas exige limpeza de restos de folhas arbóreas depositadas pelo vento.
Bacia de detenção	Se tiver leito permeável para infiltração, há necessidade de estruturas de pré-tratamento e decantação a montante, para evitar contaminação do freático e colmatção.
Bacia de retenção	Ecologia corre risco pelo aumento de turbidez, contaminação, e entupimento do leito e margens. Necessidade de estruturas de pré-tratamento e decantação a montante
Bacia subterrânea	Uso possível mas exige limpeza freqüente da lama para evitar a propagação de contaminantes e sólidos para a rede de jusante
Conduitos de armazenamento	Idem acima
Faixas gramadas	Reter poluição e sedimentos pode ser uma função deste dispositivo, mas para cargas excessivas são inadequadas.

### 5.6.3 Superfície do terreno e equipamentos urbanos existentes

As MCs podem ter sua implantação prejudicada pela conformação física do terreno e equipamentos urbanos existentes, notadamente nos casos em que houver necessidade de ponto de despejo (exutório), de declividade suave do terreno, de espaço mínimo construtivo e problemas com interferência com outras redes de equipamentos urbanos. Certo tipo de MC (bacia de retenção) exige também um aporte contínuo de escoamento. As informações da Tabela 5.10 esclarecem mais as restrições.

**Tabela 5.10- RESTRIÇÕES DE USO DO ELENCO DE MCs QUANTO À SUPERFÍCIE DO TERRENO E EQUIPAMENTOS URBANOS EXISTENTES**

Medida de Controle MC	APLICABILIDADE SOB UMA OU MAIS DAS CONDIÇÕES RESTRITIVAS: 1. INEXISTÊNCIA DE EXUTÓRIO 2. DECLIVIDADE ALTA 3. FALTA DE ESPAÇO CONSTRUTIVO 4. INTERFERÊNCIA COM OUTRAS REDES URBANAS 5. FALTA DE APORTE DE ÁGUA PERMANENTE
Pavimento Poroso	Sem restrições, exceto para a variante que exige exutório. Uma boa localização contorna o problema da interferência com outras redes urbanas. Paredes internas com orifícios resolvem o problema de altas declividades
Trincheira de infiltração	idem acima
Vala de infiltração	idem acima
Poço de Infiltração	Sem restrições, desde que não posicionado no alto de um barranco (perigo de ressurgência). A interferência com outras redes urbanas pode ser contornada com conveniente localização
Microrreservatório	Sem restrições
Telhado reservatório	Sem restrições
Bacia de detenção	Inadequada se não existe exutório para destino da efluência. A falta de espaço construtivo e a interferência com outras redes podem ser limitantes.
Bacia de retenção	Inadequada pelas mesmas razões acima acrescida do impedimento de sua implantação se falta aporte de água permanente.
Bacia subterrânea	Inadequada se não existe exutório para destino da efluência. A falta de espaço construtivo pode ser contornada. Grande limitação pode advir da interferência com outras redes urbanas, já que vai disputar o espaço subterrâneo.
Condutos de armazenamento	Inadequações podem acontecer em virtude de altas declividades do terreno, interferência com outras redes e falta de espaço para ampliação do sistema pluvial convencional.
Faixas gramadas	Declividades altas do terreno podem limitar sua aplicação.

### 5.6.4 Estrutura intrínseca da MC ou de uso

As MCs sujeitam-se também a restrições ligadas à sua própria fragilidade, a restrições de desenho e de esforços dinâmicos.

As principais restrições neste sentido estão contidas na Tabela 5.11.

**Tabela 5.11- RESTRIÇÕES DE USO DO ELENCO DE MCs QUANTO À SUA ESTRUTURA INTRÍNSECA E USO**

Medida de Controle MC	APLICABILIDADE SOB UMA OU MAIS DAS CONDIÇÕES: 1. FRAGILIDADE DO DISPOSITIVO 2. RESTRIÇÕES DE DESENHO 3. RESTRIÇÃO A ESFORÇOS DINÂMICOS 4. RESTRIÇÃO SANITÁRIA OU SEDIMENTOLÓGICA
Pavimento Poroso	A infiltração no solo pode introduzir recalques mecânicos no pavimento sujeitando-o à destruição ou a problemas estéticos. Tráfego intenso introduz esforços dinâmicos altos, limitando seu uso. Precaução contra acidentes com despejos de poluentes e contra aporte de sedimentos
Trincheira de infiltração	Evitar qualquer tráfego de veículos sobre ela. Sinalizar trincheiras 'disfarçadas' com revestimento poroso. Tratar ou desviar escoamentos com significativa carga de poluentes e sedimentos
Vala de infiltração	Tráfego intenso de pedestres ou circulação de veículos pode compactar a vala. Evitar aporte de esgoto cloacal e de sedimentos de solos nus.
Poço de Infiltração	Inadequado se camadas de solo desestruturam-se pela umidade. Cuidados especiais exigidos em solos cársticos. Em qualquer situação, tratar ou desviar escoamentos com significativa carga de poluentes e sedimentos.
Microrreservatório	Evitar rodagem de automóvel sobre o microrreservatório. Desenho restrito pelas condições locais de escoamento por gravidade para a rede pluvial. Evitar contaminação com esgoto cloacal das edificações.
Telhado reservatório	Desenho limitado pela configuração do telhado e exigências de uma carga estrutural elevada.
Bacia de detenção	Solo do leito pode ficar barrento, prejudicando a estética e outros usos. A bacia de detenção é frágil em situações de erosão fácil das margens. Estruturas de tratamento de poluição e retenção de sedimentos são necessárias a montante.
Bacia de retenção	Cuidar possibilidade de erosão das margens. Estruturas de tratamento de poluição e retenção de sedimentos são necessárias a montante.
Bacia subterrânea	O desenho é condicionado pelo reforço estrutural exigido para estabilidade da obra. Evitar contaminação com esgoto cloacal e sedimentos com implantação de estruturas associadas para isto.
Conduitos de armazenamento	Desenho restrito em função da rede pluvial convencional existente e do espaço disponível.
Faixas gramadas	Necessita difusores de escoamento superficial para evitar erosão por fluxo concentrado. Como parque linear margeando arroio, prever recobrimento para resistir aos esforços impostos pelo escoamento

## 5.7 VANTAGENS AGREGADAS DAS MCS

Além de um retorno a um ciclo hidrológico mais natural no meio urbano, as MCs podem agregar vantagens na redistribuição da água e na melhoria do paisagismo das áreas no seu entorno. Neste sentido, pode ser vista como positiva em áreas urbanas, a realimentação do lençol freático, a maior disponibilidade de água para crescimento de vegetação e a possibilidade de melhoria paisagística com espelhos d'água e cinturões verdes.

A Tabela 5.12 procura resumir as vantagens agregadas.

**Tabela 5.12- VANTAGENS AGREGADAS DAS MCs**

Medida de Controle MC	VANTAGENS AGREGADAS: 1. REALIMENTAÇÃO DO FREÁTICO 2. UMIDADE PARA A VEGETAÇÃO 3. COMPOSIÇÃO PAISAGÍSTICA AQUÁTICA 4. COMPOSIÇÃO PAISAGÍSTICA VERDE 5. COMPORTAMENTO HIDRÁULICO AUTÔNOMO 6. FUNÇÃO BENÉFICA PARALELA
Pavimento Poroso	Contribui para recarga do lençol freático e para a umidade do solo, mas variante, que usa exutório, não. Não contribui para paisagismo aquático ou verde. É hidráulicamente autônomo. O revestimento superficial poroso evita empoçamentos, projeções d'água e a aquaplanagem de veículos, além de reduzir ruídos do tráfego. Há maior visibilidade das marcas pintadas na pista.
Trincheira de infiltração	Contribui para recarga do lençol freático e para a umidade do solo, mas a variante de retenção contribui menos. Integra bem a paisagem verde quando recoberta por grama. Hidraulicamente autônoma.
Vala de infiltração	Idem acima exceto pelo funcionamento hidráulico que requer supervisão.
Poço de Infiltração	Recarrega significativamente o freático. Menos efeito na contribuição à umidade do solo (obra pontual). Funcionamento hidráulico autônomo.
Microrreservatório	Quando projeto permite infiltração no solo contribui para recarga do freático e para a umidade do solo. Funcionamento hidráulico automático. Os microrreservatórios tipo cisterna podem agregar função de reserva adicional de água para incêndio, lavagem de carro, irrigação de jardim e outros usos domésticos e industriais.
Telhado reservatório	O projeto pode incorporar a função de jardim e assim também contribuir para o paisagismo verde.
Bacia de detenção	Se o projeto contempla leito permeável, contribui para recarga do lençol freático e umidade do solo. As bacias de detenção em geral integram-se facilmente em um paisagismo verde, com plantio de gramados e árvores. Assumem a função benéfica paralela de ser um espaço verde de lazer, de passeio e prática de esportes.
Bacia de retenção	Se o projeto contempla leito permeável, contribui para recarga do lençol freático e umidade do solo. Com leito estanque, não há contribuição ao freático, mas margens tem umidade para receber vegetação. As bacias de retenção em geral integram-se facilmente em um paisagismo aquático e mesmo a um paisagismo verde se margens receberem vegetação e não materiais inertes como cascalho. Gestão hidráulica pode ser desnecessária em função da variação de níveis de projeto e do tratamento e declividade das margens. Oferece funções complementares de pesca, passeios aquáticos, passeios nas margens e outros.
Bacia subterrânea	Obra discreta com funcionamento hidráulico autônomo, mas dispositivos de emergência e aeração requerem gestão e manutenção. Podem agregar função de reserva adicional de água para incêndio, lavagem de ruas e praças, irrigação de jardim, alimentação de chafarizes e outros usos públicos.
Condutos de armazenamento	São discretas e possuem funcionamento hidráulico autônomo, mas dispositivos de emergência e aeração requerem gestão e manutenção.
Faixas gramadas	Contribui para recarga do lençol freático e para a umidade do solo. Integra bem a paisagem verde. Hidraulicamente autônoma. Pode ser espaço verde de lazer e passeio e, dependendo das dimensões, local de prática de esporte.

## 5.8 EFEITO AMBIENTAL DAS MCS

Muitas MCs tem um efeito ambiental que é deliberadamente benéfico na sua concepção, principalmente aquelas que promovem a infiltração do escoamento no solo. Isto quer dizer que podem realizar um certo tratamento ou retenção de poluentes e sedimentos em escoamentos pluviais não excessivamente carregados por estes, nem contaminados por esgotos sanitários.

Pode haver, entretanto, efeitos ambientais deletérios, geralmente ligados à proliferação de vetores de doenças, se o projeto e a gestão da obra forem deficientes.

A Tabela 5.13 abaixo resume os efeitos esperados nas diversas MCs.

**Tabela 5.13- EFEITO AMBIENTAL DAS MCs**

Medida de Controle MC	EFEITOS AMBIENTAIS (POSITIVOS E NEGATIVOS): 1. RETENÇÃO DE POLUENTES (+) 2. RETENÇÃO DE SEDIMENTOS FINOS (+) 3. RETENÇÃO INDESEJADA DE POLUENTES, LIXO OU SEDIMENTOS (-) 4. PROLIFERAÇÃO DE MOSQUITOS (-) 5. PROLIFERAÇÃO DE VETORES LIGADOS AO LIXO (-)
Pavimento Poroso	Age positivamente ao filtrar na camada porosa e no solo os escoamentos fracamente poluídos.
Trincheira de infiltração	Efeito positivo ao tratar escoamentos levemente poluídos por infiltração na estrutura porosa e no solo.
Vala de infiltração	Favorece tratamento de escoamentos levemente poluídos por infiltração no solo. Em valas de retenção evitar períodos inundados compatíveis com a proliferação de mosquitos.
Poço de Infiltração	idem à trincheira de infiltração
Microrreservatório	O escoamento vindo dos telhados é tratado por microrreservatórios de infiltração. Os reservatórios tipo 'caixa d'água' e cisternas precisam de limpeza constante e serem bem vedados para evitar riscos sanitários. O ideal é mantê-los secos.
Telhado reservatório	A estagnação de águas por entupimento da saída pode favorecer a proliferação de mosquitos.
Bacia de detenção	Esta estrutura não deve ser implantada se dispositivos de retenção de poluição, sedimentos e lixo significativos não puderem ser implantadas ou uma limpeza muito freqüente não puder ser sustentada. Grande risco de proliferação de vetores ligados ao lixo. Por outro lado trata eventual poluição leve pela infiltração no solo.
Bacia de retenção	Idem anterior acrescentando-se o problema de uma provável proliferação de mosquitos em função do espelho d'água.
Bacia subterrânea	Problemas análogos aos da bacia de detenção.
Conduitos de armazenamento	Pode haver retenção indesejada de poluentes, lixo ou sedimentos.
Faixas gramadas	São benéficas no tratamento do escoamento pluvial fracamente poluído, como o de um estacionamento.



## 5.9 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS MCS

### 5.9.1 Considerações Gerais

Este item trata do pré-dimensionamento de algumas medidas de controle (MC), considerando somente o aspecto quantitativo de retenção e/ou redução do escoamento superficial. São apresentados procedimentos básicos gerais e fórmulas para pré-dimensionamento hidráulico.

A capacidade de algumas MCs em tratar em certo grau a poluição leve e de reter algum sedimento, em baixas taxas, não é levada em conta diretamente nos pré-dimensionamentos apresentados, mas isto pode ocorrer se for forçado um tempo de residência ou esvaziamento da ordem de 2 a 3 dias.

Os procedimentos de pré-dimensionamento indicados a seguir consideram as seguintes premissas:

1. As MCs de infiltração (pavimento poroso, microrreservatório infiltrante, trincheira, vala, poço e bacia de infiltração) promovem infiltração no solo de **todo** o excesso pluvial a elas destinado (*portanto, as áreas por elas controladas terão escoamento superficial nulo, para o período de retorno de projeto*).
2. As MCs de armazenamento sem infiltração no solo (incluindo bacias de detenção e retenção com leitos considerados impermeáveis) serão dimensionadas para liberar o escoamento máximo equivalente a 27 l/(s.ha), a vazão de pré-desenvolvimento (cap. 3) (*portanto, as áreas por ela controladas, terão escoamento superficial de projeto de 27 l/(s.ha), para o período de retorno de projeto*).
3. As MCs de armazenamento com infiltração no solo (bacias de detenção e retenção com leitos considerados permeáveis) serão dimensionadas para liberar o escoamento máximo equivalente a 27 l/(s.ha), sendo a infiltração no solo usada para diminuir as dimensões da MC (*portanto, mesmo com esta infiltração, as áreas por ela controladas, terão escoamento superficial de projeto de 27 l/(s.ha) para o período de retorno de projeto*).

Em resumo, na análise do escoamento gerado por um empreendimento onde há áreas controladas por MCs e áreas não controladas, é preciso verificar se o conjunto do empreendimento gera no máximo uma vazão de 27 l/(s.ha). Pode haver áreas não controladas que gerem mais do que esse valor mas isto deve ser contrabalançado pelas áreas controladas pelas MCs.

As vazões das áreas não controladas devem ser calculadas pelo método racional (ver cap.4).

Os pré-dimensionamentos das MCs são feitos pelo método das curvas de massa (volumes acumulados no tempo) afluyente e efluente. A máxima diferença entre as duas curvas é o volume de pré-dimensionamento. A curva afluyente é calculada com base na curva IDF expressa em volume acumulado sobre o dispositivo, reduzido por coeficientes de escoamento, enquanto que a curva efluente é admitida como uma reta, isto é, considera-se uma vazão de saída constante do dispositivo (saída por infiltração no solo e/ou liberada para um exutório). A equação IDF utilizada foi a de Fendrich e Freitas (1989).

### 5.9.2 Pavimento poroso ou permeável

A primeira questão a ser abordada é definir se o solo suporte pode absorver por infiltração a água da chuva armazenada no pavimento. Caso contrário, é preciso esgotar essa água para um exutório bem determinado que pode ser, por exemplo, um conduto de uma rede pluvial convencional.

A segunda questão diz respeito à possibilidade do pavimento poroso possuir um revestimento superficial também poroso, o que é definido pela importância do aporte de sedimentos finos e das condições de tráfego.

É preciso lembrar que há basicamente 4 tipos de pavimentos porosos. Todos possuem uma camada porosa (geralmente de brita), porém com as seguintes diferenças:

1. Pavimento poroso com revestimento superficial poroso (asfalto poroso, blocos vazados de concreto e outros) e com solo suporte permeável
2. Pavimento poroso com revestimento superficial impermeável (a água da chuva é injetada na camada porosa localizadamente por bocas-de-lobo) e com solo suporte permeável
3. Pavimento poroso com revestimento superficial poroso (asfalto poroso, blocos vazados de concreto e outros), solo suporte impermeável e destinação da água da camada porosa para um exutório
4. Pavimento poroso com revestimento superficial impermeável (a água da chuva é injetada na camada porosa localizadamente por bocas-de-lobo), solo suporte impermeável e destinação da água da camada porosa para um exutório

### **CONDIÇÕES HÍDRICAS DO SOLO SUPORTE**

As condições a serem investigadas para a infiltração no solo são as seguintes:

1. Se a permeabilidade do solo é compatível com o desejado
2. Se o nível freático máximo fica ao menos 1 metro abaixo da base do pavimento
3. Se o solo mantém sua estrutura na presença de água
4. Se o pavimento não está situado dentro de uma área proibida quanto ao risco de poluição (por exemplo, um perímetro de proteção para captação de água potável)
5. Se não há risco de poluição crônica ou acidental significativa, caso a área não seja proibida

O não atendimento de qualquer uma destas condições impede a concepção de um pavimento poroso que infiltre a água no solo. Restam as alternativas que isolam a camada porosa do solo suporte e destinam as águas para um exutório fora da área do pavimento.

### **CONDIÇÕES DO REVESTIMENTO SUPERFICIAL POROSO**

Para que o revestimento superficial seja poroso e infiltre a chuva diretamente na camada reservatório porosa é necessário levar em conta as seguintes condições:

1. Se o aporte de sedimentos finos e impurezas carregadas pela água que vai infiltrar não são importantes
2. Se o tráfego de veículos sobre o pavimento é leve
3. Se não há esforços de cisalhamento elevados (caso de curvas e giratórios)

O pavimento poroso tem menor resistência mecânica que um pavimento impermeável convencional, por isso a preocupação com as condições de tráfego. A questão do aporte de finos diz respeito ao perigo de colmatações rápidas repetidas, inviabilizando uma manutenção adequada e o funcionamento do pavimento poroso como projetado.

As alternativas, caso sejam violadas as condições acima, é usar um revestimento impermeável convencional com dispositivos especiais para injeção da água na camada reservatório porosa.

Estruturas pontuais de entrada e saída, porventura existentes no projeto, têm dimensionamento hidráulico específico: bocas-de-lobo especiais e orifícios são exemplos destas estruturas.

Um efeito de melhoria da qualidade do escoamento é esperado para os pavimentos porosos de infiltração. Neste caso o dimensionamento pode ser adaptado no sentido de propiciar um tempo de infiltração mais lento de cerca de três dias, aumentando-se a camada porosa ou diminuindo a área do pavimento poroso.

**PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESPESSURA DA CAMADA POROSA**

Com base na equação IDF de Fendrich e Freitas (1989) uma expressão aproximada do volume de acumulação na camada porosa é dada por:

$$V = \left( 7,11 \sqrt{\beta} T^{0,129} - 0,64 \sqrt{q_s} \right)^2 \quad (5.1)$$

onde:

V = volume de acumulação, em mm sobre a área em planta do dispositivo

β = coeficiente adimensional dado pelo coeficiente de escoamento multiplicado pela razão entre área contribuinte e área do dispositivo

T = período de retorno em anos

q<sub>s</sub> = vazão de saída constante do dispositivo, em mmh<sup>-1</sup>

Para o pavimento poroso o que se procura é o cálculo da espessura da camada reservatório do pavimento.

A área de captação da água é a área do próprio pavimento mais a área de contribuição exógena, portanto:

$$\beta = \frac{A_{pav} + CA}{A_{pav}} \quad (5.2)$$

onde:

A<sub>pav</sub> = área do pavimento em m<sup>2</sup>

A = área de contribuição ao pavimento em m<sup>2</sup>

C = coeficiente de escoamento da área de contribuição, (tabela 5.14)

**Tabela 5.14- VALORES DE COEFICIENTE DE ESCOAMENTO (C) PARA ALGUMAS SUPERFÍCIES**

Tipo de Superfície	Valor Recomendado	Faixa de Variação
Concreto, asfalto e telhado	0,95	0,90 – 0,95
Paralelepípedo	0,70	0,58 – 0,81
Blockets	0,78	0,70 – 0,89
Concreto e asfalto poroso	0,03	0,02 – 0,05
Solo compactado	0,66	0,59 – 0,79
Matas, parques e campos de esporte	0,10	0,05 – 0,20
Gramma solo arenoso	0,10	0,08 – 0,18
Gramma solo argiloso	0,20	0,15 – 0,30

Para a superfície do pavimento considerou-se um coeficiente de escoamento igual a 1, pois toda chuva aí precipitada penetra no dispositivo (note-se que, se A = 0, então β = 1).

A vazão de saída q<sub>s</sub> (em mm/h) corresponde à condutividade hidráulica saturada K<sub>sat</sub> do solo (em mm/h), afetada de um coeficiente redutor α devido à colmatagem.

$$q_s = \alpha K_{sat} \quad (5.3)$$

A condutividade hidráulica saturada K<sub>sat</sub> deve ser determinada através de ensaios de infiltração.

A literatura técnica recomenda valores de α entre 0,1 e 0,5.

No caso de pavimentos porosos que não infiltram e direcionam à uma rede pluvial, o valor de q<sub>s</sub> é fixado pela administração municipal. Para a RMC, este valor é de 27 l/(s.ha).

O passo seguinte é calcular V pela expressão dada e fazer:

onde: 
$$H = \frac{V}{10\eta} \quad (5.4)$$

V = volume em mm

H = espessura da camada porosa do pavimento em cm

$\eta$  = porosidade do material estruturante da camada reservatório

Valores referenciais de H, da experiência internacional, com brita, englobando dimensionamento hidráulico e mecânico, situam-se entre 50 a 80 cm, mas estes valores não devem ser vistos como valores limites.

#### EXEMPLO DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO PERMEÁVEL

Um empreendimento implantado sobre uma área total de 12.000 m<sup>2</sup> vai ocupar 2.000 m<sup>2</sup> com edificações, reservar 4.000 m<sup>2</sup> para estacionamento pavimentado e preservar 6.000 m<sup>2</sup> como área verde com bosque.

A vazão máxima que este empreendimento pode produzir como escoamento superficial destinado à rede pluvial pública local equivale a 27 l/(s.ha), ou seja, 32,4 l/s ou 0,0324 m<sup>3</sup>/s. A municipalidade exige que se avalie a situação, considerando um período de retorno de 2 (dois) anos.

Se nenhum controle na fonte for realizado, via de regra toda área edificada e de estacionamento constitui área com grande taxa de impermeabilização. Neste caso a vazão máxima pode ser calculada pelo método racional:

onde: 
$$Q_{\text{máx}} = 0,278 C I_{\text{máx}} A$$

$Q_{\text{máx}}$  = vazão máxima (em m<sup>3</sup>/s)

C = coeficiente de escoamento médio superficial ponderado

$I_{\text{máx}}$  = máxima intensidade da precipitação (em mm/h)

A = área da bacia contribuinte (em km<sup>2</sup>)

O tempo de concentração da área total do empreendimento, sem controle na fonte, foi avaliado em 15 minutos, assim a intensidade de chuva correspondente pela equação IDF de Fendrich e Freitas (1989) (cap. 4), para T=2 anos é:

$$I_{\text{máx}} = 90,5 \text{ mm/h}$$

O coeficiente de escoamento médio superficial é ponderado entre as áreas de edificação, estacionamento e a área verde. Para a área edificada, que comporta alguns jardins internos, definiu-se um  $C_{\text{edif}} = 0,80$ . Para o estacionamento impermeável, considerou-se  $C_{\text{pav}} = 0,95$ . Para a área verde com bosque,  $C_{\text{ver}} = 0,10$  é adequado. Assim o coeficiente de escoamento médio superficial ponderado calcula-se como:

$$C = (0,80 \cdot 2000 + 0,95 \cdot 4000 + 0,10 \cdot 6000) / 12000 = 0,50$$

Sabendo-se que a área total do empreendimento é de 12.000 m<sup>2</sup> ou 0,012 km<sup>2</sup>, o valor da vazão máxima é de:

$$Q_{\text{máx}} = 0,278 \cdot 0,50 \cdot 90,5 \cdot 0,012 = 0,151 \text{ m}^3/\text{s}$$

Esta vazão equivale a 151 l/s, portanto maior que a vazão máxima permitida de 32,4 l/s, acima calculada.

Assim é preciso tomar alguma medida de controle na fonte para respeitar o limite de 32,4 l/s. Optou-se por implantar um pavimento permeável no estacionamento, com afluência para infiltração no solo não só da chuva direta sobre o estacionamento, como também do escoamento gerado na área edificada.

A opção escolhida foi a de um pavimento permeável com revestimento de asfalto poroso e camada porosa (reservatório) de brita sobre solo suporte permeável, para infiltração total da água da chuva com o período de retorno adotado de 2 anos. Isto equivale a admitir escoamento superficial no empreendimento apenas aquele gerado na área de bosque, assim o coeficiente de escoamento médio superficial ponderado para toda a área do empreendimento, resume-se a:

$$C = (0,10.6000)/12000 = 0,05$$

Com este C a nova vazão máxima gerada pelo empreendimento será, por efeito do pavimento permeável, igual a:

$$Q_{\text{máx}} = 0,278 \cdot 0,05 \cdot 90,5 \cdot 0,012 = 0,015 \text{ m}^3/\text{s} \text{ ou } 15 \text{ l/s}$$

Portanto, o pavimento permeável propicia o atendimento da restrição de vazão, já que 15 l/s é menor que a vazão limite de 32,4 l/s. Note-se que manteve-se o mesmo tempo de concentração e portanto a mesma intensidade de chuva, mas evidentemente o tempo de concentração poderia ser reavaliado para a nova situação, cálculo não necessário na fase de pré-dimensionamento.

Parte-se a seguir para o pré-dimensionamento efetivo do pavimento permeável. Devem ser feitas as análises de praxe para este tipo de dispositivo de controle na fonte (permeabilidade do solo compatível, freático a mais de um metro abaixo da base do pavimento, solo resistente à presença de água, risco inexistente de poluição das águas subterrâneas, aporte não significativo, ou controlado a montante, de sedimentos e poluição ao pavimento).

Há possibilidade de utilização de 50% da área de estacionamento como pavimento poroso (boxes para os carros).

O pré-dimensionamento é feito com a equação 5.1, que exige o cálculo dos parâmetros :

$$\beta = \frac{A_{\text{pav}} + CA}{A_{\text{pav}}}$$

$A_{\text{pav}} = 2.000 \text{ m}^2$  (área do pavimento permeável ou 50% da área de estacionamento)

$A = 4.000 \text{ m}^2$  (área de edificação,  $2.000 \text{ m}^2$ , mais 50% do estacionamento, outros  $2.000 \text{ m}^2$ , com pavimento comum cujo escoamento deve ser absorvido pelo pavimento permeável)

No cálculo do coeficiente C de escoamento ponderado da área "A" acima, considerou-se o valor de 0,85 para a parcela edificada e de 0,95 para a parcela com pavimento comum.

$$C = \frac{0,85 \times 2000 + 0,95 \times 2000}{4000} = 0,90$$

Com os valores acima, obtém-se o parâmetro  $\beta = 2,8$ .

O solo teve sua permeabilidade  $K_{\text{sat}}$  avaliada em 15 mm/h, mas por medida de precaução usou-se um redutor  $\alpha = 0,1$  (colmatação) para obtenção de  $q_s$ :

$$q_s = 1,5 \text{ mm/h}$$

Assim a equação 5.1 fornece:

$$V = \left( 7,11 \sqrt{2,8} \times 2^{0,129} - 0,64 \sqrt{1,5} \right)^2$$

O que dá um resultado de  $V = 149,5 \text{ mm}$

Usando-se brita com permeabilidade  $\eta = 0,35$ , a profundidade da camada porosa é:

$$H = 149,5/0,35 = 427 \text{ mm} \cong 43 \text{ cm}$$

Portanto  $2.000 \text{ m}^2$  de pavimento permeável, com camada porosa (reservatório) de 43 cm de brita com porosidade 0,35, propicia que o empreendimento como um todo gere apenas 15 l/s, respeitando o limite de 27 l/(s.ha) ou 32,4 l/s.

A estrutura do pavimento poroso segue o esquema da Figura 5.2, mas seu detalhamento é um projeto de engenharia como de qualquer outro pavimento, onde a resistência mecânica à circulação de veículos é importante variável.

Para chuvas maiores que a chuva de projeto (períodos de retorno maiores), o pavimento permeável naturalmente deve contar com dispositivos de deságüe para um exutório (um córrego, uma rede pluvial do bairro ou outro).

### 5.9.3 Trincheira de infiltração

A principal questão a ser abordada é definir se o solo suporte pode absorver por infiltração a água da chuva armazenada na trincheira. Caso contrário, é preciso esgotar essa água para um exutório bem determinado que pode ser, por exemplo, um conduto de uma rede pluvial convencional.

Neste contexto, existem basicamente 2 tipos de trincheiras. As duas possuem um volume de reservação em material poroso (geralmente de brita):

1. Trincheira de infiltração: aplicável em solo suporte permeável
2. Trincheira de retenção: aplicável em solo suporte pouco permeável e destinação da água retida para um exutório

#### CONDIÇÕES HÍDRICAS DO SOLO SUPORTE

As questões iniciais a serem abordadas são as seguintes:

1. Se o solo tem permeabilidade suficiente
2. Se o nível freático máximo fica ao menos 1 metro abaixo da base da trincheira
3. Se a trincheira não está situada dentro de uma área proibida quanto ao risco de poluição do solo e freático
4. Se não há risco de poluição crônica ou acidental significativa, caso a área não seja proibida
5. Se o solo é propício à infiltração sem desestruturar-se
6. Se o aporte de sedimentos finos e poluição não é excessivo

O não atendimento de qualquer uma das condições acima desaconselha o uso da trincheira de infiltração. Neste caso, resta a alternativa de se projetar uma trincheira de retenção que distingue-se da trincheira de infiltração por direcionar sua efluência para um exutório (que deve existir ou ser criado, por exemplo, uma rede pluvial enterrada).

#### PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA PROFUNDIDADE DA TRINCHEIRA

A trincheira de infiltração pode ser dimensionada fixando-se primeiramente seu comprimento com base no traçado arquitetônico (por exemplo, comprimento coincidente com a largura de um estacionamento). A largura da trincheira, por sua vez, não deve ser muito estreita, de modo que dificulte sua própria execução, nem muito larga, para não exigir muito espaço no terreno (larguras de 80 cm a 1 m são normalmente utilizadas).

Fixando-se o comprimento e a largura, a profundidade da trincheira é definida basicamente pelo dimensionamento da profundidade de brita.

Com base na equação IDF de Fendrich e Freitas (1989) uma expressão aproximada do volume de acumulação na trincheira é dada por:

$$V = \left( 7,11 \sqrt{\beta} T^{0,129} - 0,64 \sqrt{\gamma} \sqrt{H} \sqrt{q_s} \right)^2 \quad (5.5)$$

onde:

- $V$  = volume de acumulação, em mm sobre a área em planta do dispositivo  
 $\beta$  = coeficiente adimensional dado pelo coeficiente de escoamento multiplicado pela razão entre área contribuinte e área do dispositivo

- T = período de retorno em anos
- H = profundidade média, em mm, da camada de armazenamento do dispositivo
- $\gamma$  = razão entre a área de percolação e a área do dispositivo em planta, dividida por H, em mm<sup>-1</sup>
- $q_s$  = vazão de saída constante do dispositivo, em mmh<sup>-1</sup>

O que se procura é o cálculo da profundidade da trincheira, ou seja, o valor de H.

Admite-se que já estão definidos o comprimento L e a largura B da trincheira. Portanto, a área de captação do dispositivo é BL. Assim é possível calcular  $\beta$ , adimensional, como:

$$\text{onde: } \beta = \frac{CA}{BL} \quad (5.6)$$

A = área contribuinte à trincheira, pavimento em m<sup>2</sup>

C = coeficiente de escoamento da área contribuinte, conforme tabela 5.14

B = largura da trincheira em m

L = comprimento da trincheira em m

A área de percolação, ou seja, de passagem da água da trincheira para o solo, corresponde à área das paredes laterais (a área de fundo não é considerada pois admite-se colmatação rápida). Desta forma tem-se:

$$\gamma = \frac{2L}{LB} = \frac{2}{B} \quad (5.7)$$

sendo B em mm.

Com  $\beta$  e  $\gamma$  definidos, calcula-se V pela expressão dada.

No caso de uma trincheira de infiltração no solo, a capacidade de infiltração deste é o elemento básico de projeto. Como vazão de saída  $q_s$ , a que percola pelas paredes da trincheira, tem-se o produto da condutividade hidráulica saturada  $K_{sat}$  do solo por um coeficiente redutor  $\alpha$  devido à colmatação.

$$\text{A condutividade hidráulica saturada } K_{sat} \text{ deve ser determinada através de ensaios de infiltração. } \quad q_s = \alpha K_{sat} \quad (5.8)$$

Para trincheiras, valores recomendados de  $\alpha$  situam-se entre 0,1 e 0,5. O solo que recebe a trincheira deve ser natural (não compactado ou aterrado) e ter  $K_{sat}$  da ordem de 15 a 60 mmh<sup>-1</sup>.

A expressão de  $\eta$  introduzida na de  $V_{m\acute{a}x}$ , estabelece uma equação do tipo:

$$\text{onde: } \eta H = \left( k_1 - k_2 \sqrt{H} \right)^2 \quad (5.9)$$

$\eta H = V$

$\eta$  = porosidade do material de enchimento do poço

$$k_1 = 7,11b^{1/2}T^{0,129}$$

$$k_2 = 0,64g^{1/2}q_s^{1/2}$$

A solução, para a profundidade H da trincheira, em cm, é:

$$H = \frac{1}{10} \left[ \frac{k_1 (k_2 - \sqrt{\eta})}{\eta - k_2^2} \right]^2 \quad (5.10)$$

Um valor referencial para H é da ordem de 100 cm, sem que isto constitua um limite. A profundidade total da trincheira é a profundidade H somada às camadas de fundo (filtro de areia, se houver) e de superfície (recobrimento, se houver).

No caso de trincheiras de retenção que direcionam sua saída para uma rede pluvial, o valor de  $q_s$  é fixado pela administração municipal. Para a RMC, este valor é de 27 l/(s.ha). O dispositivo regulador de saída pode ser uma estrutura tipo orifício e deve ser calculada segundo os manuais de hidráulica.

Um papel de melhoria da qualidade da água pode ser exercido somente pela trincheira de infiltração. Neste caso, adaptam-se as dimensões da trincheira para que a infiltração no solo demore cerca de três dias.

#### EXEMPLO DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UMA TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO

Uma trincheira de infiltração é um dispositivo de controle de escoamento gerado em pequenas áreas contribuintes. É um dispositivo linear que coloca-se bem na borda ou num canteiro interno da área contribuinte. A trincheira é dimensionada para infiltrar toda a água de escoamento superficial da área contribuinte, com determinado período de retorno.

Um exemplo seria o emprego de uma trincheira de infiltração para drenar um trecho de rua, com pavimento impermeável e 100 m de comprimento com 10 m de largura. A trincheira é colocada na lateral da rua e portanto seu comprimento também será de 100 m.

Antes do pré-dimensionamento efetivo da trincheira de infiltração devem ser feitas as análises de praxe para este tipo de dispositivo de controle na fonte (permeabilidade do solo compatível, freático a mais de um metro abaixo da base da trincheira, solo resistente à presença de água, risco inexistente de poluição das águas subterrâneas, aporte não significativo, ou controlado a montante, de sedimentos e poluição à trincheira).

Fixado o comprimento de 100 m, define-se a priori também a largura, resumindo o pré-dimensionamento no cálculo da profundidade do reservatório de brita. A largura da trincheira não deve ser muito estreita nem muito larga (valores entre 0,80 e 1,00 m são bastante utilizados). No presente exemplo, optou-se por dimensionar uma trincheira com 0,80 m de largura. A municipalidade exige para este tipo de obra o período de retorno de 2 anos.

O pré-dimensionamento é feito com a equação 5.10, que exige o cálculo dos parâmetros abaixo:

$$\beta = \frac{CA}{BL}$$

onde:

A = 1000 m<sup>2</sup> (área da pista que é a área cujo escoamento, direcionado para a trincheira, é por ela controlado)

C = 0,95 (coeficiente de escoamento da área A acima, ou seja da pista)

B = 0,80 m (largura da trincheira)

L = 100 m (comprimento da trincheira)

Calculando-se obtém-se:

$$\beta = 11,875$$

Outro parâmetro geométrico importante é:

$$\gamma = \frac{2L}{LB} = \frac{2}{B}$$

No cálculo de  $\gamma$  a largura B deve estar com a unidade de mm, assim:

$$\gamma = 2/800 = 0,0025 \text{ mm}^{-1}$$

O passo seguinte é a definição de  $q_s$  que é o produto da permeabilidade  $K_{sat}$  do solo suporte (avaliada por ensaio de campo em 36 mm/h) e de um fator redutor  $\alpha$  por colmatação. O projetista, avaliando as condições locais, achou razoável considerar  $\alpha = 0,5$ , assim  $q_s$  fica:

$$q_s = 18 \text{ mm/h}$$



Pode-se calcular agora os fatores  $k_1$  e  $k_2$ :

$$k_1 = 7,11 \times \beta^{0,5} \times T^{0,129} = 7,11 \times 11,875^{0,5} \times 2^{0,129} = 26,79$$

$$k_2 = 0,64 \times \gamma^{0,5} \times q_s^{0,5} = 0,64 \times 0,0025^{0,5} \times 18^{0,5} = 0,1358$$

A brita selecionada para execução da trincheira tem porosidade  $\eta = 0,38$ , desta forma o cálculo da espessura  $H$  da camada reservatório, em cm, pode finalmente completar-se, através da equação 5.10:

$$\text{O resultado fornecido é :} \quad H = \frac{1}{10} \left[ \frac{k_1 (k_2 - \sqrt{\eta})}{\eta - k_2^2} \right]^2$$

$$H \cong 127 \text{ cm}$$

A estrutura da trincheira segue o esquema da Figura 5.4, mas seu detalhamento é um projeto de engenharia como de qualquer outro dispositivo pluvial.

Como a trincheira de infiltração é dimensionada para eliminar, por infiltração, todo o escoamento superficial da sua área contribuinte (para o período de retorno adotado), na prática, no contexto de uma área maior que deve respeitar o limite de 27 l/(s.ha), a trincheira elimina sua área contribuinte da avaliação do escoamento desta área maior.

Para chuvas maiores que a chuva de projeto (períodos de retorno maiores), deve-se prever o redirecionamento do excesso que não infiltra na trincheira para um exutório (rede pluvial ou outro dispositivo de controle).

#### 5.9.4 Vala de infiltração

Uma vala de infiltração ou de retenção é também considerada um dispositivo linear (comprimento predominando sobre a largura) mas pode ter largura relativamente grande. A seção transversal é normalmente triangular ou trapezoidal com base estreita.

Deve ser investigado se o solo, no leito da vala, pode absorver por infiltração a água da chuva para lá conduzida. Caso contrário, a vala deve dispor de volume suficiente para armazenamento superficial, amortecendo o escoamento que será esgotado para um exutório bem determinado.

Isto define os 2 tipos básicos de valas:

1. Vala de infiltração, que tem leito em solo permeável
2. Vala de retenção, conformada sobre solo pouco permeável, que destina o escoamento para um exutório

#### CONDIÇÕES DE ESPAÇO

As valas de infiltração/retenção, por serem depressões com planos inclinados com pequena declividade, requerem espaço físico para serem implementadas.

#### CONDIÇÕES HÍDRICAS DO SOLO DO LEITO

As condições de solo que determinam a viabilidade da vala são as seguintes:

1. O solo do leito é permeável
2. Nível freático máximo fica ao menos 1 metro abaixo da base da vala
3. Aporte de sedimentos finos e poluição não é muito significativo
4. O solo do leito é propício à presença de água
5. A vala não atravessa uma área proibida quanto ao risco de poluição do solo e freático

O não atendimento de qualquer uma das condições acima desaconselha o uso da vala de infiltração. Entretanto, há a alternativa de se projetar uma vala de retenção que distingue-se da vala de infiltração por direcionar seu escoamento para um exutório definido. Caso o solo seja sensível à presença de água é preciso impermeabilizar o leito.

**PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA VALA**

O pré-dimensionamento de uma vala de infiltração pode ser simplesmente volumétrico, à semelhança dos anteriores. Primeiro é calculada a vazão de saída (vazão de infiltração) como produto da capacidade de infiltração mínima do solo pela superfície de infiltração. Uma forma conservadora de considerar esta superfície de infiltração é tomar a superfície em planta (largura multiplicada pelo comprimento).

O volume de armazenamento necessário (o cálculo pode ser por metro linear de comprimento de vala) é em seguida transformado no perfil transversal máximo molhado em função da geometria do perfil transversal da vala.

O pré-dimensionamento pode, então, basear-se no cálculo da profundidade média de armazenamento máximo na vala de infiltração.

Com base na equação IDF de Fendrich e Freitas (1989) uma expressão aproximada do volume máximo de acumulação na vala é dada por:

$$V = \left( 7,11 \sqrt{\beta} T^{0,129} - 0,64 \sqrt{q_s} \right)^2 \quad (5.11)$$

onde:

V = volume de acumulação, em mm sobre a área em planta da vala

$\beta$  = coeficiente adimensional dado pelo coeficiente de escoamento multiplicado pela razão entre a área contribuinte e a área do dispositivo

T = período de retorno em anos

$q_s$  = vazão de saída constante do dispositivo, em  $\text{mmh}^{-1}$

O que se procura é o cálculo da profundidade média de água acumulada na vala. Admite-se conhecidos, o comprimento L e a largura B do espelho d'água.

A expressão de  $\beta$  é análoga à da trincheira:

$$\beta = \frac{CA}{BL} \quad (5.12)$$

onde:

A = área contribuinte à vala de infiltração, pavimento em  $\text{m}^2$

C = coeficiente de escoamento da área contribuinte, conforme tabela 5.14

B = largura da vala em m

L = comprimento da vala em m

No caso da vala de infiltração, a capacidade de infiltração do solo é o elemento chave do projeto. A vazão de saída  $q_s$ , a que infiltra pelo leito da vala é dada pelo produto da condutividade hidráulica saturada  $K_{\text{sat}}$  do solo por um coeficiente redutor  $\alpha$  devido à colmatação.

$$A \text{ condutividade hidráulica saturada } K_{\text{sat}} \text{ deve ser determinada através de ensaios de infiltração.} \quad q_s = \alpha K_{\text{sat}} \quad (5.13)$$

Para as valas de infiltração, valores recomendados de  $\alpha$  situam-se entre 0,1 e 0,5.

Se a condição acima não for atendida, devem-se aumentar as dimensões da vala de infiltração, ou combiná-la com outra MC, para aumentar o valor de  $q_s$ .

No caso de valas de retenção que direcionam o escoamento para um exutório, o valor de  $q_s$  é fixado pela administração municipal. Para a RMC, este valor é de 27 l/(s.ha).

Com  $\beta$  e  $\gamma$  definidos, calcula-se V pela expressão dada e faz-se:

$$\text{onde H é a profundidade média, em cm, do volume máximo acumulado na vala.} \quad H = \frac{V}{10\eta} \quad (5.14)$$

Esta profundidade H deve ser compatibilizada com a forma da seção transversal da vala e suas outras dimensões.

#### EXEMPLO DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UMA VALA DE INFILTRAÇÃO

A vala de infiltração é um dispositivo de controle linear adequado para pequenas áreas contribuintes, de uso conveniente sobretudo em condomínios residenciais, nos limites dos terrenos, e em laterais ou canteiros centrais de trechos de estradas. Normalmente é dimensionada para infiltrar toda a água de escoamento superficial da área contribuinte, com determinado período de retorno.

Como exemplo repete-se aqui a situação colocada no exemplo anterior para o pré-dimensionamento da trincheira de infiltração. Trata-se da drenagem de um trecho de rua, com pavimento impermeável e 100 m de comprimento com 10 m de largura. A vala de infiltração é colocada na lateral da rua e portanto seu comprimento também será de 100 m.

A trincheira de infiltração é uma espécie de reservatório a céu aberto que aproveita uma depressão ou talvegue natural do terreno. A declividade do fundo no sentido de sua dimensão maior deve ser suave para facilitar a infiltração e para evitar, ao máximo, que funcione como um canal, assim pequenos barramentos podem ser construídos ao longo do eixo (Figura 5.5). Outras avaliações prévias são de praxe para um dispositivo de infiltração (permeabilidade do solo compatível, freático a mais de um metro abaixo da base da vala, solo resistente à presença de água, risco inexistente de poluição das águas subterrâneas, aporte não significativo, ou controlado a montante, de sedimentos e poluição à vala).

O pré-dimensionamento pressupõe a fixação a priori do comprimento e da largura da vala, e no cálculo subsequente da lâmina d'água média admitida sobre a vala. Esta lâmina média deve ser acomodada em uma seção transversal da vala que, geralmente escolhe-se com formato triangular. No exemplo, o comprimento está fixado em 100 m e a largura, em função da disponibilidade de espaço que se avalia localmente poderia ter 3,0 m. O período de retorno foi estabelecido em 2 anos.

O pré-dimensionamento é feito com a equação 5.11, mas alguns parâmetros devem ser calculados antes:

onde:  $\beta = \frac{CA}{BL}$

A = 1000 m<sup>2</sup> (área da pista que é a área cujo escoamento, direcionado para a vala, é por ela controlado)

C = 0,95 (coeficiente de escoamento da área A acima, ou seja da pista)

B = 3,0 m (largura da vala)

L = 100 m (comprimento da vala)

Calculando-se obtém-se:

$$\beta = 3,17$$

No exemplo anterior  $q_s$  já havia sido definido : é o produto da permeabilidade  $K_{sat}$  do solo suporte (avaliada por ensaio de campo em 36 mm/h) e de um fator redutor  $\alpha$  por colmatação. Foi adotado  $\alpha = 0,5$ , assim  $q_s$  fica:

$$q_s = 18 \text{ mm/h}$$

A equação 5.11 calcula, em mm, a lâmina média acumulada sobre a vala:

$$V = (7,11 \times 3,17^{0,5} \times 2^{0,129} - 0,64 \times 18^{0,5})^2 = 123,8 \text{ mm}$$

Em termos de altura H em cm, teríamos, portanto:

$$H = \frac{V}{10\eta} = \frac{123,8}{10 \cdot 0,38} = 32,54 \text{ cm} \quad (\text{porosidade da brita escolhida } \eta=0,38)$$

Em fundo horizontal, esta lâmina d'água média acomoda-se em uma seção triangular de 3,0 m de largura no topo (largura da vala) e profundidade máxima de:

$$H_{\text{máx}} = 2 \times H = 26 \text{ cm}$$

Logo a inclinação dos taludes será de 17,3%.

Caso houvesse uma inclinação do talvegue ou eixo da vala seria necessário um cálculo geométrico específico, pois mais volume se acumularia na parte de jusante, aumentando a necessidade de área de seção transversal neste ponto.

A vala de infiltração também é dimensionada para eliminar, por infiltração, todo o escoamento superficial da sua área contribuinte, para o período de retorno adotado. Assim, no contexto de uma área maior que deve respeitar o limite de 27 l/(s.ha), a vala de infiltração elimina sua área contribuinte da avaliação do escoamento desta área maior.

Para chuvas maiores que a chuva de projeto (períodos de retorno maiores), deve-se prever o redirecionamento do excesso que não infiltra na vala para um exutório (córrego próximo, rede pluvial ou outro dispositivo de controle).

### 5.9.5 Poço de infiltração

A viabilidade de um poço de infiltração depende da capacidade do subsolo de absorver a água da chuva armazenada.

Existem basicamente 2 tipos de poços:

1. Poço de infiltração : situam-se acima do nível freático e esgotam-se por absorção da camada não saturada do solo
2. Poço de injeção : adentram o freático e esgotam a água armazenada diretamente na zona saturada do solo

#### CONDIÇÕES HÍDRICAS DO SUBSOLO

As questões iniciais a serem abordadas são as seguintes:

1. Se o subsolo tem permeabilidade suficiente
2. Se o poço não está situado dentro de uma área proibida quanto ao risco de poluição do solo e freático
3. Se não há risco de poluição crônica ou acidental significativa, caso a área não seja proibida
4. Se o subsolo suporta a presença de água sem desestruturar-se
5. Se o aporte de sedimentos finos e poluição não é excessivo

A violação de qualquer uma das condições acima impede a implantação de um poço de infiltração ou de injeção.

Caso todas as condições acima sejam atendidas e ainda o nível freático máximo fique ao menos 1 metro abaixo da base do poço, o dispositivo indicado é o poço de infiltração. Caso contrário, deve-se implantar um poço de injeção, mas desde que água pluvial seja de boa qualidade.

#### PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA PROFUNDIDADE DO POÇO DE INFILTRAÇÃO

Uma alternativa de dimensionamento é fixar o diâmetro D do poço e determinar sua profundidade H. A vazão de saída de projeto, por metro linear de poço, é dada pela capacidade de absorção do solo multiplicada pela área interna do poço.

Com base na equação IDF de Fendrich e Freitas (1989) uma expressão aproximada do volume máximo de acumulação no poço é dada por:

$$V = \left( 7,11 \sqrt{\beta} T^{0,129} - 0,64 \sqrt{\gamma} \sqrt{H} \sqrt{q_s} \right)^2 \quad (5.15)$$

onde:

- V = volume de acumulação, em mm, sobre a área em planta do poço
- $\beta$  = coeficiente adimensional dado pelo coeficiente de escoamento multiplicado pela razão entre a área contribuinte e a área do dispositivo
- T = período de retorno em anos
- H = profundidade média, em mm, da camada de armazenamento do dispositivo
- $\gamma$  = razão entre a área de percolação e a área do dispositivo em planta, dividida por H, em  $\text{mm}^{-1}$
- $q_s$  = vazão de saída constante do dispositivo, em  $\text{mmh}^{-1}$

O que se procura é o cálculo da profundidade do poço de infiltração, ou seja, o valor de H. Admite-se como conhecido o diâmetro D do poço.

Para um poço, tem-se:

$$\beta = \frac{4CA}{\pi D^2} \quad (5.16)$$

onde:

- A = área contribuinte ao poço em  $\text{m}^2$
- C = coeficiente de escoamento da área contribuinte, conforme tabela 5.14
- D = diâmetro do poço em m

O valor de  $\gamma$ , por sua vez, é dado por:

$$\gamma = \frac{4\pi D}{\pi D^2} = \frac{4}{D} \quad (5.17)$$

sendo D em mm.

No caso de um poço de infiltração, a capacidade de infiltração do solo é o elemento básico de projeto. A vazão de saída  $q_s$ , a que percola pela parede do poço é calculado pelo produto da condutividade hidráulica saturada  $K_{sat}$  do solo por um coeficiente redutor  $\alpha$  devido à colmatagem.

$$q_s = \alpha K_{sat} \quad (5.18)$$

A condutividade hidráulica saturada  $K_{sat}$  deve ser determinada através de ensaios de infiltração.

Valores recomendados de  $\alpha$  situam-se entre 0,1 e 0,5.

A expressão de  $\gamma$  introduzida na de V, estabelece uma equação do tipo:

$$\eta H = \left( k_1 - k_2 \sqrt{H} \right)^2 \quad (5.19)$$

onde:

- $\eta H = V$
- $\eta$  = porosidade do material de enchimento do poço
- $k_1 = 7,11 \beta^{1/2} T^{0,129}$
- $k_2 = 0,64 \gamma^{1/2} q_s^{1/2}$

A solução, para a profundidade H do poço, em cm, é:

$$H = \frac{1}{10} \left[ \frac{k_1 (k_2 - \sqrt{\eta})}{\eta - k_2^2} \right]^2 \quad (5.20)$$

A profundidade H refere-se apenas ao horizonte permeável. A profundidade real do poço pode ser maior pela presença de camada superficial impermeável.

**EXEMPLO DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UM POÇO DE INFILTRAÇÃO**

Um poço de infiltração é uma medida de controle de escoamento superficial de pequenas áreas contribuintes. É um dispositivo pontual dimensionado para infiltrar toda a água de escoamento superficial que lhe é direcionada da área contribuinte, com determinado período de retorno.

Por exemplo, considere-se um poço de infiltração para absorver o escoamento, com 02 (dois) anos de período de retorno, gerado em uma praça com 500 m<sup>2</sup> e parcela impermeabilizada de 40%.

Inicialmente, devem ser realizadas as análises de praxe para este tipo de dispositivo de controle na fonte (permeabilidade do solo compatível, nível freático máximo a um metro abaixo da base da base do poço, solo e subsolo resistente à desestruturação em presença de água, risco inexistente de poluição das águas subterrâneas, aporte não significativo, ou controlado a montante, de sedimentos e poluição ao dispositivo).

O pré-dimensionamento é feito com a pré-fixação do diâmetro D do poço e o cálculo subsequente de sua profundidade H de infiltração (a infiltração pelo fundo é desconsiderada, pela rápida colmatagem). A escolha do valor de D é arbitrária, mas deve-se evitar poços muito profundos por questões de custo de escavação. Neste exemplo, optou-se por empregar D = 3,0 m (se o poço resultante for raso, ou seja com H pequeno em relação a D, pode-se diminuir D e refazer os cálculos).

Para o cálculo de H usa-se a equação 5.20, mas alguns parâmetros devem ser definidos antes:

$$\beta = \frac{4CA}{\pi D^2}$$

onde:

A = 500 m<sup>2</sup> (área contribuinte ao poço)

C = coeficiente de escoamento ponderado da área contribuinte

D = 3,0 m (diâmetro do poço)

No cálculo do coeficiente C de escoamento ponderado da área A acima, considerou-se o valor de 0,95 para a parcela impermeabilizada da praça (40% da área, ou seja 200 m<sup>2</sup>) e 0,20 para a parcela com grama (60% da área ou seja 300 m<sup>2</sup>).

$$C = \frac{0,95 \times 200 + 0,20 \times 300}{500} = 0,50$$

Com os valores acima, obtém-se o parâmetro  $\beta = 35,36$ .

O valor de  $\gamma$ , por sua vez, é dado por:

$$\gamma = \frac{4\pi D}{\pi D^2} = \frac{4}{D}$$

No cálculo de  $\gamma$  o diâmetro D deve estar com a unidade de mm, assim:

$$\gamma = 4/3000 = 0,00133 \text{ mm}^{-1}$$

A seguir, define-se  $q_s$  que é o produto da permeabilidade  $K_{sat}$  do solo suporte e de um fator redutor  $\alpha$  devido à colmatagem. Um ensaio de campo indicou uma permeabilidade de 30 mm/h e uma análise das condições locais permitiu usar  $\alpha = 0,25$ . Assim  $q_s$  fica:

$$q_s = 7,5 \text{ mm/h}$$

Pode-se calcular agora os fatores  $k_1$  e  $k_2$ :

$$k_1 = 7,11 \times \beta^{0,5} \times T^{0,129} = 7,11 \times 35,36^{0,5} \times 2^{0,129} = 46,23$$

$$k_2 = 0,64 \times \gamma^{0,5} \times q_s^{0,5} = 0,64 \times 0,00133^{0,5} \times 7,5^{0,5} = 0,064$$

Preenchendo-se o poço de infiltração com brita de porosidade  $\eta = 0,30$ , o valor da altura H, em cm, é dado pela equação 5.20:

$$H = \frac{1}{10} \left[ \frac{k_1 (k_2 - \sqrt{\eta})}{\eta - k_2^2} \right]^2$$

O resultado fornecido é :  $H = 571 \text{ cm} \cong 5,7 \text{ m}$

Talvez esta profundidade seja excessiva, assim seria conveniente utilizar um diâmetro  $D = 4,0 \text{ m}$  e refazer os cálculos. Abaixo, estão os resultados dos parâmetros intermediários que se modificam e o novo valor de H.

$$\beta = 19,89$$

$$\gamma = 0,001 \text{ mm}^{-1}$$

$$k_1 = 7,11 \times \beta^{0,5} \times T^{0,129} = 7,11 \times 19,89^{0,5} \times 2^{0,129} = 34,68$$

$$k_2 = 0,64 \times \gamma^{0,5} \times q_s^{0,5} = 0,64 \times 0,001^{0,5} \times 7,5^{0,5} = 0,0554$$

$$H = 331 \text{ cm} \cong 3,3 \text{ m}$$

Este valor é mais razoável pois o poço não fica nem muito raso nem muito profundo. O importante é que a camada de solo na profundidade toda H tenha a permeabilidade. O volume d'água armazenado é de:

$$V = \eta \cdot H \cdot \pi \cdot D^2 / 4 = 12,4 \text{ m}^3.$$

Note-se que o poço com  $D = 4,0 \text{ m}$  ocuparia uma área de  $12,57 \text{ m}^2$ , ou seja apenas 2,5% da área da praça, com a vantagem de poder incorporar-se paisagisticamente, sem o sentimento de perda de espaço, como ilustra a Figura 5.21.

A estrutura do poço de infiltração é semelhante ao da trincheira de infiltração, na ordenação das camadas, sendo o reservatório de brita com altura H a camada intermediária.

A exemplo da trincheira de infiltração, o poço de infiltração é dimensionado para eliminar, por infiltração, todo o escoamento superficial da sua área contribuinte (para o período de retorno adotado). Na prática, no contexto de uma área maior que deve respeitar o limite de  $27 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$ , o poço de infiltração elimina sua área contribuinte da avaliação do escoamento desta área maior.

Para chuvas maiores que a chuva de projeto (períodos de retorno maiores), deve-se prever o redirecionamento do excesso que não infiltra no poço para um destino (rede pluvial ou outro dispositivo de controle).

### 5.9.6 Microrreservatório

O pré-dimensionamento de um microrreservatório não requer o atendimento de condições muito restritivas, pois trata-se de um dispositivo de pequeno porte.

Pode-se definir 2 tipos básicos de microrreservatório:

1. Microrreservatório estanque
2. Microrreservatório poroso

Os microrreservatórios estanques geralmente são de alvenaria ou fibrocimento, que esgotam para a rede pluvial. Os microrreservatórios porosos são normalmente escavados no solo e estruturados com material poroso como a brita, podendo infiltrar seu conteúdo no solo ou para a rede pluvial enterrada, se o solo for pouco permeável.

#### CONDIÇÕES HÍDRICAS DO SOLO

Caso seja um microrreservatório poroso, as condições básicas para sua viabilidade são as seguintes:

1. Se o solo é permeável
2. Se o nível freático máximo fica ao menos 1 metro abaixo da sua base
3. Se o solo é propício à presença de água
4. Se o lote está fora de área de risco de poluição do freático
5. Se o aporte de sedimentos finos e poluição não é excessivo

O não atendimento de qualquer uma das condições anteriores desaconselha o uso do microrreservatório poroso de infiltração.

### PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO MICRORRESERVATÓRIO

O pré-dimensionamento de um microrreservatório depende se ele é estanque ou poroso (de infiltração).

#### 1. Microrreservatório estanque

Neste caso, o pré-dimensionamento do volume de reserva necessário será estimado a partir da fórmula abaixo, que já considera implícita a vazão específica de 27 l/(s.ha). Sua dedução é apresentada no Anexo A.

$$V = 2,456T^{0,332}A_{imp}A \quad (5.21)$$

onde:

V = volume do microrreservatório em m<sup>3</sup>

T = período de retorno em anos

A<sub>imp</sub> = percentagem de área impermeável da área contribuinte (entre 0 e 100)

A = área do lote em ha

Os dispositivos de saída (orifícios ou condutos) devem ser dimensionados hidráulicamente para esgotar a vazão de entrada equivalente a 27 l/(s.ha).

#### 2. Microrreservatório poroso

O microrreservatório poroso de infiltração pode ser dimensionado fixando-se primeiramente seu comprimento e largura em planta, com base no espaço disponível no lote. A localização deve ser feita a cerca de 3 m de qualquer edificação importante no lote, deverá ser calculada a profundidade do dispositivo, o que equivale ao dimensionamento da profundidade de brita.

As fórmulas de dimensionamento são análogas às da trincheira de infiltração. Neste caso, é considerada a infiltração pelas quatro paredes verticais do microrreservatório, desprezando-se apenas o fundo como área de infiltração. Assim, em relação à trincheira de infiltração, a expressão de  $\beta$  não muda mas a de  $\gamma$  modifica-se:

$$\beta = \frac{CA}{BL} \quad (5.22)$$

onde:

A = área contribuinte ao microrreservatório

C = coeficiente de escoamento da área contribuinte, conforme tabela 5.14

B = largura do microrreservatório

L = comprimento do microrreservatório

A expressão de  $\gamma$  é dada por:

$$\gamma = \frac{2(L+B)}{LB} \quad (5.23)$$

sendo L e B expressos na unidade de mm.

A capacidade de infiltração deste é elemento básico de projeto. O cálculo de  $q_s$ , a vazão que percola pelas paredes do microrreservatório, será obtido pelo produto da condutividade hidráulica saturada  $K_{sat}$  do solo, por um coeficiente redutor  $\alpha$  devido à colmatagem.

$$q_s = \alpha K_{sat} \quad (5.24)$$

A condutividade hidráulica saturada  $K_{sat}$  deve ser determinada através de ensaios de infiltração.

Para microrreservatórios, valores recomendados de  $\alpha$  situam-se entre 0,1 e 0,5. O solo que recebe a trincheira deve ser natural (não compactado ou aterrado) e ter  $K_{sat}$  da ordem de 15 a 60 mmh<sup>-1</sup>.



O pré-dimensionamento propriamente dito é então realizado pela mesma equação da trincheira:

$$\eta H = \left( k_1 - k_2 \sqrt{H} \right)^2 \quad (5.25)$$

onde:

H = profundidade requerida pelo microrreservatório

$\eta$  = porosidade da brita de enchimento

$k_1 = 7,11\beta^{1/2}T^{0,129}$

$k_2 = 0,64\gamma^{1/2}q_s^{1/2}$

A solução, para a profundidade H é, em cm:

$$H = \frac{1}{10} \left[ \frac{k_1 (k_2 - \sqrt{\eta})}{\eta - k_2^2} \right]^2 \quad (5.26)$$

A profundidade total do dispositivo é a profundidade H somada às das camadas de fundo (filtro de areia, se houver) e de superfície (recobrimento). A estrutura, com membrana geotêxtil permeável isolando a brita do solo, é semelhante à da trincheira de infiltração.

A melhoria da qualidade da água pode ser obtida se o volume do microrreservatório propiciar a infiltração no solo durante cerca de três dias.

#### EXEMPLO DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UM MICRORRESERVATÓRIO

O microrreservatório é essencialmente uma MC para lotes individuais. Supondo um exemplo de um lote de 500 m<sup>2</sup>, com 40% de área impermeável qual seriam as dimensões convenientes de um microrreservatório estanque ?

Adotando-se as premissas de pré-dimensionamento de uma MC estanque, será usada a equação simplificada abaixo, que já incorpora o limite de 27/(l/s.ha):

$$V = 2,456T^{0,332}A_{\text{imp}}A$$

V = volume do microrreservatório em m<sup>3</sup>

T = período de retorno em anos

$A_{\text{imp}}$  = percentagem de área impermeável da área contribuinte (entre 0 e 100)

A = área do lote em ha

Portanto, para as condições do lote tem-se:

$$V = 2,456 \cdot 2^{0,332} \cdot 40 \cdot 0,05 = 6,2 \text{ m}^3$$

O projeto detalhado de microrreservatórios deve considerar, além do cálculo dos dispositivos hidráulicos de saída, o aspecto sanitário ou de limpeza para evitar acúmulos de água e sujeiras por longo tempo, que poderiam favorecer o desenvolvimento de transmissores de doenças tropicais. Outro cuidado é evitar aportes, por acidente ou não, de efluentes poluídos (esgoto cloacal, por exemplo) e/ou com muitos sedimentos.

#### 5.9.7 Telhado reservatório

A primeira preocupação referente à implantação de um telhado reservatório é a capacidade de a edificação suportar um peso adicional decorrente do volume máximo armazenado de projeto. Isto deixa de ser uma preocupação se o telhado reservatório é dimensionado por ocasião do projeto da edificação.

Os telhados reservatórios mais eficientes são aqueles praticamente planos e com saída controlada por orifícios.

1. telhados reservatório vazios

2. telhados reservatório com brita (para controle térmico) ou ajardinados

### CONDIÇÕES GERAIS

A aplicabilidade de um telhado reservatório está vinculada às seguintes condições gerais:

1. Se a declividade for menor que 5%
2. Se a construção suporta a carga adicional
3. Se for vedada a circulação de pessoas ou veículos
4. Se a construção puder ser executada com a técnica disponível (afeta principalmente a questão da impermeabilização)
5. Se não houver acúmulo significativo de resíduos vegetais

Um telhado reservatório só pode ser considerado viável se todas as condições acima forem satisfeitas.

### PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO TELHADO RESERVATÓRIO

O pré-dimensionamento de um telhado reservatório é análogo ao do microrreservatório, mas como capta somente a chuva caída sobre o próprio telhado, pode-se usar:

$$V = 0,02456T^{0,332}A \quad (5.27)$$

onde:

V = volume a armazenar no telhado, em m<sup>3</sup>

T = período de retorno em anos

A = área do telhado em m<sup>2</sup>

Os dispositivos de saída (orifícios, tubos de queda) devem ser dimensionados para a vazão global 9,7 l/(h.m<sup>2</sup>), o que equivale aos 27 l/(s.ha).

No caso de um telhado reservatório vazio (sem preenchimento com brita), o volume acima é o volume real de telhado necessário à regulação.

No caso de um telhado reservatório com preenchimento de brita, o volume calculado deve ser dividido pela porosidade da brita para obtenção do volume real de telhado disponível para o reservatório.

A divisão do volume real de reservação pela área do telhado fornece a lâmina d'água necessária para a regulação. Entretanto, deve ser considerada a lâmina máxima admitida para segurança estrutural do telhado reservatório, para chuvas maiores que as de projeto. Para isto Azzout et al. (1994) sugerem que o orifício de extravazamento (ladrão) tenha uma capacidade de vazão de 180l/(h.m<sup>2</sup>). Para efeito prático este manual sugere, em nível de pré-dimensionamento, coincidir a base do "ladrão" à altura da lâmina de regulação mais 5 cm (esta folga pode ser calculada com mais precisão no detalhamento do projeto, por simulação hidráulica).

A sobrecarga exercida pela água no telhado vai indicar a necessidade ou não de reforço estrutural. Azzout et al. (1994) afirmam que não se considera sobrecarga mecânica no dimensionamento estrutural do telhado se a pressão da água for inferior a 100 N/m<sup>2</sup>, valor normalmente previsto como sobrecarga para manutenção.

### EXEMPLO DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO UM TELHADO RESERVATÓRIO

Considere um telhado com 100 m<sup>2</sup> de área que vai ser utilizado como um reservatório de detenção da chuva. O telhado foi dimensionado estruturalmente, considerando o peso de uma camada de brita de 4 cm (porosidade 0,5) para conforto térmico no interior da edificação.

O pré-dimensionamento, considerando um período de retorno de 2 anos, é feito aplicando-se a equação:

$$V = 0,02456.2^{0,332}.100 = 3,1 \text{ m}^3$$

Isto equivale a uma lâmina de 0,031 m ou 3,1 cm.

A sobrecarga de água no telhado é dada pelo peso destes 3,1 cm mais a lâmina de folga de 5 cm, o que resulta em  $81 \text{ N/m}^2$  ( $0,081 \text{ m}$  multiplicado por  $1000 \text{ N/m}^3$ , o peso específico aproximado da água). Portanto, não haveria necessidade de reforço estrutural em nível de pré-dimensionamento (isto pode ser confirmado ou não no dimensionamento final do telhado).

O posicionamento da base do "ladrão" deve considerar o volume deslocado pela presença da brita. Assim esta base deve se colocar a uma altura de  $11,2 \text{ cm}$  ( $3,1 \text{ cm}/\eta + 5 \text{ cm}$ ), onde  $\eta = 0,5$  é a porosidade da brita. A vazão do "ladrão" deve ser de  $18.000 \text{ l/h}$  ou  $5,0 \text{ l/s}$ .

Os dispositivos de saída (orifícios, tubos de queda) devem ser dimensionados para a vazão global de  $9,7 \text{ l/(h.m}^2)$ , o que equivale neste telhado a  $970 \text{ l/h}$  ou  $0,27 \text{ l/s}$ .

### 5.9.8 Bacia de detenção

A bacia de detenção tem aplicação em espaços abertos de condomínios privados ou espaços públicos (parques e praças). Outra aplicação corresponde à sua implantação junto ao sistema de macrodrenagem da cidade.

No âmbito dos loteamentos, a bacia de detenção visa ampliar o controle de geração de escoamento superficial restritos a estes, e ao mesmo tempo aliviar o sistema de macrodrenagem de jusante.

Bacias de detenção junto aos cursos d'água objetivam o controle de cheias, inserido no planejamento da bacia como um todo. Portanto, podem exigir estudos de simulação hidráulico-hidrológica mais amplos, mesmo em relação a bacias de detenção em loteamento.

#### CONDIÇÕES BÁSICAS

Uma bacia de detenção tem sua viabilidade dependente de várias condições:

1. Se não coloca em risco a vida de pedestres na hora de eventos de chuva
2. Se possui harmonia urbanística, paisagística e estética
3. Se há exutório definido (em arroio sempre há)
4. Se não há aporte excessivo de sedimentos e lixo
5. Se não há aporte de esgoto cloacal
6. Se não há perigo de veiculação de doenças de contato hídrico
7. Se o solo é propício à presença de água
8. Se a bacia de detenção não será situada dentro de uma área proibida quanto ao risco de poluição do solo e freático
9. Se não há risco de poluição crônica ou acidental significativa, caso a área não seja proibida

Em princípio, o não atendimento de qualquer uma das condições acima desaconselha a implantação de uma bacia de detenção. Entretanto medidas adicionais devem ser implantadas, incluindo formas de proteção da população devido ao risco de inundação da área e formas de remoção de lixo e detritos.

#### PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA BACIA DE DETENÇÃO

Com base na equação IDF de Fendrich e Freitas (1989) uma expressão aproximada do volume máximo de acumulação necessário em uma bacia de detenção pode ser dada por:

$$V = \left( 22,48 \sqrt{C} T^{0,129} - 1,21 \sqrt{q_s} \right)^2 \quad (5.28)$$

onde:

$V$  = volume de acumulação, em  $m^3/ha$

$C$  = coeficiente de escoamento

$T$  = período de retorno em anos

$q_s$  = vazão de saída em  $l/(s.ha)$

Obtido o volume por unidade de área de bacia hidrográfica, pode-se estimar com as informações topográficas e de área da bacia hidrográfica, a área inundada e o volume absoluto necessário.

Há basicamente três alternativas de pré-dimensionamento:

- Bacia de detenção com leito impermeável (esgotamento por tubulação)
- Bacia de detenção com leito permeável e esgotamento por infiltração (bacia de infiltração)
- Bacia de detenção com leito permeável e esgotamento simultâneo por infiltração no solo e por tubulação (bacia de detenção/infiltração).

Para a primeira alternativa, bacia de detenção com leito impermeável, ou com leito considerado impermeável, é conveniente dimensionar o tubo de saída com a vazão específica  $q_s = 27 l/(s.ha)$ . Somente neste caso há alternativa de usar a forma simplificada abaixo que já embute o limite de  $27 l/s/ha$ :

$$V = 2,456T^{0,332}A_{imp}A \quad (5.29)$$

$V$  = volume do reservatório em  $m^3$

$T$  = período de retorno em anos

$A_{imp}$  = percentagem de área impermeável da área contribuinte (entre 0 e 100)

$A$  = área contribuinte em  $ha$

Para a segunda alternativa, bacia de infiltração (exclusivamente), a capacidade de infiltração do solo comanda o esgotamento da água. Assim, a vazão de saída  $q_s$ , com unidade de  $l/(s.ha)$ , é dada pelo produto de um fator de unidades pela condutividade hidráulica saturada  $K_{sat}$  (mm/h) do solo e por um coeficiente redutor  $\alpha$  devido à colmatação.

$$q_s = 2,78 \alpha K_{sat} \quad (5.30)$$

A condutividade hidráulica saturada  $K_{sat}$  deve ser determinada através de ensaios de infiltração. Para bacias de infiltração, valores recomendados de  $\alpha$  situam-se próximos a 0,5.

Para a bacia de detenção/infiltração o valor de  $q_s$  ( $l/(s.ha)$ ) é a soma da vazão de pré-desenvolvimento com a vazão de infiltração:

$$q_s = 27 + 2,78 \alpha K_{sat} \quad (5.31)$$

É importante ressaltar que:

- A bacia de infiltração tem seu volume pré-dimensionado para infiltrar no solo todo o excesso pluvial a ela destinado, portanto a área por ela controlada terá, para o período de retorno considerado, escoamento superficial nulo.
- No caso da terceira alternativa, o dimensionamento será uma combinação dos critérios das duas soluções anteriores.
- Em qualquer das alternativas acima é preciso prever um descarregador de cheias com períodos de retorno maiores que o de projeto.

Para incorporar um papel de remoção de poluição, os dispositivos de saída (vertedores e orifícios) devem ser dimensionados de modo a deter uma parcela das enxurradas por um tempo suficiente para a decantação de sólidos. As enxurradas médias são descarregadas em 12 a 24 horas, sendo que o dispositivo de saída é dimensionado para liberar o volume de projeto no dobro ou triplo deste tempo (Urbonas e Stahre, 1993).

#### EXEMPLO DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UMA BACIA DE DETENÇÃO

Em uma área de 40 ha existe um núcleo urbano que abrange 25 ha e o restante é área coberta com vegetação. Esta área é uma microbacia em cujo talvegue pretende-se construir uma bacia de detenção de modo que toda área não produza uma vazão específica maior que 27 l/(s.ha). Em termos absolutos, isto quer dizer que a vazão de escoamento superficial dos 40 ha está limitada a 1,08 m<sup>3</sup>/s. A municipalidade exige que se avalie a situação, considerando um período de retorno de 2 (dois) anos.

O primeiro passo é calcular a vazão máxima (T = 2 anos) sem a bacia de detenção, com o método racional:

$$\text{onde:} \quad Q_{\text{máx}} = 0,278 C I_{\text{máx}} A$$

$Q_{\text{máx}}$  = vazão máxima (em m<sup>3</sup>/s)

$C$  = coeficiente de escoamento médio superficial ponderado

$I_{\text{máx}}$  = máxima intensidade da precipitação (em mm/h)

$A$  = área da bacia contribuinte (em km<sup>2</sup>)

O tempo de concentração da área foi avaliado em 30 minutos, assim a intensidade de chuva correspondente pela equação IDF de Fendrich e Freitas (1989) (cap. 4) , para T=2 anos é:

$$I_{\text{máx}} = 66,1 \text{ mm/h}$$

O coeficiente de escoamento médio superficial é ponderado entre as áreas de urbanização e área verde. Para a área urbanizada, que é uma mescla de superfícies impermeáveis (edificações, ruas pavimentadas) e permeáveis (jardins, canteiros gramados), uma avaliação criteriosa chegou a um coeficiente de escoamento urbano de  $C_{\text{urb}} = 0,85$ , devido à predominância das áreas impermeáveis. Para a área verde estimou-se  $C_{\text{ver}} = 0,15$  como adequado. Assim o coeficiente de escoamento médio superficial ponderado calcula-se como:

$$C = (0,85 \cdot 25 + 0,15 \cdot 15) / 40 = 0,59$$

Sabendo-se que a área total do empreendimento é de 40 ha ou 0,4 km<sup>2</sup>, o valor da vazão máxima é de :

$$Q_{\text{máx}} = 0,278 \cdot 0,59 \cdot 66,1 \cdot 0,4 = 4,34 \text{ m}^3/\text{s}$$

Esta vazão é maior que a vazão máxima permitida de 1,08 m<sup>3</sup>/s, acima calculada, portanto a bacia de detenção é realmente necessária.

A fórmula que permite calcular seu volume específico (m<sup>3</sup> de acumulação por hectare de área contribuinte) é:

$$V = \left( 22,48 \sqrt{C} T^{0,129} - 1,21 \sqrt{q_s} \right)^2$$

No caso de uma bacia de detenção com leito impermeável tem-se  $q_s = 27 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$ , assim:

$$V = (22,48 \cdot 0,59^{0,5} \cdot 2^{0,129} - 1,21 \cdot 27^{0,5})^2 \cong 159 \text{ m}^3/\text{ha}$$

Portanto, a bacia de detenção deverá ter um volume absoluto de 6.360 m<sup>3</sup>.

Outra forma de calcular a mesma coisa é usar a forma simplificada abaixo, que já embute o limite de 27 l/s/ha:

$$V = 2,456 T^{0,332} A_{\text{imp}} A$$

onde:

$V$  = volume do reservatório em  $m^3$

$T$  = período de retorno em anos

$A_{imp}$  = percentagem de área impermeável da área contribuinte (entre 0 e 100)

$A$  = área contribuinte em ha

Para a área em questão:

$A_{imp} = 100 C_{urb} A_{urb} / A = 100 (0,85 \cdot 25 / 40) = 53,1\%$ . Desta forma:

$V = 2,456 \cdot 2^{0,332} \cdot 53,1 \cdot 40 \cong 6566 m^3$

A diferença em relação ao valor anterior é pequena e deve ser creditada às simplificações diversas das equações. A fórmula simplificada só pode ser usada se a bacia tiver leito impermeável, pois ela incorpora uma saída "congelada" de 27 l/(s.ha) por via superficial, não dando margem à consideração de uma saída por infiltração.

Uma alternativa que poderia ser avaliada, se o leito fosse permeável o suficiente, seria propor uma bacia de detenção e infiltração para reduzir a necessidade de reservação.

Neste caso é preciso considerar a permeabilidade  $K_{sat}$  do solo suporte. Uma avaliação em campo chegou ao valor de 36 mm/h. O fator redutor  $\alpha$  por colmatação pôde ser fixado em  $\alpha = 0,5$ .

Na bacia de detenção/infiltração, o valor de  $q_s$  é dado por:

sendo  $q_s$  avaliado em l/(s.ha) e  $K_{sat}$  dado em mm/h.  $q_s = 27 + 2,78 \alpha K_{sat}$

O cálculo fornece, então:

$q_s = 27 + 2,78 \cdot 0,5 \cdot 36 \cong 27 + 50 = 77 l/(s.ha)$

A primeira equação deste exemplo é a única a poder a ser utilizada nesta situação, assim:

$V = (22,48 \cdot 0,59^{0,5} \cdot 2^{0,129} - 1,21 \cdot 77^{0,5})^2 \cong 68 m^3/ha$

Isto corresponde a pré-dimensionar um volume absoluto de 2.720  $m^3$ , ou seja, para o exemplo apresentado, uma bacia de detenção/infiltração necessitaria pouco mais de 40% do volume avaliado para uma bacia de detenção estanque.

O dispositivo de saída da bacia de detenção pode ser definido conforme Item 6.5.3- Elementos hidráulicos da detenção.

### 5.9.9 Bacia de retenção

A bacia de retenção, a exemplo da bacia de detenção, também tem aplicação em espaços abertos em bairros da cidade ou diretamente junto a cursos d'água urbanos (aplicação na macrodrenagem).

Analogamente à bacia de detenção, no âmbito dos loteamentos, a bacia de retenção visa resolver ou prevenir problemas de geração de escoamento superficial restritos a estes assim como promover uma depuração das águas.

Na macrodrenagem, a função é a mesma mas o objetivo é ampliar o controle das cheias dentro de um planejamento global da bacia hidrográfica. Neste caso, podem exigir estudos de simulação hidráulico-hidrológica mais amplos que no caso de uma bacia de retenção num loteamento.

#### CONDIÇÕES BÁSICAS

Uma bacia de retenção tem sua viabilidade que depende de várias condições:

1. Se não coloca em risco vidas humanas
2. Se há escoamento permanente alimentando a bacia

3. Se possui harmonia urbanística, paisagística e estética
4. Se propicia a criação de um habitat aquático
5. Se não há aporte excessivo de sedimentos e lixo
6. Se não há aporte de esgoto cloacal
7. Se não há perigo de veiculação de doenças hídricas
8. Se há exutório definido (em arroio sempre há)
9. Se o solo do leito mantém sua estrutura na presença de água
10. Se o solo não tem permeabilidade excessiva
11. Se a bacia de retenção não será situada dentro de uma área proibida quanto ao risco de poluição do solo e freático
12. Se não há risco de poluição crônica ou acidental significativa, caso a área não seja proibida

Caso qualquer uma das condições não se verifique, já seria desaconselhável a implantação de uma bacia de retenção. Entretanto medidas adicionais podem viabilizá-la assim mesmo, como é o caso das condições de 1 a 6 (exceto a 2) que podem ser contornadas com medidas ou dispositivos específicos.

Reguladores de saída ou de controle de bacias de retenção poderão ser similares aos elementos hidráulicos de detenção, definidos no Item 6.5.3.

#### PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA BACIA DE RETENÇÃO

Para a função de redução de escoamento, pode ser utilizada a mesma equação sugerida para a bacia de detenção:

$$V = \left( 22,48 \sqrt{C} T^{0,129} - 1,21 \sqrt{q_s} \right)^2 \quad (5.32)$$

onde:

V = volume de acumulação acima do nível d'água mínimo perene, em m<sup>3</sup>/ha

C = coeficiente de escoamento

T = período de retorno em anos

q<sub>s</sub> = vazão de saída em l/s/ha; para a RMC, q<sub>s</sub> = 27,1 l/(s.ha)

O volume por unidade de área de bacia hidrográfica obtido com a equação deve ser multiplicado pela área da bacia contribuinte, para a estimativa do volume absoluto (em m<sup>3</sup>) necessário. Este volume é adicionado ao volume correspondente ao nível d'água mínimo perene projetado para a bacia de retenção.

Para a função de melhoria da qualidade da água, o volume d'água no nível mínimo deve corresponder a 5 ou 10 mm de enxurrada por hectare de superfície impermeável. Isto facilita a decantação de finos e a remoção de poluentes. Em climas temperados tem sido relatada a dificuldade de manutenção do volume d'água permanente se a área contribuinte é menor que quatro hectares ou quando a relação área de drenagem/espelho d'água for menor que 6:1.

#### EXEMPLO DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE UMA BACIA DE RETENÇÃO

O cálculo do volume necessário é equivalente ao cálculo executado para a bacia de detenção. Portanto, o leitor deve consultar o exemplo desta última.

Para as bacias de retenção, a exemplo do que foi indicado para as bacias de detenção, também é possível considerar as variantes com leito impermeável ou saturado, e com o leito permitindo infiltração.

### 5.9.10 Bacia subterrânea

A bacia subterrânea é geralmente uma bacia enterrada estanque em relação ao solo, cujo volume é mantido vazio para amortecer o escoamento pluvial para ela direcionada.

#### CONDIÇÕES BÁSICAS

As condições gerais de viabilidade devem verificar :

1. Se há um exutório que possa esgotá-la completamente
2. Se o subsolo suporta o peso da estrutura e da água retida
3. Se há espaço para sua implantação
4. Se não há aporte excessivo de sedimentos e lixo
5. Se não há aporte de esgoto cloacal
6. Se não há interferência com outras redes enterradas de infra-estrutura urbana
7. Se não propicia veiculação de doenças hídricas

#### PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA BACIA SUBTERRÂNEA

A bacia subterrânea, que tem a finalidade de controle quantitativo, pode ser pré-dimensionada com a mesma equação sugerida para as bacias de detenção e retenção:

$$V = \left( 22,48 \sqrt{C} T^{0,129} - 1,21 \sqrt{q_s} \right)^2 \quad (5.33)$$

onde:

V = volume de acumulação , em m<sup>3</sup>/ha

C = coeficiente de escoamento da bacia contribuinte conforme tabela 5.14

T = período de retorno em anos

q<sub>s</sub> = vazão de saída em l/s/ha; para a RMC, q<sub>s</sub> = 27,1 l/(s.ha)

O volume por unidade de área de bacia hidrográfica obtido com a equação deve ser multiplicado pela área da bacia contribuinte para estimativa do volume absoluto (em m<sup>3</sup>) necessário.

Outra forma de calcular é usar a forma simplificada abaixo, que já embute o limite de 27 l/s/ha:

$$V = 2,456 T^{0,332} A_{imp} A$$

V = volume do reservatório em m<sup>3</sup>

T = período de retorno em anos

A<sub>imp</sub> = percentagem de área impermeável da área contribuinte (entre 0 e 100)

A = área contribuinte em ha

### 5.9.11 Condutos de armazenamento

Esta medida de controle consiste em condutos adicionais ou condutos e poços de visita com dimensões maiores que as necessárias para o simples transporte. O volume adicional é usado para amortecer o escoamento transportado, reduzindo os picos das vazões conduzidas.

#### PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE CONDUTOS DE ARMAZENAMENTO

Os volumes adicionais podem ser estimados com a seguinte fórmula, obtida a partir da equação para cálculo do volume específico de pré-desenvolvimento, cuja dedução é apresentada no Anexo A:



$$V = 2,456T^{0,332}A_{imp}A \quad (5.34)$$

onde:

V = volume adicional de conduto para armazenamento em m<sup>3</sup>

T = período de retorno em anos

A<sub>imp</sub> = percentagem de área impermeável da área contribuinte (entre 0 e 100)

A = área contribuinte ao conduto, em ha

### 5.9.12 Faixa gramada

As faixas gramadas (*grass filter strips*) são dimensionadas para infiltrar um escoamento laminar e com isso contribuir para sua despoluição e retenção de finos, além de reduzir quantitativamente o escoamento pluvial.

As dimensões de uma pequena faixa gramada dependem da eficiência de retenção desejada de finos e da declividade (Mecklenburg, 1996). Para uma declividade de 2% ela deveria ter uma largura de 10 m para promover uma remoção de finos de 75%.

A capacidade de infiltração pode ser avaliada através de ensaios de infiltração em estudos experimentais. Uma faixa gramada deve ser o mais plana possível para evitar escoamentos concentrados que prejudiquem sua função de escoamento laminar. No mesmo sentido, a grama deve ser densa para evitar erosão e o agravamento dos efeitos de eventuais escoamentos concentrados. Em locais com grande energia cinética das chuvas (grandes intensidades) deve haver uma atenção redobrada devido a maior potencial erosivo.

De modo geral, uma faixa gramada estará sujeita às mesmas restrições de aplicação da vala de infiltração.

#### OBSERVAÇÃO IMPORTANTE:

Consulte outros exemplos de pré-dimensionamento de medidas de controle de infiltração no arquivo Obras\_Microdrenagem.xls, incluso no CD do Manual de Drenagem Urbana. Este conjunto de planilhas foi criado, seguindo os conceitos deste Manual, com o intuito de auxiliar os técnicos das prefeituras responsáveis por aprovação de novos empreendimentos, na tomada de decisões aplicáveis aos problemas relativos à drenagem.

## 5.10 APLICAÇÃO DAS MCS A LOTES, LOTEAMENTOS E MACRODRENAGEM

### 5.10.1 Medidas de redução e retenção no lote (controle distribuído ou na fonte)

As MC por excelência para os lotes são:

- microrreservatório
- telhado reservatório
- faixas gramadas

Os microrreservatórios podem assumir diversas formas, e alguns exemplos podem ser:

1. áreas com camada de base porosa
2. reservatório enterrado vazio com fundo estanque
3. reservatório enterrado vazio com fundo permeável
4. reservatório sobre o solo vazio com fundo estanque
5. reservatório sobre o solo vazio com fundo permeável

6. reservatório enterrado poroso com fundo estanque
7. reservatório enterrado poroso com fundo permeável
8. cisterna
9. pavimento poroso na calçada
10. pavimento poroso no estacionamento
11. trincheiras de infiltração

O telhado reservatório pode assumir as seguintes formas:

1. Telhado reservatório plano
2. Telhado reservatório plano preenchido com cascalho
3. Telhado reservatório plano preenchido com jardim
4. Telhado inclinado com 'barragens'
5. Telhado com reservatório pendurado

As áreas alvo são terrenos de casas, edifícios, escolas, pequenas praças e áreas de estacionamento residencial e comercial.

### 5.10.2 Medidas de redução e retenção no loteamento

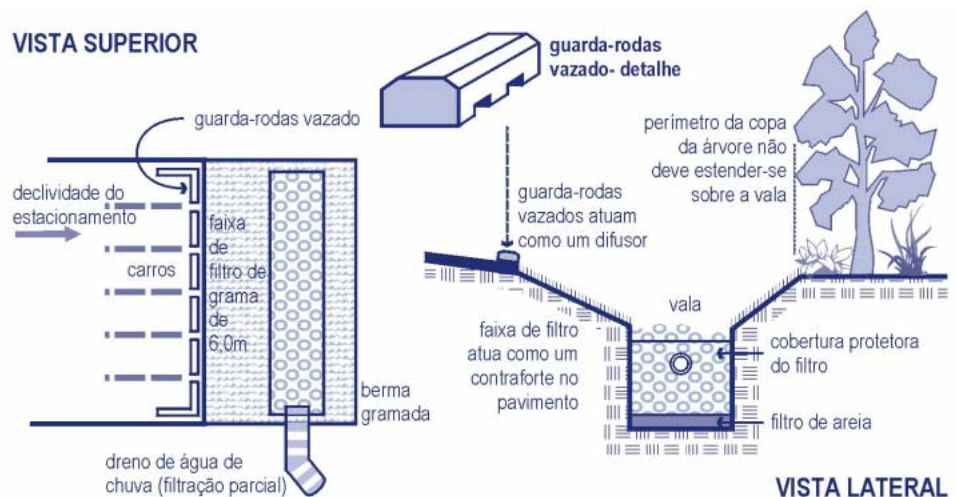
As MCs para loteamentos, em síntese, aproveitam espaços e equipamentos de uso comum para sua implantação. Ruas, estacionamentos, parques e praças são elementos arquitetônicos típicos para integração do controle pluvial com urbanismo.

A seguir lista-se uma série destes elementos e as MC indicadas.

#### ESTACIONAMENTO PARA VEÍCULOS LEVES

1. Pavimentos porosos
2. Trincheira de infiltração (Fig. 5.19)
3. Vala de infiltração
4. Poço de infiltração
5. Bacia de detenção
6. Bacia de retenção
7. Bacia subterrânea
8. Conduitos de armazenamento
9. Faixas gramadas

**Figura 5.19–**  
Estacionamento com  
trincheira de infiltração  
(Schueler, 1987)



### ESTACIONAMENTO DE VEÍCULOS PESADOS

O esforço de tração elevado sobre pavimentos, o maior risco de poluição por infiltração no solo, e o carreamento maior de finos limitam um pouco a escolha das MCs para estacionamento de caminhões. Sob a condição de terem dispositivos de retenção de sedimentos e poluição difusa, as MCs indicadas são:

1. Pavimentos porosos com revestimento impermeável e exutório na rede pluvial
2. Trincheira de retenção (saída não infiltra no solo e vai para um exutório)
3. Poço de infiltração
4. Bacia de detenção
5. Bacia subterrânea
6. Conduitos de armazenamento

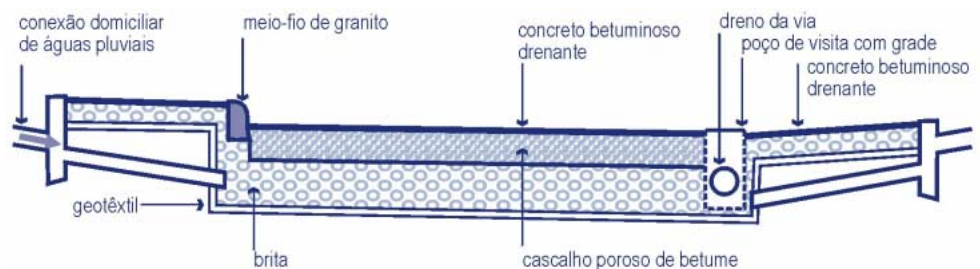
### RUAS E VIAS COM TRÁFEGO LEVE

A condução dos volumes precipitados em ruas e vias urbanas com tráfego leve pode ser feito no próprio pavimento, em dispositivos lineares ao longo dos canteiros centrais e acostamentos ou destinando os excessos pluviais para contenção em lugares específicos. Isto permite listar as seguintes MCs:

1. Pavimentos porosos
2. Trincheira de infiltração em acostamentos, calçadas e canteiros
3. Vala de infiltração em acostamentos e canteiros
4. Poço de infiltração em acostamentos, calçadas e canteiros
5. Bacia de detenção em local próximo
6. Bacia subterrânea em local próximo
7. Conduitos de armazenamento
8. Faixas gramadas em acostamentos, calçadas e canteiros

Na Figura 5.20, um exemplo de pavimento poroso em via de tráfego leve.

**Figura 5.20–**  
Exemplo de pavimento poroso em via de tráfego leve (Azzout et al, 1994)



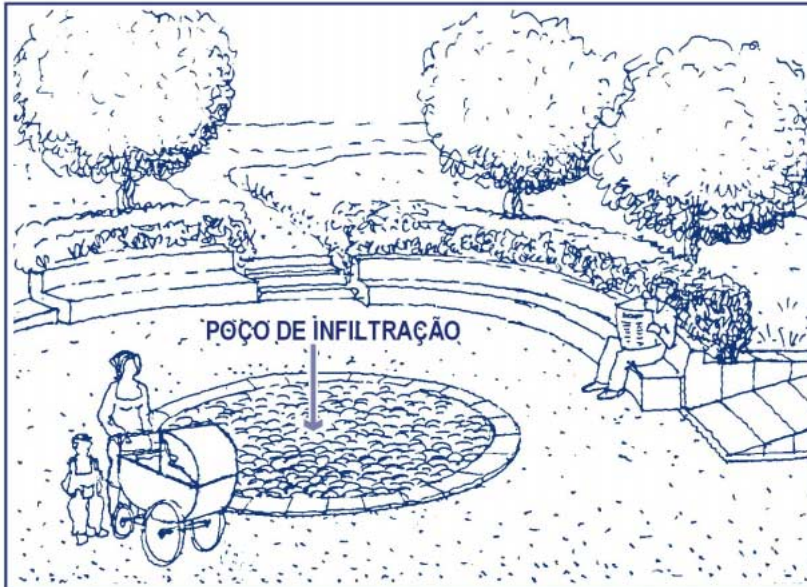
### VIAS COM TRÁFEGO INTENSO

O tráfego intenso gera muita poluição difusa e carreamento de finos e por isso não são indicadas MCs que permitem infiltração no solo e reservatórios porosos. Algumas MCs desse tipo, entretanto, podem ser usadas se tiverem dispositivos de retenção de sedimentos e poluição difusa:

1. Vala de retenção
2. Poço de infiltração
3. Bacia de detenção
4. Bacia subterrânea
5. Conduitos de armazenamento

### PRAÇAS E CAMINHOS DE PEDESTRES

As praças, incluindo os caminhos de pedestres, são locais por excelência para aplicação de praticamente todas as MCs, podendo estas funcionarem como um forte estímulo à valorização do espaço pelo arquiteto urbano. A composição das MCs abaixo é praticamente inumerável no exercício da criatividade:



1. Pavimentos porosos
2. Trincheira de infiltração
3. Vala de infiltração
4. Poço de infiltração (Fig. 5.21)
5. Bacia de retenção
6. Bacia de retenção
7. Bacia subterrânea
8. Conduitos de armazenamento
9. Faixas gramadas

**Figura 5.21–**  
Poço de infiltração  
em uma praça  
(Azzout et al., 1994)

### PARQUES E ÁREAS ESPORTIVAS EM TERRENO NATURAL

Os parques e áreas esportivas em terrenos naturais geralmente não modificam ou promovem a impermeabilização da superfície do terreno. Assim as MCs indicadas são aquelas que se adaptam à conformação e condição física do terreno natural para o controle pluvial. As mais indicadas são:

1. Vala de infiltração
2. Bacia de retenção
3. Bacia de retenção
4. Faixas gramadas

### ÁREAS DE LAZER OU ESPORTIVAS CONSTRUÍDAS

Em áreas de lazer ou esportivas construídas, além das MCs para lotes e edificações, há a necessidade de MCs para gestão pluvial das quadras de esporte. Praticamente todo o elenco de MCs pode ser utilizado.

1. Pavimentos porosos
2. Trincheira de infiltração
3. Vala de infiltração
4. Poço de infiltração
5. Bacia de retenção
6. Bacia de retenção
7. Bacia subterrânea
8. Conduitos de armazenamento
9. Faixas gramadas

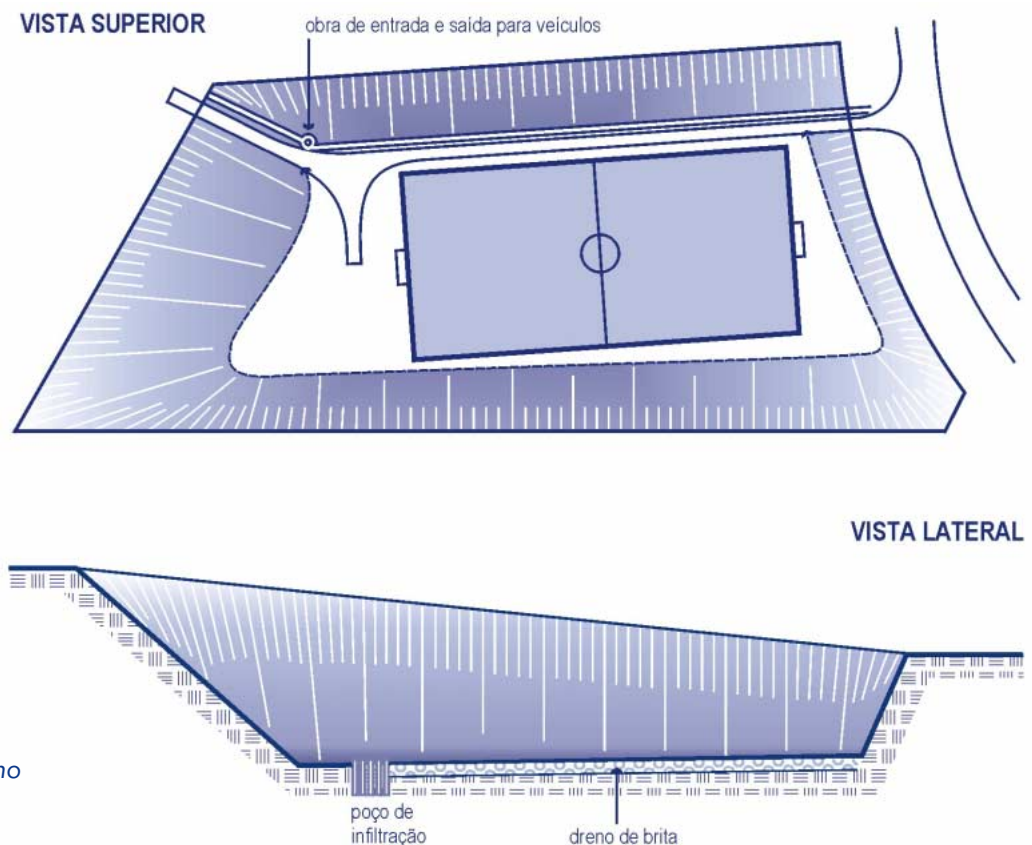


Figura 5.22–  
Campo de futebol como  
bacia de infiltração  
(STU, 1993)

### 5.10.3 Medidas de redução e retenção na macrodrenagem

Há basicamente dois tipos de ações:

- a. reservatórios para laminação de cheias nos rios ainda a céu aberto
- b. zoneamento ou reserva de espaços disponíveis nas margens para encaixe natural das cheias

Assim a lista de MCs reduz-se a:

1. Bacia de detenção
2. Bacia de retenção
3. Faixas gramadas
4. Faixas arborizadas

As bacias de detenção e retenção na macrodrenagem normalmente exigem construção de barragens de terra ou concreto, com maior responsabilidade técnica, pelo risco envolvido. Quanto às bacias de retenção, pode haver a possibilidade de aproveitamento de um lago natural.

As faixas gramadas assumem, como MC de macrodrenagem, o papel de zona reservada e certamente contendo arborização. O termo parque linear é o termo apropriado para este tipo de MC.

## 5.11 ESTRUTURAS AUXILIARES DE RETENÇÃO DE LIXO E SEDIMENTOS

### 5.11.1 Retenção de lixo

São estruturas de grande interesse para os países em desenvolvimento onde a realidade da coleta e destino do lixo é precária. A quantidade de lixo nas ruas oferece oportunidade para que uma significativa parcela seja carregada pelas chuvas para o sistema de drenagem e arroios. Nos trópicos úmidos, a situação com respeito ao lixo nestas condições agrava-se devido à alta capacidade de transporte associada às altas intensidades de precipitação e a frequência de dias chuvosos. A situação é mais grave na periferia das cidades, onde os equipamentos urbanos e serviços municipais são mais precários e a população vê com naturalidade o lançamento de lixo nos cursos d'água urbanos.

Entretanto, mesmo onde há um sistema de drenagem implantado, é comum considerar nestas cidades as sarjetas, bocas-de-lobo e condutos pluviais enterrados como locais de depósito e "escoamento" de lixo. Em conseqüência, grandes volumes de lixo, quando não bloqueiam completamente a drenagem formal, atingem os rios e outros corpos receptores dos escoamentos pluviais.

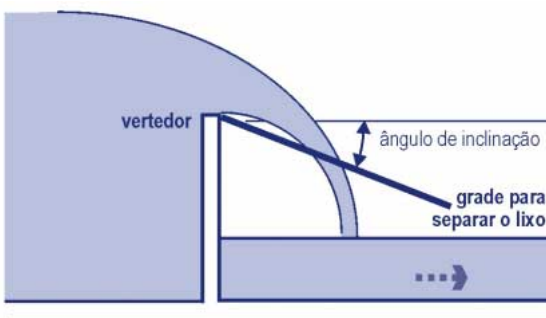
Armitage e Rooseboom (1998) abordaram este problema e analisaram o desempenho de algumas estruturas de remoção de lixo em canais e arroios urbanos. São estruturas práticas, no sentido em que enfrentam o problema na conseqüência, dada a dificuldade e complexidade de se fazer o "controle na fonte" em curto prazo.

Mesmo com a captura física do lixo sólido, tais estruturas não retêm a poluição diluída, como o caso de esgotos sanitários contaminando o esgoto pluvial.

As estruturas de captura de lixo podem ser classificadas em (Armitage e Rooseboom, 1998):

- **Grelhas de penetração parcial**– fazem o uso de grelhas com inclinação positiva no sentido do fluxo, sem atingir o fundo do canal. A parte superior do escoamento passa, portanto, pela grelha e a parte inferior desloca-se sem obstáculos. Geralmente associada com um vertedor a jusante, esta estrutura mostrou-se relativamente eficiente, se a razão entre a altura do vão livre da base da grelha ao fundo pela altura do vertedor é de 0,5. A inclinação eficiente da grade é de 1:5 (vertical:horizontal). Vórtices causados pelo vertedor de jusante podem, entretanto, deteriorar a eficiência de captura de lixo pela grelha.
- **Grelhas auto-limpantes**– são estruturas capazes de reter lixo até uma capacidade máxima sem bloquear o fluxo d'água, mesmo após esta capacidade ter sido atingida. Diversos arranjos são possíveis, mas um que se mostrou particularmente eficiente em estudos de laboratório combina um vertedor com uma grelha a jusante inclinada para baixo (Figura 5.23). O ângulo de inclinação é um importante parâmetro de projeto, assim como o espaçamento e a forma da seção das barras da grelha.

**Figura 5.23**–  
Grelha auto-limpante  
(Armitage e Rooseboom,  
1998)



Ângulos reduzidos promovem acúmulo ilimitado de lixo sobre a grelha, podendo levar ao bloqueio do escoamento, e ângulos excessivos propiciam o escorregamento do lixo pela grelha, deixando de ser funcional. Com um dimensionamento no ângulo ideal o escoamento do vertedor promove deslocamentos controlados no lixo acumulado sobre a grelha, abrindo espaço para a passagem do fluxo d'água. Quando a grelha atinge sua capacidade máxima, a quantidade de lixo que escorra para fora da grelha (daí o nome auto-limpante) é compensado por uma mesma taxa de deposição sobre a grelha.

A revisão apresentada por Armitage e Rooseboom (1998) mostra que as estruturas para remoção de detritos estão ainda em um nível experimental mas importantes etapas já foram percorridas, devendo a pesquisa ser estimulada, inclusive com a implantação de protótipos, para demonstrar a viabilidade de tais estruturas.

**5.11.2 Retenção de sedimentos**

Pode ser realizada basicamente com bacias de retenção de sedimentos. A magnitude pode ser grande (*sediment basin*) ou pequena (*sediment trap, pond*).

Figura 5.24–  
Sediment basin  
(Mecklenberg, 1996)

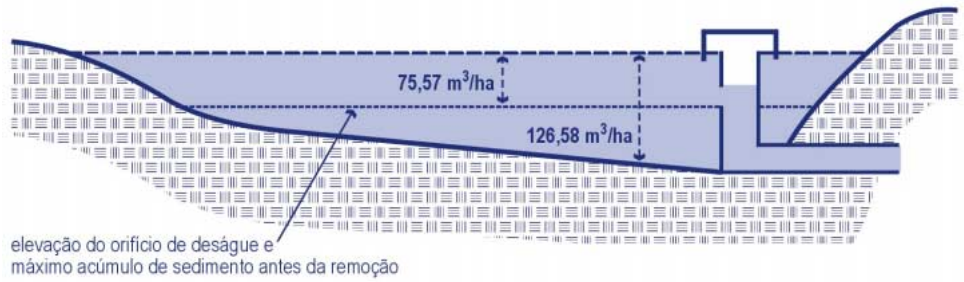
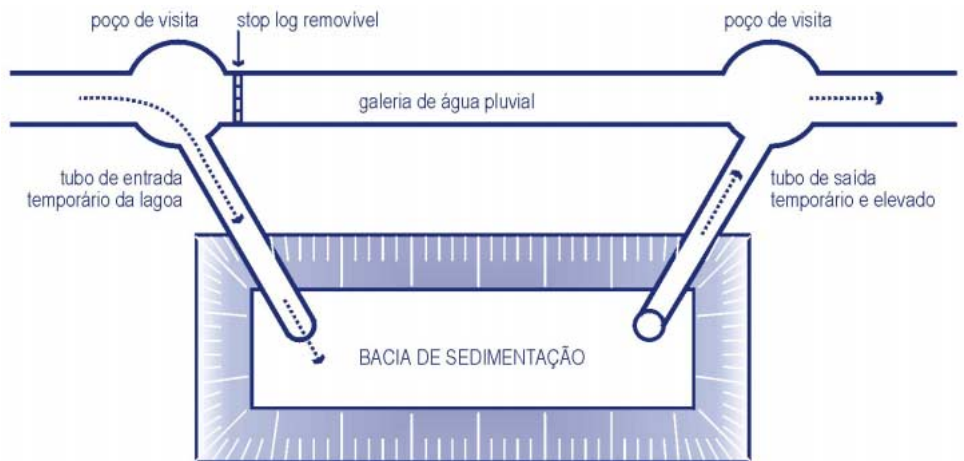


Figura 5.25–  
Sediment pond  
(Mecklenberg, 1996)



## 6. PROJETOS DE REDES PLUVIAIS DE MICRODRENAGEM

Neste capítulo serão apresentados os procedimentos utilizados em projetos de redes de microdrenagem urbana, definida como sistema de condutos pluviais em áreas com até 4 km<sup>2</sup>, juntamente com o controle da vazão em reservatórios de retenção ou retenção.

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

- subdivisão da área e traçado
- identificação de áreas controladas e não-controladas por MCs (controle na fonte) do tipo das apresentadas no Capítulo 5
- determinação das vazões que afluem à rede de condutos
- dimensionamento da rede de condutos
- dimensionamento das medidas de controle

A seguir, este capítulo tratará, inicialmente, dos elementos físicos do projeto, das definições e dos procedimentos para cálculo da vazão através do Método Racional, do dimensionamento hidráulico da rede e da(s) retenção(ões) do sistema de drenagem.

### 6.1 DADOS NECESSÁRIOS

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

**Mapas:** Os principais mapas necessários aos estudos são os seguintes:

- Mapa de situação da localização da área dentro do município.
- Planta geral da bacia contribuinte: escalas 1:5.000 ou 1:10.000, juntamente com a localização da área de drenagem. 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 de drenagem.

**Urbanização:** seleção dos seguintes elementos relativos à urbanização da bacia contribuinte, nas situações atual e previstas no plano diretor, abrangendo:

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

**Dados relativos ao curso de água receptor,** abrangendo:

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

Adicionalmente, em função da configuração a ser definida será necessário o levantamento de áreas específicas para retenção do escoamento.



## 6.2 CONFIGURAÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM

A concepção do sistema é a fase mais importante do projeto, pois definirá as linhas básicas do traçado das redes, localização dos poços de visita e bocas-de-lobo, e pontos de lançamento no sistema de drenagem. A primeira atividade será o lançamento da rede básica principal sobre o arruamento da área, utilizando os elementos topográficos disponíveis e a rede de drenagem existente.

Para estudar a configuração da drenagem é necessário realizar um processo interativo com o projetista do arranjo urbanístico da área, principalmente para que se obtenha um melhor aproveitamento das áreas de retenção ou retenção, de acordo com a filosofia de projeto da área. O sistema de galerias deve ser planejado de forma integrada, proporcionando a todas as áreas, condições adequadas de drenagem.

É fundamental que a configuração do sistema de drenagem leve em consideração a possibilidade de implantação das obras em etapas, de modo a atender prioritariamente as áreas já definidas, ou de maneira preventiva, áreas a serem edificadas.

### 6.2.1 Critérios para o traçado da rede pluvial

A rede coletora deverá 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.
- As áreas controladas por MCs (controle na fonte) deverão ser claramente identificadas.
- Os trechos em que o escoamento se dê apenas pelas sarjetas deverão ficar identificados por meio de setas.
- O posicionamento das galerias pluviais será feito sempre que possível no eixo das vias públicas, analisando-se a sua locação a partir das interferências já existentes com outras canalizações de serviços públicos. O recobrimento mínimo deverá ser de 1,00 m.
- 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 via pública será estabelecida, economicamente, em função da sua largura e condições de pavimentação.
- O amortecimento do escoamento será realizado nas áreas baixas junto à drenagem principal. Deve-se procurar localizar a área de amortecimento junto à saída do sistema projetado.
- Preferencialmente, os sistemas de detenções deverão estar integrados de forma paisagística na área. Neste caso, poderá ser necessário utilizar detenções ou retenções internas ao parcelamento na forma de lagos permanentes ou secos integrados ao uso previsto para a área.
- O projeto deverá estabelecer a área máxima impermeável de cada lote do parcelamento, além das áreas comuns.
- No caso de rede sob o passeio, será localizada se possível a 1/3 da largura do passeio, a contar da guia ou meio-fio.

As posições das redes podem ser visualizadas na figura 6.1, a seguir.

No caso de galerias circulares, conduzindo as águas pluviais para canais principais ou cursos d'água receptores, as redes deverão contar com diâmetro mínimo de 0,40 m. No desenvolvimento do projeto, deverão ser adotados diâmetros comerciais correntes usualmente iguais a: 0,40; 0,50; 0,60; 0,80; 1,00; 1,20; 1,50; 1,80 e 2,00 m.

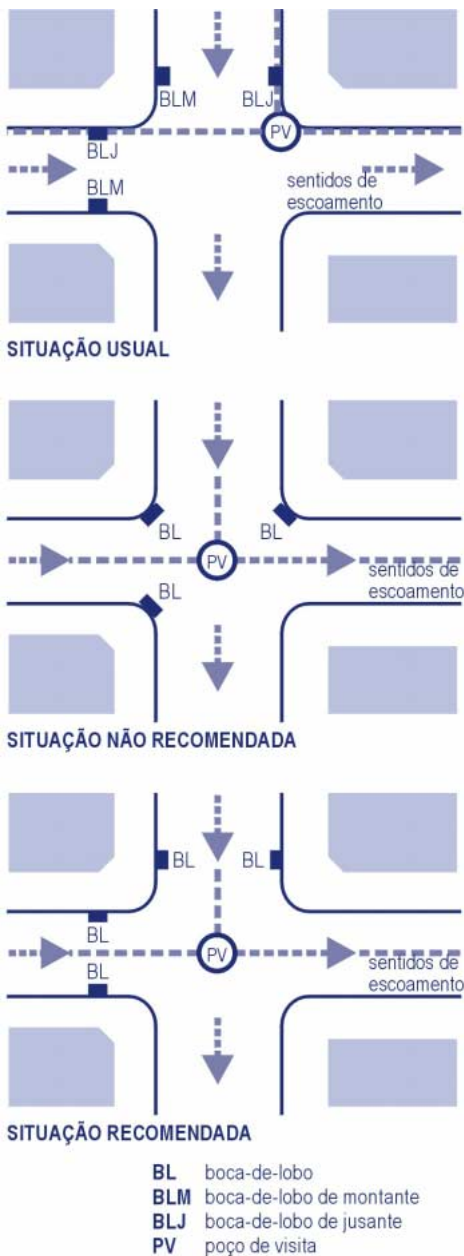


Figura 6.1–  
Traçado de Rede Pluvial

Os critérios principais de projeto são os seguintes:

- As galerias pluviais serão projetadas para funcionamento a seção plena com a vazão de projeto. A velocidade máxima admissível será determinada em função do material a ser empregado na rede. Para tubo de concreto, a velocidade máxima admissível será de 5,0 m/s e a mínima de 0,75 m/s.
- Nos casos onde a declividade do terreno for muito grande, pode-se admitir velocidades de até 7 m/s, desde que sejam verificadas as alturas de carga nos poços de queda. Esta verificação deverá ser feita da seguinte maneira:

$$Q = CdA \sqrt{2gH}$$

sendo: Q = vazão em m<sup>3</sup>/s; Cd= coeficiente ~0,67 a 0,70; A = área de saída; e H = altura da lâmina (a partir do centro da seção)

- O recobrimento mínimo da rede deverá ser de 1,00 m, quando forem empregadas tubulações sem estrutura especial. Quando, por condições topográficas, forem utilizados recobrimentos menores, as canalizações deverão ser projetadas do ponto de vista estrutural.
- Nas mudanças de diâmetro, os tubos deverão ser alinhados pela geratriz superior, como indicado na figura 6.2.

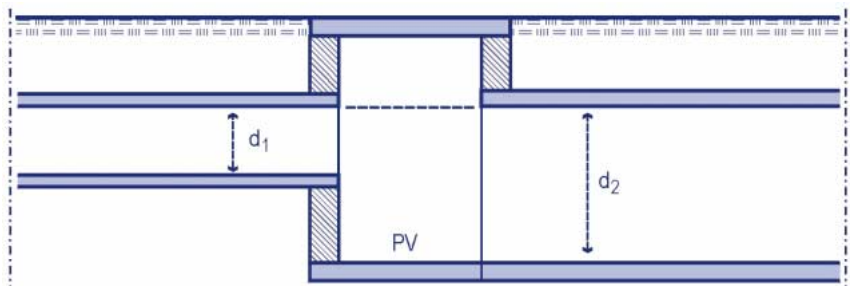


Figura 6.2-  
Alinhamento dos condutos

### 6.2.2 Componentes da rede hidráulica

**Bocas-de-Lobo:** devem captar e conduzir as vazões superficiais para as galerias. Nos pontos mais baixos do sistema viário, deverão ser colocadas com vistas a se evitar a criação de zonas mortas com alagamentos e águas paradas.

A localização das bocas-de-lobo deve considerar as seguintes recomendações:

- Em ambos os lados da rua, quando a saturação da sarjeta assim o exigir ou quando forem ultrapassadas as suas capacidades de engolimento.
- Nos pontos baixos da quadra, a montante das esquinas.
- As canalizações de ligação entre bocas-de-lobo e destas aos poços de visita deverão ter diâmetro de 0,40 m e declividade mínima de 15 %. Quando não existir possibilidade dessas ligações serem feitas diretamente, as bocas-de-lobo deverão ser ligadas em caixas de ligações acopladas ao coletor.
- Recomenda-se adotar um espaçamento máximo de 60 m entre as bocas-de-lobo, caso não seja analisada a capacidade de escoamento da sarjeta, visando evitar o escoamento superficial em longas extensões das ruas.
- 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:
  - os pedestres, para cruzarem uma rua, teriam que saltar a torrente num trecho de máxima vazão superficial
  - 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

A capacidade de engolimento da boca-de-lobo é função da inclinação longitudinal da rua, da forma da seção transversal da depressão junto à captação, das aberturas tanto laterais como verticais, da existência de defletores, etc.

A verificação da vazão de projeto com a capacidade de engolimento, poderá ser determinada através de ábacos, fornecidos por laboratórios de pesquisa, como os apresentados pela John Hopkins University. É conveniente considerar um excesso a ser transferido para a boca-de-lobo seguinte, da ordem de até 30 % da vazão de captação, condição admitida como adequada.

**Poços de Visita:** objetivam o acesso e inspeção às canalizações, de modo a mantê-las em bom estado de funcionamento. A locação dessas instalações deve considerar as seguintes recomendações:

- Pontos de mudanças de direção, cruzamento de ruas (reunião de vários coletores), mudanças de declividade, junções de galerias e mudança de diâmetro.
- O espaçamento máximo recomendado para os poços de visita é apresentado na tabela 6.1. 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.
- Trechos longos, de maneira que a distância entre dois poços de visita consecutivos fique no máximo em torno de 120 m, para facilitar a limpeza e inspeção das galerias.

Esses poços podem ser aproveitados como caixas de recepção das águas das bocas-de-lobo, suportando no máximo quatro junções. Para maior número de ligações ou quando duas conexões tiverem que ser feitas numa mesma parede, deve-se adotar uma caixa de coleta não visitável para receber estas conexões (caixa de ligação).

A fim de evitar velocidades excessivas nas galerias, onde a declividade do terreno é muito alta, devem ser previstos poços de queda.

**Tabela 6.1- ESPAÇAMENTO DOS POÇOS DE VISITA (DAEE/CETESB, 1980)**

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

**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 6.3, são apresentados exemplos de localização de caixa de ligação.

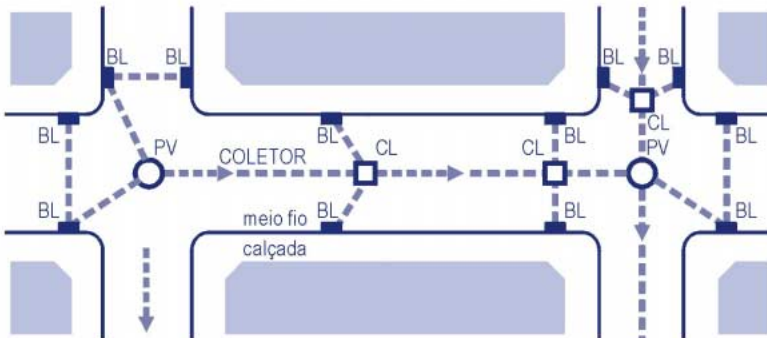


Figura 6.3- Localização da caixa de ligação

### 6.2.3 Controle da vazão por amortecimento - Reservatórios

A medida de controle de escoamento na microdrenagem tradicionalmente utilizada consiste em drenar a área desenvolvida através de condutos pluviais até um coletor principal ou riacho urbano.

A impermeabilização e o sistema de canalizações pluviais produzem aumento na vazão máxima e no escoamento superficial. Para que esse acréscimo de vazão máxima não seja transferido a jusante, ou pelo menos minimizado, utiliza-se o amortecimento do volume gerado, através de dispositivos como tanques, lagos e pequenos reservatórios abertos ou enterrados, entre outros. Essas medidas são denominadas de controle a jusante (*downstream control*).

O objetivo das medidas de controle a jusante é minimizar o impacto hidrológico da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia hidrográfica.

Esse controle tem as seguintes vantagens e desvantagens (Urbanas e Stahre, 1993):

- vantagens: custos reduzidos, se comparados a um grande número de controles distribuídos e custo menor de operação e manutenção
- desvantagens: dificuldade de achar locais adequados, custo de aquisição da área e necessidade de reservatórios de grande porte, que geralmente enfrentam oposição por parte da população do entorno

É importante ressaltar que, embora este item trate principalmente de reservatórios, outras MCs também podem ser utilizadas para amortecimento do volume gerado em loteamentos, como apresentado no Capítulo 5 (item 5.8.2).

#### CARACTERÍSTICAS E FUNÇÕES DOS RESERVATÓRIOS

Os reservatórios de detenção são utilizados de acordo com o objetivo do controle desejado. ASCE (1985) menciona que as instalações de detenção desse tipo que tiveram maior sucesso foram as que se integraram a outros usos, como a recreação, já que a comunidade, no seu cotidiano, usa esse espaço de recreação. Portanto, é desejável que o projeto desse sistema esteja integrado ao planejamento do uso da área.

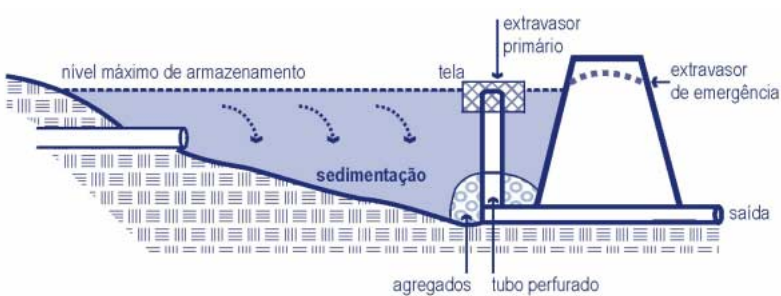
Esses dispositivos podem ser utilizados para:

- **Controle da vazão máxima:** Este é o caso típico de controle dos efeitos de inundação sobre áreas urbanas. O reservatório é utilizado para amortecer o pico a jusante, reduzindo a seção hidráulica dos condutos e mantendo as condições de vazão pré-existente na área desenvolvida.

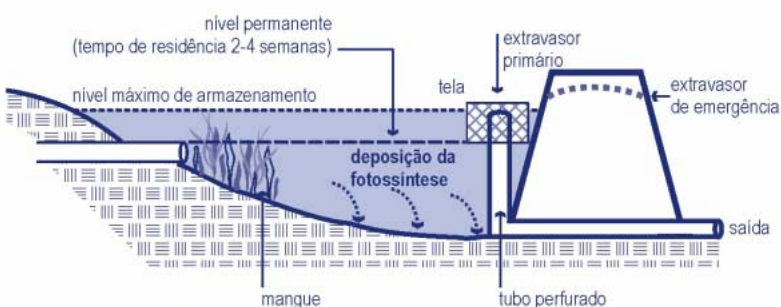
- **Controle do volume:** normalmente, esse tipo de controle é utilizado quando o escoamento de esgoto sanitário e pluvial são transportados por condutos combinados ou quando o sistema de drenagem recebe a água de uma área sujeita a contaminação. Como a capacidade de uma estação de tratamento é limitada, é necessário armazenar o volume para que possa ser tratado. O reservatório também é utilizado para a deposição de sedimentos e depuração da qualidade da água, mantendo seu volume por mais tempo dentro do reservatório. O *tempo de detenção*, que é a diferença entre o centro de gravidade do hidrograma de entrada e o de saída, é um dos indicadores utilizados para avaliar a capacidade de depuração do reservatório.
- **Controle de material sólido:** quando a quantidade de sedimentos produzida é significativa, esse tipo de dispositivo pode reter parte dos sedimentos para que sejam retirados do sistema de drenagem.

Estes reservatórios podem ser dimensionados para manterem uma lâmina permanente de água (*retenção*), ou secarem após o seu uso durante uma chuva intensa, para serem utilizados em outras finalidades (*detenção*). A vantagem da manutenção da lâmina de água e do conseqüente volume morto é que não haverá crescimento de vegetação indesejável no fundo, sendo o reservatório mais eficiente para controle da qualidade da água. O seu uso integrado, junto a parques, pode permitir um bom ambiente recreacional e ainda ser utilizado para outras finalidades.

Uma prática comum consiste em dimensionar uma área com lâmina de água para escoar uma cheia freqüente, como a de dois anos, e planejar a área de extravasamento com paisagismo e campos de esporte para as cheias acima da cota referente ao risco mencionado. Quando a mesma ocorrer, será necessário realizar apenas a limpeza da área atingida, sem maiores danos a montante ou a jusante.



a. RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO



b. RESERVATÓRIO DE RETENÇÃO

Figura 6.4- Reservatórios para controle de material sólido (Maidment, 1993)

Na figura 6.4, são apresentados, de forma esquemática, o reservatório mantido seco (*detenção*), o reservatório com lâmina de água e de múltiplo uso (*retenção*). Os reservatórios ou bacias de detenção mantidas secas são os mais utilizados nos Estados Unidos, Canadá e Austrália. São projetados principalmente para controle da vazão, com esvaziamento de até seis horas e com pouco efeito sobre a remoção de poluentes. Aumentando-se a detenção para 24 a 60 h, poderá haver melhora na remoção de poluentes (Urbanos e Roesner, 1994). Esse tipo de dispositivo retém uma parte importante do material sólido.

Os reservatórios de retenção com lâmina de água permanente são mais eficientes no controle de poluentes. Nos reservatórios que se mantêm secos, mas que estão ligados diretamente à drenagem, existe uma seção menor para o escoamento durante as estiagens.

Este tipo de reservatório pode ter um fundo natural, escavado ou de concreto. Os reservatórios em concreto são mais caros, mas permitem paredes verticais, com aumento de volume. Isso é útil onde o espaço tem um custo alto.

**Localização:** Conforme já mencionado, os reservatórios podem ser abertos ou enterrados, de acordo com as condições para sua localização. Em locais onde o espaço seja reduzido ou que seja necessário manter-se uma superfície superior integrada com outros usos, pode-se utilizar reservatórios subterrâneos; no entanto, o custo desse tipo de solução é superior ao dos reservatórios abertos. Outras MCs também podem ser utilizadas (item 5.8.2).

Quando a drenagem utiliza a folga de volume do sistema para amortecimento, ele é chamado de *on-line*. No caso em que o escoamento é transferido para a área de amortecimento, após atingir uma certa vazão, o sistema é denominado *off-line*.

A localização depende dos seguintes fatores:

- Em áreas muito urbanizadas, a localização depende da disponibilidade de espaço e da capacidade de interferir no amortecimento. Se existe espaço somente a montante, que drena pouco volume, o efeito será reduzido.
- Em áreas a serem desenvolvidas, deve-se procurar localizar o reservatório nas partes de pouco valor, aproveitando as depressões naturais ou parques existentes. Um bom indicador para a localização são as áreas naturais que formam pequenos lagos antes do seu desenvolvimento.

## 6.3 DETERMINAÇÃO DA VAZÃO: MÉTODO RACIONAL

### 6.3.1 Equacionamento

Conforme apresentado no Capítulo 4, o método racional será utilizado para as porções de área do empreendimento que não são controladas por MCs (controle na fonte). Para MCs compostas por dispositivos de infiltração, a área controlada terá contribuição nula para a rede de drenagem.

No caso de MCs compostas por dispositivos de armazenamento, será adotada uma vazão específica de 27 l/(s.ha), que deverá ser adicionada nos pontos devidos, conforme a configuração do sistema.

### 6.3.2 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:

$$tc(i) = tc(i-1) + tp(i) \quad (6.1)$$

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 detalhadamente.

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  $tc(i-1)$ . Neste caso, utiliza-se o maior  $tc$  das bacias afluentes de montante.

Os trechos em condutos ou rios são calculados pela equação de Manning para movimento uniforme:

$$v = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (6.2)$$

**Tabela 6.2- ALGUNS VALORES DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DE MANNING**

Características	n
Canais retilíneos com grama de até 15 cm de altura	0,30 - 0,40
Canais retilíneos com capins de até 30 cm de altura	0,30 - 0,060
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

onde:  
 v = velocidade média de escoamento, obtida em m/s  
 R = raio hidráulico, expresso por  $R = A/P$   
 A = área da seção de escoamento, em m<sup>2</sup>  
 P = perímetro, em m  
 S = declividade em m/m  
 n = coeficiente de rugosidade de Manning obtido com base em tabelas (veja tabela 6.2)

O tempo de concentração é o maior tempo de deslocamento do escoamento de uma bacia, sendo obtido pelo somatório dos tempos de cada trecho na equação:

$$t_c = \frac{1}{60} \sum_i^m \frac{L_i}{v_i} \quad (6.3)$$

onde  $t_c$  é o tempo de concentração da bacia em minutos;  $L_i$  é o comprimento do trecho i e  $v_i$  a velocidade do trecho i, obtida por uma das equações anteriores e m o número de sub-trechos. 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.

## 6.4 DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DA REDE DE CONDUTOS

### 6.4.1 Capacidade de condução hidráulica de ruas e sarjetas

As águas, ao cáirem 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
- a água escoando somente pelas sarjetas

**Figura 6.5-**  
Seção da sarjeta



Para a primeira hipótese, admitem-se a declividade da rua (seção transversal) de 3% (figura 6.5) 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:

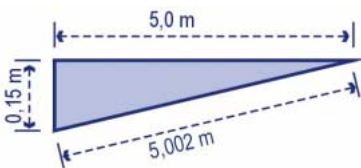
$$Q = \frac{AR^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (6.4)$$

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 6.3.

**Exemplo 6.1:** 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 (figura 6.6) e fica  $A = (0,15 \times 5,0) / 2 = 0,375 \text{ m}^2$



**Figura 6.6-**  
Área simplificada da seção para exemplo 6.1

O perímetro é obtido pela altura no meio fio 0,15, somado da hipotenusa do triângulo  $[(0,15) + (5,002)]$ , o que resulta  $P = 5,152 \text{ m}$ .

A vazão é obtida por:

$$R = A/P = 0,375 / 5,152 = 0,0728$$

$$Q = (1 / 0,017) \cdot 0,375 \cdot (0,0728)^{2/3} \cdot (0,005)^{1/2} = 0,272 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para os dois lados da rua, resulta  $Q = 0,544 \text{ m}^3/\text{s}$

- b) capacidade das sarjetas,  $h_2 = 10$  m

O procedimento é semelhante, resultando  $A = 0,167 \text{ m}^2$ ,  $P = 3,435 \text{ m}$  e  $Q = 0,0925 \text{ m}^3/\text{s}$

Para os dois lados da rua, obtém-se  $Q = 0,185 \text{ m}^3/\text{s}$

### 6.4.2 Bocas-de-Lobo

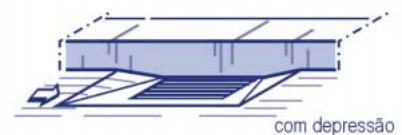
**Tipos:** As bocas coletoras (bocas-de-lobo) podem ser classificadas em três grupos principais: bocas ou ralos de guias; ralos de sarjetas (grelhas); ralos combinados. Cada tipo inclui variações quanto a depressões (rebaixamento) em relação ao nível da superfície normal do perímetro e ao seu número (simples ou múltipla) (figura 6.7).

**Figura 6.7-**  
Tipos de bocas-de-lobo (DAEE/CETESB, 1980)

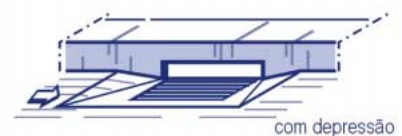
#### a. BOCA-DE-LOBO DE GUIA



#### b. BOCA-DE-LOBO COM GRELHA

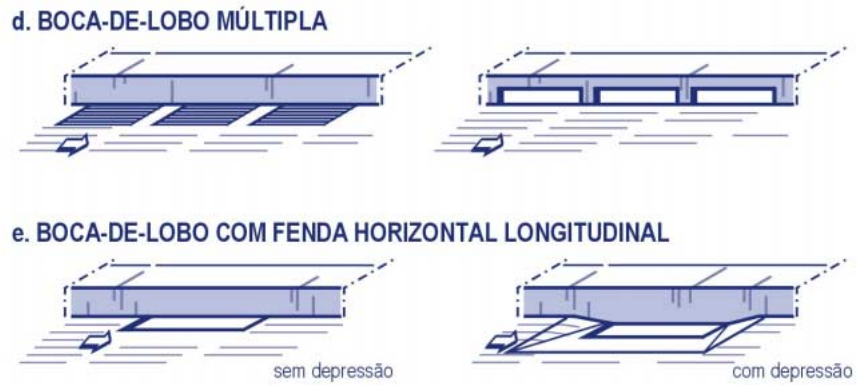


#### c. BOCA-DE-LOBO COMBINADA





**Figura 6.7-**  
Tipos de bocas-de-lobo  
(DAEE/CETESB, 1980)



**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 (esgotamento) será:

$$Q = 1,7 Ly^{3/2} \quad (6.5)$$

onde: Q é a vazão de engolimento em m<sup>3</sup>/s; y é a altura de água próxima à abertura na guia em m; L é o comprimento da soleira em m. Nas figuras 6.8 e 6.9, são apresentados gráficos que permitem 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:

$$Q = 3,01 Lh^{3/2} (y_1 / h)^{1/2} \quad (6.6)$$

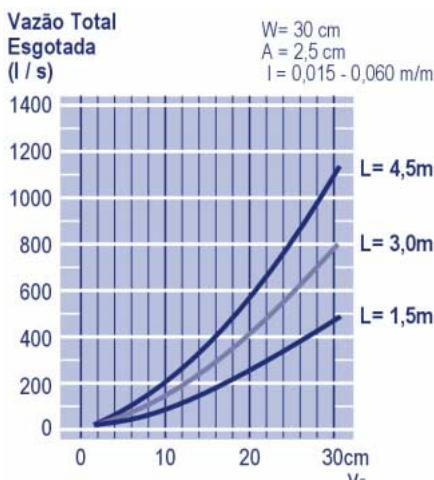
onde: L é o comprimento da abertura em m; h é a altura da guia em m; y<sub>1</sub> é a carga da abertura da guia em m (y<sub>1</sub> = y - h/2). Para cargas de uma a duas vezes a altura da abertura da guia (1 < y<sub>1</sub>/h < 2), a opção por um ou outro critério deve ser definida pelo projetista.

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 6.5, 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:

$$Q = 2,91 Ay^{1/2} \quad (6.7)$$

onde: A é a área da grade, excluídas as áreas ocupadas pelas barras, em m<sup>2</sup>; 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.

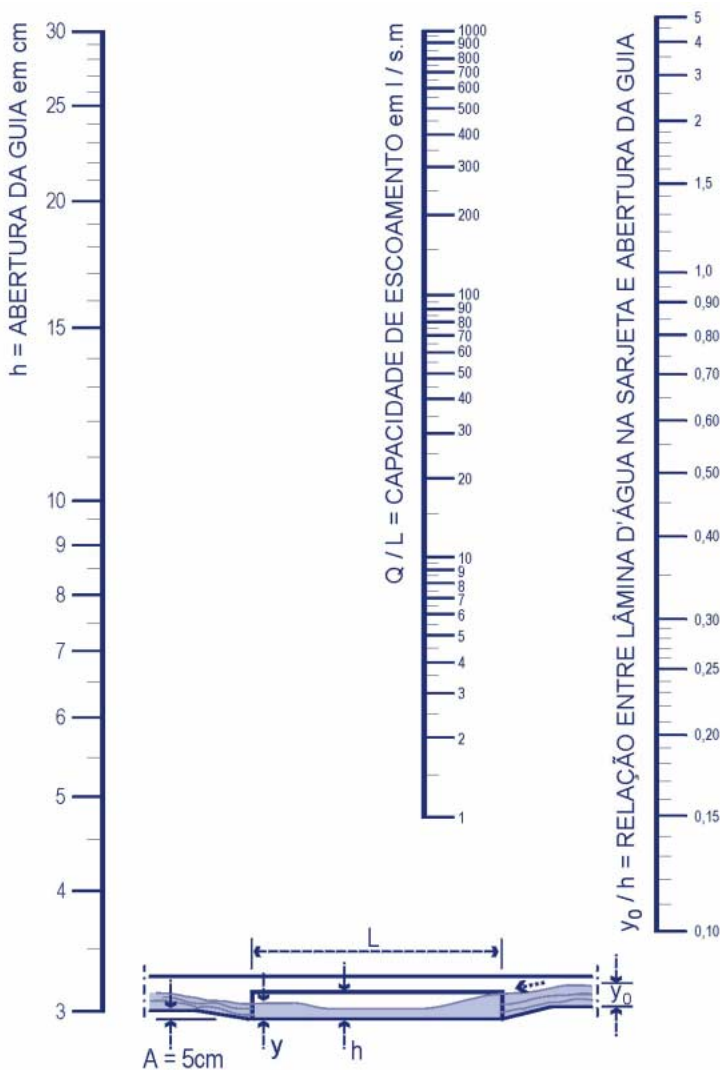
A capacidade teórica de esgotamento das bocas-de-lobo combinadas é igual, aproximadamente, à somatória das vazões pela grelha e pela abertura na guia, consideradas isoladamente.



W= largura da depressão, A= altura da depressão, l = declividade trasversal do leito carroçável

**Figura 6.8-**  
Capacidade de engolimento  
(DAEE/CETESB, 1980)

**Exemplo 6.2:** Dimensione uma boca-de-lobo para uma vazão de 94 l/s na sarjeta e uma lâmina de água de 0,10 m.



**Figura 6.9-** Capacidade de esgotamento das bocas-de-lobo com depressão de 5 cm em pontos baixos das sarjetas (DAEE/CETESB, 1980)

**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.

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 6.3, 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 alinhamento real. Na tabela 6.4, são propostos alguns coeficientes de redução para estimar-se essa redução.

**Tabela 6.3- FATORES DE REDUÇÃO DE ESCOAMENTO DAS SARJETAS (DAEE/CETESB, 1980)**

Declividade da Sarjeta- %	0,4	1 a 3	5	6	8	10
Fator de Redução	0,50	0,80	0,50	0,40	0,27	0,20

**Solução como boca-de-lobo de guia:**

Da equação 6.5, pode-se isolar L, resultando:

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

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 = 0,15m.

Outra forma de obter o valor de L seria a partir da figura 6.9. Assim, sendo:

depressão a = 5 cm; abertura da guia (padrão) = 0,15 m;  $y_0/h = 0,10/0,15 = 0,67$ ; e  $Q/L = 55$  l/s.m

Como  $Q = 94$  l/s,  $L = 1,71$  m (resultado semelhante ao anterior).

**Solução como boca-de-lobo combinada:**

a) boca-de-lobo guia padrão (h = 0,15 m e L = 1,0 m) e  $Q = 1,7 L Y = 1,7 \cdot 1,0 \cdot (0,10) = 54$  l/s

b) boca-de-lobo grelha padrão (a = 0,87 e b = 0,19m)  $Q = 1,7 P Y = 1,7 \cdot (0,87 + 2 \cdot 0,29) \cdot (0,10)^{3/2} = 78$  l/s

$Q$  total = 132 l/s (> 94 l/s)

**Tabela 6.4- FATOR DE REDUÇÃO DO ESCOAMENTO PARA BOCAS-DE-LOBO (DAEE/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	de guia	80
Intermediário	grelha longitudinal	60
	grelha transversal ou longitudinal com barras transversais	50
	combinadas (grelha longitudinal)	66
	combinadas (grelha com barras transversais)	55

### 6.4.3 Galerias

O dimensionamento das galerias é realizado com base nas equações hidráulicas de movimento uniforme, como a de Manning, 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 6.2.

**Exemplo 6.3:** 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:

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

Obtém-se  $D = 0,457$  m

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

### 6.5 DIMENSIONAMENTO DOS RESERVATÓRIOS

O dimensionamento dos reservatórios envolve as seguintes etapas:

- determinação do volume
- caracterização espacial do reservatório
- dimensionamento hidráulico dos dispositivos de saída

Como foi descrito no item 6.2.3, os reservatórios podem possuir as funções básicas de controle de vazão máxima, qualidade da água e sedimentos. O volume do reservatório é dimensionado de acordo com o tipo de controle desejado. Outras MCs também podem ser adotadas para a mesma finalidade (item 5.8.2).

### 6.5.1 Volume do reservatório

Conforme apresentado no capítulo 5 (item 5.7.7) uma expressão aproximada do volume máximo de acumulação necessário em uma bacia de detenção pode ser dada por :

$$V = \left( 22,48 \sqrt{C} T^{0,129} - 1,21 \sqrt{q_s} \right)^2 \quad (6.8)$$

onde :

V = volume de acumulação, em m<sup>3</sup>/ha

C = coeficiente de escoamento (entre 0 e 1)

T = período de retorno em anos

q<sub>s</sub> = vazão de saída em l/s/ha. Para a RMC, q<sub>s</sub> = 27 l/(s.ha)

Quando o reservatório também é utilizado para controle da qualidade da água, deve-se estimar o volume adicional do reservatório em função do tempo previsto de manutenção de parte do volume dentro do sistema.

### 6.5.2 Disposição da detenção

Nos trechos em que não existe separador absoluto da rede de drenagem com relação à rede cloacal, o controle da qualidade da água não pode ser realizado por uma detenção aberta. Neste caso, a detenção é projetada para receber somente o excedente da capacidade de descarga do sistema de galerias e/ou canais e funciona *off-line* (figura 6.10). Durante a estiagem o escoamento que é transportado pelo sistema de drenagem é uma combinação de esgoto sanitário com a contribuição natural da bacia.

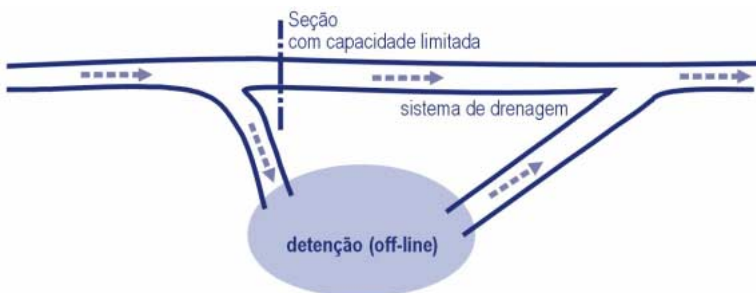


Figura 6.10- Uso da detenção para amortecimento da vazão para volume superior à capacidade de escoamento na seção

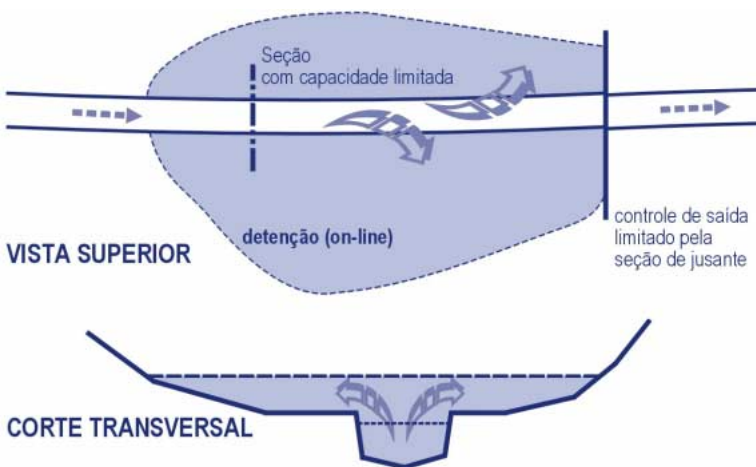


Figura 6.11- Detenção ao longo do sistema de drenagem com controle de saída limitado pela seção de jusante

Este mesmo dispositivo pode funcionar como um vertedor lateral ou com uma galeria ou canal, extravazando para a área de detenção a partir de uma vazão, conforme a figura 6.11. Estes são sistemas de detenção *on-line*, mas que funcionam como o anterior. Existem grandes variações destes dispositivos em função dos condicionantes locais de capacidade de escoamento para jusante, volume e afluência ao sistema.

As detenções também podem ser projetadas para reter sempre a parte inicial da inundação do pluvial com o objetivo de melhorar os condicionantes de qualidade da água e sedimentos, além de amortecer o volume excedente visando o controle de volume. Este tipo de dispositivo é denominado de *Detenção estendida* porque mantém a água da primeira parte da cheia, que contém maior contaminação, por um período de 6 a 40 horas na detenção.

Além deste sistema, existem dispositivos denominados de *Retenção* que são reservatórios com lâmina de água, projetados para melhorar a qualidade da água da drenagem afluente em função do tempo de residência do volume dentro do reservatório. Estes dispositivos têm seu volume acrescido, com relação ao amortecimento pico, visando o atendimento das condições de qualidade da água.

### 6.5.3 Elementos hidráulicos da detenção

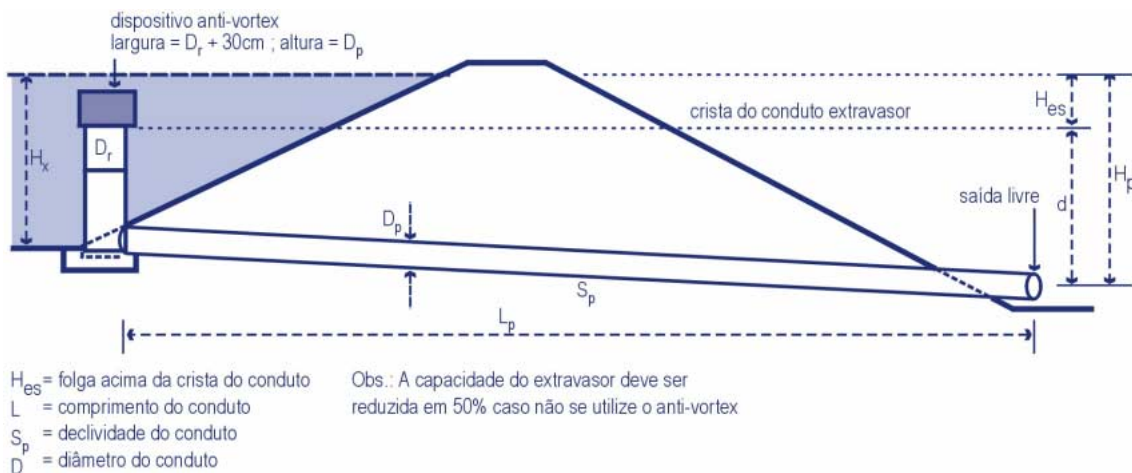
As saídas de fluxo das bacias de detenção são reguladas por dispositivos hidráulicos fixos, tais como: vertedores, orifícios, condutos de fundo e reguladores móveis, automáticos ou de controle remoto. O principal problema dos dispositivos de saída é a manutenção, pois há entupimentos devido ao material sólido e ao vandalismo sobre os equipamentos hidráulicos. Por exemplo, os vertedores triangulares tendem a criar entupimento na parte inferior do V.

**Orifício:** O funcionamento do orifício depende da carga acima dele e do seu afogamento a jusante. O dimensionamento desse tipo de saída da barragem de detenção pode ser realizado como bueiro. A vazão de orifícios é obtida por:

$$Q = C_d A \sqrt{2gh} \quad (6.9)$$

onde  $C_d$  é o coeficiente de escoamento.

Esse valor é, muitas vezes, adotado entre 0,6 e 0,7;  $A$  é a área da seção de escoamento;  $h$  é a diferença entre o nível de água e o centro da seção de escoamento. Essa equação é utilizada para o escoamento sem afogamento a jusante.



**Figura 6.12-** Orifício (U.S.Department of Transportation, 1979)

**Conduto:** A vazão pelo conduto é obtida por:

$$Q = A \sqrt{\frac{2gH}{1 + k + k_e + kcL}} \quad (6.10)$$

onde  $Q$  é a vazão em  $\text{m}^3/\text{s}$ ;  $A$  é a área do conduto em  $\text{m}^2$ ;  $H$  é a carga efetiva (figura 6.12), em  $\text{m}$ , que pode ser estimada por:

$$H = H_m + S_o L - 0,5D \quad (6.11)$$

onde:  $H_m$  é a diferença de nível entre a cota inferior do conduto e o nível de água na entrada;  $S_o$  a declividade do conduto;  $L$  o comprimento do conduto;  $D$  o diâmetro;  $k_e$  o coeficiente de entrada, que pode ser adotado igual a 0,5; e

$$kc = \frac{38,5n^2}{D^{1,33}} \quad (6.12)$$

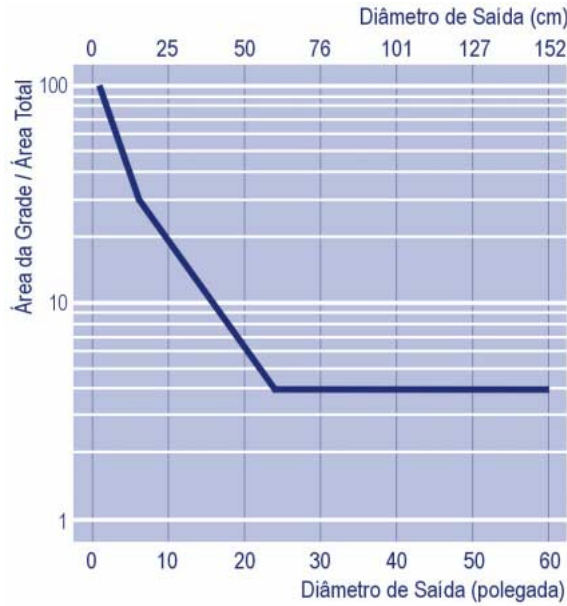
onde:  $D$  é o diâmetro em  $\text{m}$ ;  $n$ , a rugosidade;  $n = 0,013$  para concreto;  $k$  é o coeficiente, devido às grades de lixo:

$$k = 1,45 - 0,45m - m^2$$

onde  $m$  = área entre as grades/área total.

Na figura 6.13, é apresentada a relação utilizada para dimensionamento da área das grades de acordo com o diâmetro dos condutos.

**Figura 6.13-** Relação entre área de grades e diâmetro de condutos



**Vertedores de emergência:** Os vertedores de emergência são, geralmente, de parede espessa, com borda livre de 30 a 60 cm acima da cota máxima de projeto. A equação utilizada é:

$$Q = C_d L h^{3/2} \quad (6.13)$$

onde:

$C_d$  = coeficiente para vertedores de parede espessa, que varia entre 1,55 e 1,71 m, sendo o mais freqüente 1,66

$L$  = largura do vertedor

$h$  = diferença entre o nível de água e a cota da soleira do vertedor

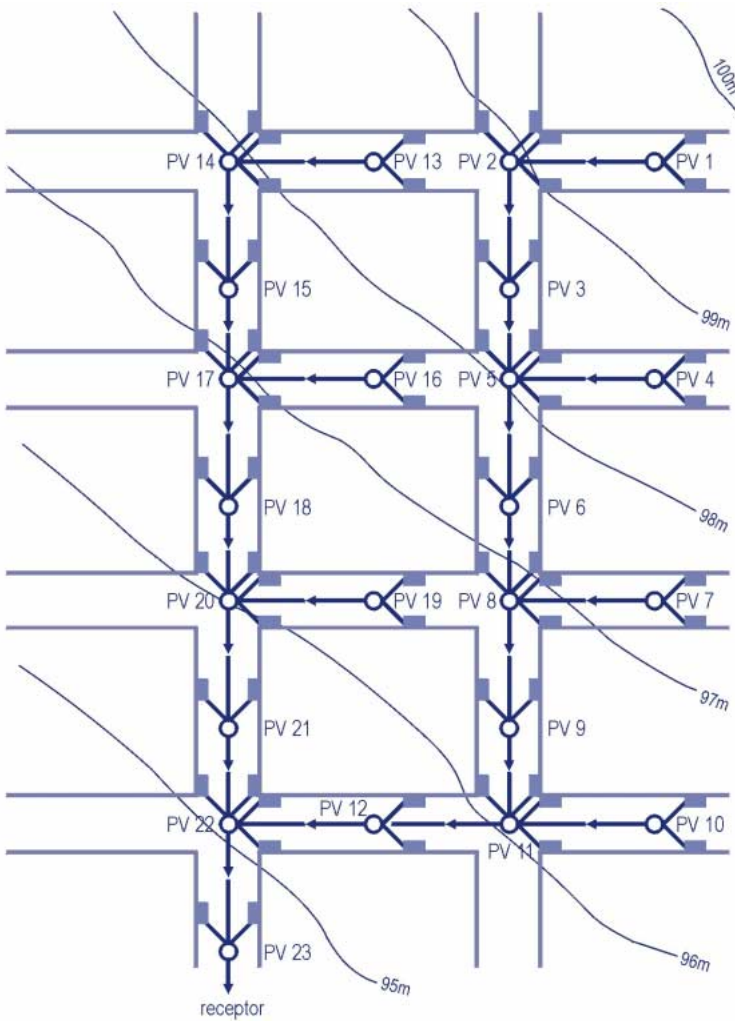
O dimensionamento pode ser realizado com base nas seguintes etapas:

1. defina a cota  $z_o$  e determine o volume  $V_o$  correspondente à curva cota x volume
2. calcule  $V_t = V_o + V_s$ . Com base em  $V_t$ , determine a cota correspondente ao nível d'água
3. determine as características do orifício, ou vertedor, para a vazão de projeto correspondente a  $V_s$
4. determine o diâmetro do conduto para essa mesma vazão
5. determine a cota da crista e a largura ( $L$ ) do vertedor para a cheia de projeto de segurança do vertedor

**Reguladores de controle:** Os reguladores de controle podem ser mecânicos e auto-reguláveis, ou mesmo de controle remoto. O controle é, em geral, baseado no monitoramento do nível do sistema. Devido aos entupimentos e falhas de alguns dispositivos, é recomendável que o sensor monitore a jusante do dispositivo de saída (Urbonas e Stahre, 1993).

Alguns dos sistemas utilizados são:

- comporta móvel com controle de nível: bacia de dissipação com um flutuador controlado por válvula *flap*
- válvulas controladas por flutuadores
- escoamento regulado por bombas
- controle remoto, com sensores de níveis e controle de comportas



**Figura 6.14-** Rede de pluviais do Exemplo 6.4

**Exemplo 6.4:** Dimensione a rede de pluviais das figuras 6.14 e 6.15. Na figura 6.14, é apresentada a rede de pluviais e, na figura 6.15, a delimitação das áreas contribuintes (somente da primeira rede). Os dados adicionais às figuras e os principais elementos do projeto são apresentados ao longo da descrição do exemplo.

**Solução:**

- a) Precipitação: foi utilizada a equação das IDF do posto de Prado Velho. A precipitação foi de dez minutos e o tempo de retorno, de 25 anos. Obteve-se a intensidade de 197,46mm/h.
- b) A área é residencial com lotes de área impermeável prevista de 40%. A área de passeios e ruas representa 30%. O coeficiente de escoamento estimado para a área é:  
 Áreas de lotes  $C = 0,10 + 0,85 \times 0,4 = 0,44$ , representando 70% da área  
 Áreas de ruas e passeios  $C = 0,95$ , representando 30% da área  
 $C = 0,7 \times 0,44 + 0,95 \times 0,30 = 0,593 \sim 0,60$
- c) O coeficiente de escoamento foi adotado igual a 0,6 para o tipo de uso da área.
- d) Dimensionamento hidráulico: utilizando-se a equação de Manning para cálculo da velocidade e  $n = 0,013$  para tubos de concreto, fica:

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

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:

$$Q = 2,78CIA$$

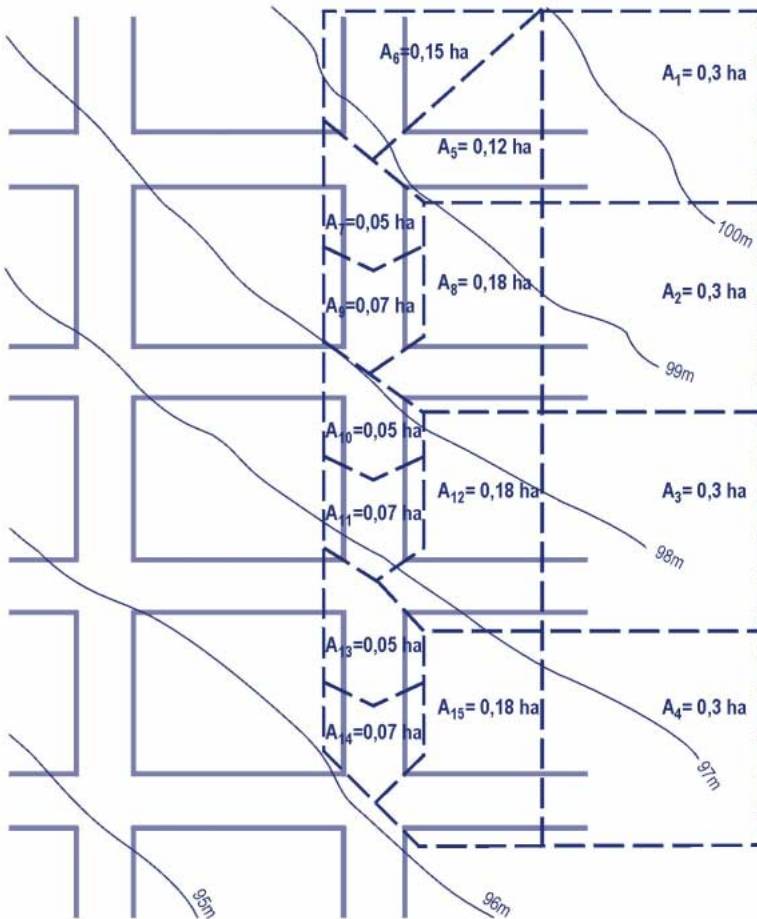


Figura 6.15- Delimitação das áreas de contribuição da primeira rede do Exemplo 6.4

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 6.14 e 6.15
3. Uma planilha auxiliar de cálculo é apresentada (tabela 6.5), e procede-se ao cálculo em seqüência. Para o trecho PV1- PV2 (inicial):  
 $Q$  (l/s) = 2,78 CIA = 2,78 x 0,60 x 197,46 x 0,30 = 98,8 l/s  
 $D$  (m) = 0,30 m (diâmetro mínimo)  
 $S$  (m/m) = (99,50 - 98,80)/50 = 0,014 m/m (declividade do terreno)
4. Testando-se  $D$  com as equações de continuidade e de Manning, obtém-se:

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

Como  $D = 0,30$  m adotado é maior que  $D = 0,284$  m calculado, o trecho escolhido está correto. Se, ao contrário, resultasse  $D_{cal} > D_{dot}$ , seria necessário remanejar 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:

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



$$R = \frac{D}{4} \left[ 1 - \frac{360 \sin \theta}{2\pi\theta} \right] \quad \theta = 2 \arccos \left( 1 - \frac{2y}{D} \right)$$

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,  $Q = 98,8$  l/s;  $D = 0,30$  m;  $S = 0,014$  m/m;  $y/D = 0,716$  e  $v = 1,82$  m/s.

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

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

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, resulta:  $t_c = 10 + 0,46 = 10,46$  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:

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

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

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

Para usar  $D = 0,40$  m, aumenta-se um pouco a declividade. Usando-se  $S = 0,0080$  m/m, resulta  $D = 0,399$  m;  $y/D = 0,811$ ;  $v = 1,60$  m/s;  $t_e = 0,39$  min. Calculando-se a cota do greide a jusante com base na declividade de  $S = 0,008$  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 6.6.

10. Determinação do volume da detenção: Na parcela da bacia calculada a área impermeável é obtida com base nos dados acima  $A_i = 0,4 \times 0,7 + 0,95 \times 0,3 = 56,5$  %. A área total é de 2,37 ha. O volume fica  $V = 2,37 \times v = 2,37 \times 4,864 \times A_i = 2,37 \times 4,864 \times 56,5 = 651,3 \text{ m}^3$

Para uma profundidade média de 1,5 m, a área utilizada será de  $434,2 \text{ m}^2$ , cerca de 1,8% da área.

Tabela 6.5- PLANILHA DE CÁLCULO DO EXEMPLO 6.4

Trecho (PV)	L m	Áreas ha trecho acum		tc min	Q l/s	D m	S m/m	y/D %	V m/s	te min	Cotas do terreno-mont jus		Cotas do greide-mont jus		Profund m mont jus	
1 - 2	50	0,30	0,30	10,00	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	0,57	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	0,62	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	0,30	10,00	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	1,17	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	1,22	11,43	379,7	0,5	0,015	69,0	2,63	0,25	97,40	96,80	96,40	95,80	1,00	1,00
7 - 8	50	0,30	0,30	10,00	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	1,77	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	1,82	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	0,30	10,00	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	2,37	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

## 7. PROJETOS DE REDES PLUVIAIS DE MACRODRENAGEM

A macrodrenagem abrange o sistema de córregos urbanos, naturais ou canalizados (a céu aberto ou em galerias), que drenam áreas superiores a 4 km<sup>2</sup>, onde o escoamento é gerado em regiões urbanizadas e não urbanizadas.

O planejamento da drenagem urbana na macrodrenagem inclui a definição de cenários, medidas de planejamento do controle de macrodrenagem e estudos de alternativas de projeto.

Neste capítulo é apresentado o planejamento da bacia, nas suas diferentes etapas e a metodologia de simulação quantitativa e qualitativa dos diferentes cenários, com os elementos de controles previstos.

### 7.1 PLANEJAMENTO DA MACRODRENAGEM

O controle do impacto do aumento do escoamento devido à urbanização na macrodrenagem, tem sido realizado, na realidade brasileira, através da canalização, sendo os canais dimensionados para escoar uma vazão de projeto para tempos de retorno que variam de 10 a 100 anos. No entanto, como já salientado anteriormente, o desenvolvimento da bacia de montante e o respectivo aumento do escoamento superficial podem acarretar valores de vazões que voltam a inundar as áreas protegidas. Tal processo pode ser evitado através do planejamento adequado do desenvolvimento da bacia, a partir de duas situações:

#### a) Bacia com loteamentos implantados e desenvolvidas:

Desenvolvimento do plano de controle com medidas de detenção e ampliação de rede pluvial de acordo com a visão de conjunto da bacia e considerando todos os efeitos do escoamento.

#### b) Bacia em estágio rural:

Pode-se utilizar a seguinte estratégia:

- regulamentação do uso do solo e ocupação, pelo poder público, das áreas naturalmente inundáveis, parte das propostas introduzidas neste Plano
- combinar estas áreas, para atuarem como bacias de detenção urbanas
- regulamentar a microdrenagem para não ampliar a enchente natural (definida como 27 l / (s.ha), utilizando MCs quando possível e necessário
- planejar parques e outras as áreas públicas para amortecer e preservar os hidrogramas entre diferentes sub-bacias
- prever uso adequado para as áreas ribeirinhas de risco não pertencentes ao poder público, reduzindo os impostos de acordo com as restrições e prevendo a troca por solo criado para implementação de uso público, como parques, campos de esporte, entre outros
- nenhuma área desapropriada pelo poder público pode ficar sem implantação de infra-estrutura pública, parque ou área esportiva para evitar invasões

#### ETAPAS DOS ESTUDO DE PLANEJAMENTO

No estudo de planejamento do controle da drenagem urbana de uma bacia são recomendadas as seguintes etapas de desenvolvimento (figura 7.1):

**Caracterização da bacia-** esta etapa inclui:

- Avaliação da geologia, tipo de solo, hidrogeologia, relevo, ocupação urbana, população caracterizada por sub-bacia para os cenários de interesse.

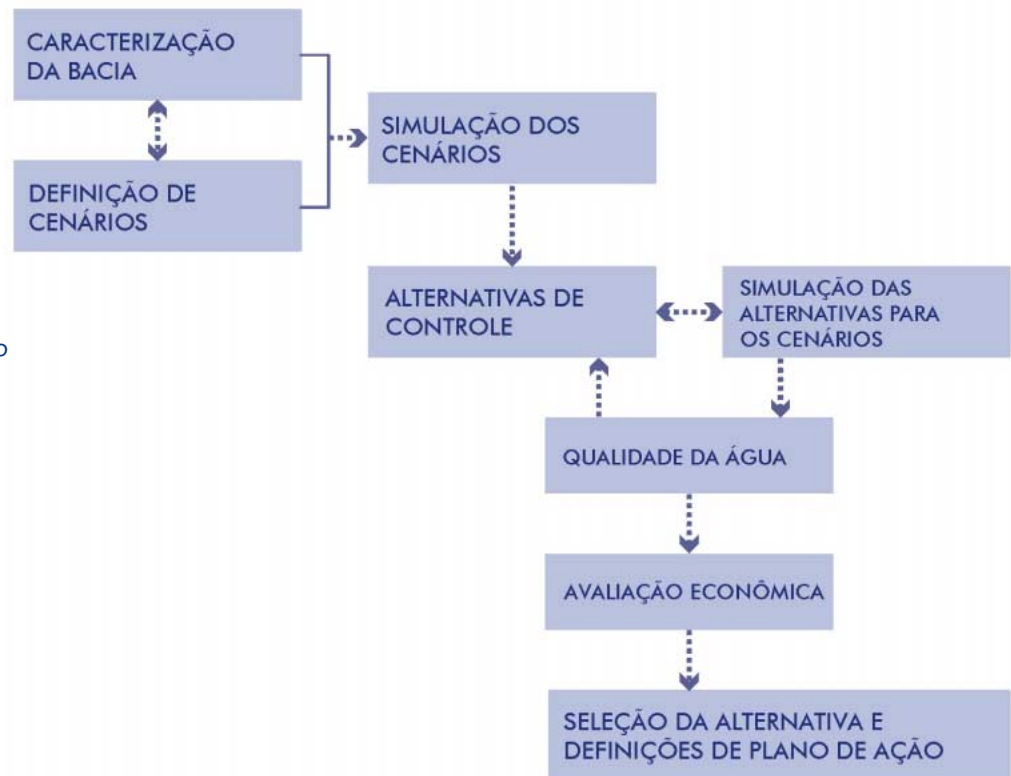


Figura 7.1-  
Etapas do Planejamento

- Drenagem: definição da bacia e sub-bacias, sistema de drenagem natural e construído, com as suas características físicas tais como: seção de escoamento, cota, comprimento e bacias contribuintes à drenagem.
- Dados hidrológicos: precipitação, sua caracterização pontual, espacial e temporal; verificação da existência de dados vazão que permitam ajustar os parâmetros dos modelos hidrológicos; dados de qualidade da água e produção de material sólido.

**Definição dos cenários:** os cenários são definidos de acordo com o desenvolvimento previsto para a cidade representado pelo Plano Diretor Urbano, áreas ocupadas que não foram previstas, áreas desocupadas parceladas, áreas que deverão ser parceladas no futuro. Nos estudos realizados neste Plano foram definidos os cenários, apresentados no capítulo 3 deste volume. Poderão existir variantes dos cenários em função de condições específicas de cada bacia.

**Simulação dos cenários:** os cenários são simulados para as condições de drenagem existentes, identificando se o sistema tem capacidade para atender a evolução urbana prevista. Esta análise é realizada considerando apenas a capacidade de drenagem.

**Seleção de alternativas para controle:** considerando as condições simuladas no item anterior, são identificadas as limitações existentes no sistema de drenagem e os locais onde ocorrem (caso não exista, esta etapa não seria realizada). O planejador deve buscar analisar as alternativas de controle, priorizando medidas de detenção ou retenção, que não transfiram para jusante as vazões máximas. Geralmente, a combinação de soluções envolve reservatórios urbanos em áreas públicas com adaptação da capacidade de drenagem em alguns trechos, mantendo a vazão máxima dentro de limites previstos pela legislação ou da capacidade dos rios a jusante do sistema.

**Simulação:** Simulação das alternativas previstas na etapa anterior para o risco e cenário definidos como metas. Nas simulações são avaliados se a mesma evita a inundação das ruas para riscos menores ou iguais ao de projeto. Nesta análise deve ser examinado o impacto para riscos superiores aos de projeto (até 100 anos), como orientação às autoridades e à população sobre os riscos envolvidos nesta situação.

**Avaliação da qualidade da água:** as etapas da avaliação da qualidade da água são:

- determinação da carga poluidora de esgotos sanitários que não é coletada pela rede
- determinação da carga poluidora de resíduos sólidos
- determinação da carga poluidora de esgoto pelo pluvial
- avaliação da capacidade de redução das cargas em função das medidas de controle previstas nas alternativas. A avaliação da qualidade da água depende da existência da rede de esgotamento sanitário

**Avaliação econômica:** os custos das alternativas são quantificados permitindo analisar a alternativa mais econômica para controle da drenagem, envolvendo, quando possível, também a melhoria da qualidade da água pluvial.

**Seleção da alternativa:** Em função dos condicionantes econômicos, sociais e ambientais, deve ser recomendada uma das alternativas de controle para o sistema estudado, estabelecendo etapas para projeto executivo, seqüência de implementação das obras e programas que sejam considerados necessários.

## 7.2 SIMULAÇÃO DA MACRODRENAGEM

### 7.2.1 Estrutura dos modelos

Os modelos utilizados em bacias urbanas geralmente possuem dois módulos:

**Módulo bacia:** que calcula a partir da precipitação a vazão resultante que entra nas galerias e canais. O módulo bacia é representado por funções hidrológicas de determinação do escoamento que chega nos condutos da macrodrenagem através de algoritmos como: perdas iniciais, infiltração e a propagação do escoamento superficial. Alguns exemplos de modelos que tratam somente deste módulo são *IPH II* (Tucci et al., 1981) e *SCS* (SCS, 1975). No *Módulo bacia* o modelo deve possuir condições de representar os cenários de urbanização nas bacias hidrográficas e a representação das condições de infiltração, conforme o tipo e uso do solo.

**Módulo de rios, canais, galerias e reservatórios:** que transporta o escoamento através de canais, galerias e detenções. Este módulo possui várias alternativas. Quando a simulação não considera os efeitos de jusante no escoamento de montante e avalia apenas a capacidade do canal, a representação do transporte em condutos e canais pode ser realizado pelo *Modelo de Muskingum-Cunge*. Quando no escoamento ocorrem efeitos de jusante, remanso e escoamento sob pressão o modelo de transporte deve ser *hidrodinâmico com fenda de Preismann*. O escoamento nas detenções pode ser representado pelo modelo de *Puls*.

### 7.2.2 Etapas da simulação

A simulação da vazão máxima e o hidrograma são realizados com base na precipitação que ocorre sobre a bacia hidrográfica. A metodologia consiste basicamente das seguintes etapas:

1. **Escolha do risco da precipitação.** Para a macrodrenagem tem sido adotado o tempo de retorno de 10 anos. No caso de prejuízos maiores e risco de vida este valor pode aumentar.

2. **Determinação da precipitação de projeto:** com base nos registros de precipitação da área mais próxima da bacia deve-se escolher a curva de IDF e determinar a precipitação com duração igual ou maior que o tempo de concentração da bacia. Este valor deve ser distribuído no tempo em intervalos de tempo escolhidos para a simulação. O intervalo de tempo deve ser menor ou igual a 1/5 do tempo de concentração da bacia. Para bacias maiores que 25 km<sup>2</sup> deve-se verificar o abatimento espacial do valor máximo de precipitação (capítulo 4).
3. **Simulação com modelo hidrológico:** Nesta fase é utilizado um modelo hidrológico que calcula as vazões resultantes na ocorrência da precipitação determinada no item anterior. Este modelo deve representar a bacia hidrográfica de forma o mais realista possível dentro do cenário previsto. Neste capítulo, no item seguinte, são apresentadas as metodologias de simulação e alguns modelos que podem ser utilizados em cada situação.
4. **Avaliação dos resultados:** nesta fase são analisados os resultados obtidos para o cenário e risco simulado.

### 7.2.3 Cenários de simulação

Os cenários de análise quantitativos de uma bacia urbana devem considerar:

**Capacidade do sistema existente:** Para o cenário de ocupação urbana atual e para a capacidade de drenagem existente, o modelo simula os hidrogramas ao longo do sistema de drenagem. Com base nos resultados são verificados quais os locais onde o sistema de drenagem não tem capacidade de escoar e inunda. Nesta simulação são identificadas as limitações atuais que devem ser controladas pelo Plano.

**Estudo de alternativas de controle:** Nesta situação o sistema deve buscar uma combinação de intervenções no sistema de drenagem visando eliminar as enchentes para um risco T relacionado com a precipitação e um ou mais cenários de ocupação urbana.

Para determinar esta combinação ótima o planejador poderá verificar as alternativas disponíveis:

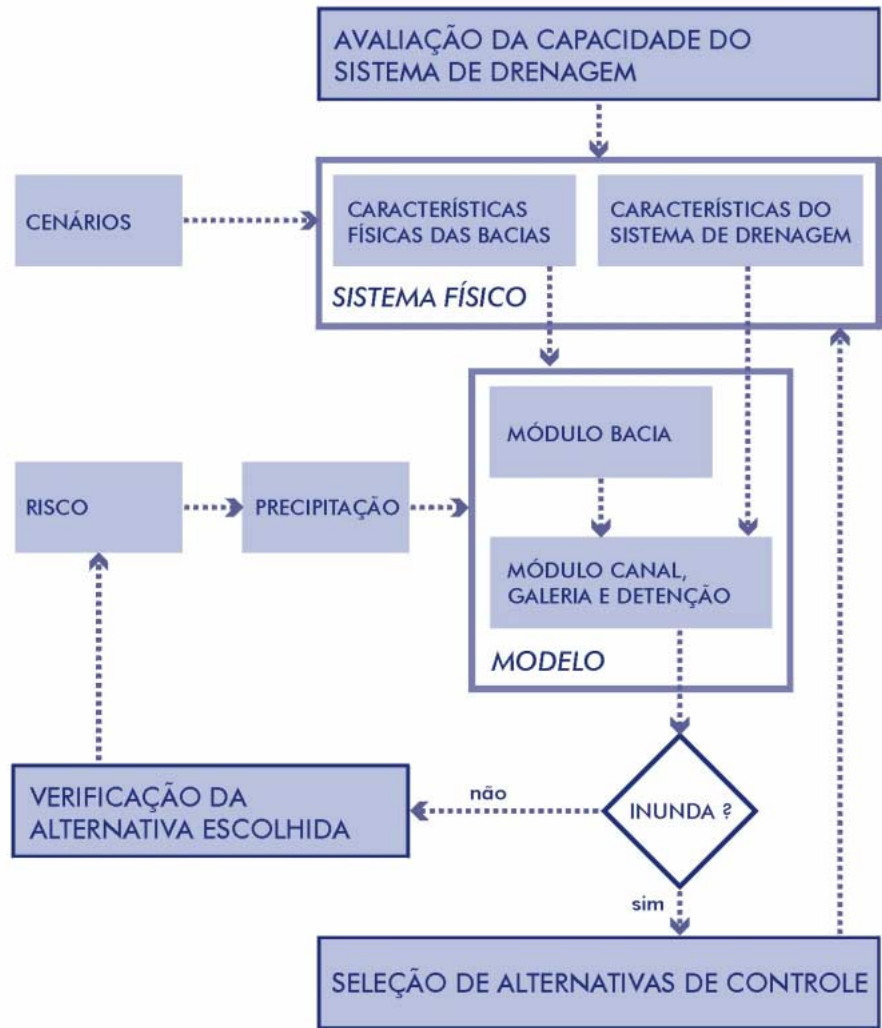
- redução do escoamento superficial através de medidas na fonte (geralmente para futuros cenários)
- detenções em locais que existem áreas disponíveis ou mesmo em locais enterrados quando não existirem
- ampliação da capacidade de escoamento do sistema

Escolhido o *lay-out* com as medidas de controle é necessário buscar a combinação de modificações físicas que produzam o menor custo. Isto pode ser realizado através de tentativa, variando algumas combinações com um modelo hidrológico.

**Verificação:** Nesta fase, com o sistema escolhido e dimensionado no item anterior, são utilizadas inundações com risco superior ao de projeto visando verificar quais as condições de risco durante inundações superiores às de projeto, visando alertar a Defesa Civil, tráfego e outros elementos urbanos, minimizando os impactos que não sejam de ordem material na área.

Na figura 7.2 é apresentado o fluxograma caracterizando os módulos, as entradas de dados e o uso dentro dos cenários dos modelos hidrológicos. A seguir são apresentados os modelos recomendados neste manual para os módulos referidos.

Figura 7.2-  
Caracterização das Etapas  
de Simulação



### 7.3 MODELOS

Para a simulação dos cenários indicados acima podem ser usados diferentes modelos de acordo com as características do sistema e do problema.

Os modelos são subdivididos nos seguintes módulos: *bacia*, *reservatório e canal* (ou conduto). No módulo *reservatório* o escoamento é amortecido nos reservatórios urbanos. No módulo *bacia* é utilizada a precipitação como entrada e obtida a vazão gerada pela bacia. No módulo *canal* o escoamento é transportado pelos canais e condutos através do sistema de drenagem natural ou artificial.

A seguir são apresentados os modelos recomendados neste manual de acordo com os módulos mencionados acima.

#### 7.3.1 Módulo bacia

O módulo bacia consiste das seguintes etapas:

1. Precipitação
2. Simulação da transformação de precipitação em vazão

##### PRECIPITAÇÃO

A precipitação é a entrada da bacia na simulação. Existem as seguintes situações:

- precipitação de projeto
- precipitação conhecida, evento observado

A precipitação de projeto é determinada com base nos elementos apresentados no capítulo 4, seguindo as etapas abaixo:

1. Escolha um posto pluviográfico representativo da área em estudo.
2. Determine o tempo de concentração da bacia em estudo. Quando envolver trechos em canais o tempo de concentração deve considerar a seção principal a ser simulada.
3. Determine o intervalo de tempo de simulação com base no seguinte critério  $\Delta t \leq 6 t_c$ . Se a bacia for subdividida em sub-bacias e a simulação for conjunta o intervalo de tempo deve ser o menor das bacias estudadas.
4. Determine a curva de intensidade x duração x freqüência, as precipitações máximas para o tempo de retorno escolhido e duração correspondente a cada intervalo de tempo acumulado. Por exemplo, para um intervalo de tempo de 30 minutos obtenha P (30 min); P(60min); P(90 min), etc.
5. Utilize o fator de redução espacial da precipitação (coeficiente de abatimento apresentado no capítulo 4) para áreas superiores a 10km<sup>2</sup>.
6. Obtenha as precipitações de cada intervalo de tempo e a sua distribuição temporal. No capítulo 4 é apresentado o Método dos Blocos Alternados para determinação da distribuição temporal da precipitação de projeto.

**SIMULAÇÃO PRECIPITAÇÃO-VAZÃO**

No capítulo 4 é apresentado o Modelo do Hidrograma Unitário Triangular (HUT) do Soil Conservation Service (SCS, 1957), cujo uso é sugerido para áreas de contribuição superiores a 2 km<sup>2</sup>, ou em situações onde seja necessário o conhecimento da distribuição temporal das vazões e o volume da cheia.

No modelo HUT-SCS, o hidrograma unitário é considerado um triângulo e a equação da vazão máxima do hidrograma triangular é dada por:

$$q_p = \frac{2,08A}{t'_p} \quad (7.1)$$

com:

$$t'_p = t_d / 2 + 0,6 t_c \quad (7.2)$$

onde  $q_p$  é a vazão de pico do hidrograma unitário triangular (em m<sup>3</sup>/s); A é a área da bacia contribuinte (em km<sup>2</sup>);  $t'_p$  é o tempo de máxima vazão, contado do início da precipitação (em h);  $t_d$  é a duração da precipitação, em horas;  $t_c$  é o tempo de concentração em horas.

A precipitação efetiva,  $P_{ef}$ , (ou seja, a precipitação que gera escoamento superficial, a ser aplicada ao Hidrograma Unitário Triangular, descrito acima) pode ser obtida pelo Método Curva-Número, em função da precipitação total P e da capacidade máxima de armazenamento do solo, S (com P,  $P_{ef}$  e S em mm) pela formulação:

$$P_{ef} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (7.3)$$

Esta equação é válida para  $P > 0,2S$ . Quando  $P < 0,2S$ ,  $P_{ef} = 0$ . S é obtido por:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (7.4)$$

onde CN foi tabelado para diferentes tipos de solo (ver capítulo 4) e cobertura, conforme apresentado na Tabela 7.1.



**Tabela 7.1- VALORES DE CN PARA BACIAS URBANAS E SUBURBANAS**

Utilização ou Cobertura do Solo			A	B	C	D	E
Zonas cultivadas:	sem conservação do solo		72	81	88	91	91
	com conservação do solo		62	71	78	81	81
Pastagens ou terrenos baldios:	más condições		68	79	86	89	89
	boas condições		39	61	74	80	80
Prado em boas condições			30	58	71	78	78
Bosques ou zonas florestais:	cobertura ruim		45	66	77	83	83
	cobertura boa		25	55	70	77	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golfe, cemitérios, boas condições:	com relva em mais de 75% da área		39	61	74	80	80
	com relva de 50 a 75% da área		49	69	79	84	84
Zonas comerciais e de escritórios			89	92	94	95	95
Zonas industriais			81	88	91	93	93
Zonas residenciais:	Lotes de (m <sup>2</sup> )	% média impermeável					
	<500	65	77	85	90	92	92
	1000	38	61	75	83	87	87
	1300	30	57	72	81	86	86
	2000	25	54	70	80	85	85
4000	20	51	68	79	84	84	
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.			98	98	98	98	98
Arruamentos e estradas:	asfaltadas e com drenagem pluvial		98	98	98	98	98
	paralelepípedos		76	85	89	91	91
	terra		72	82	87	89	89

O hidrograma resultante é obtido utilizando a equação de convolução discreta expressa por:

$$Q_t = \sum_{i=1}^t P_{ef_t} h_{t-i+1} \quad (7.5)$$

onde  $Q_t$  são as ordenadas do hidrograma de projeto resultante,  $P_{ef}$  são os valores de precipitação efetiva e  $h$  as ordenadas do hidrograma unitário triangular.

No capítulo 4 é apresentado um exemplo de aplicação do HUT do SCS.

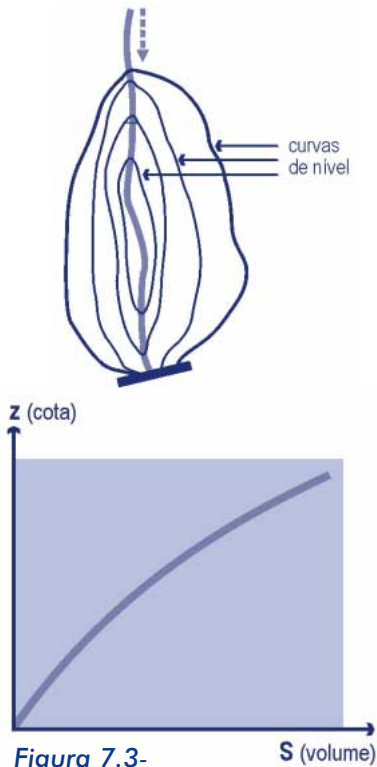
### 7.3.2 Módulo canal e detenção

#### RESERVATÓRIO: MÉTODO DE PULS

Esse é um dos métodos mais conhecidos para simulação do escoamento em reservatório. O método utiliza a equação de continuidade concentrada, sem contribuição lateral e a relação entre armazenamento e vazão obtida considerando a linha de água do reservatório horizontal. Discretizando a equação da continuidade e rearranjando os termos, obtém-se:

$$Q_{t+1} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+1} - Q_t + \frac{2S_t}{\Delta t} \quad (7.6)$$

onde  $I_t$  e  $I_{t+1}$  são vazões de entrada no reservatório em  $t$  e  $t+1$ ;  $Q_t$  e  $Q_{t+1}$  são vazões de saída do reservatório em  $t$  e  $t+1$ ;  $S_t$  e  $S_{t+1}$  são o armazenamento do reservatório nos tempos referidos. As duas incógnitas do problema são  $Q$  e  $S$  no tempo  $t+1$ .



**Figura 7.3-**  
Relação entre cota e armazenamento  
(Tucci, 1993b)

Conhecida a função de armazenamento, que relaciona a vazão de saída e armazenamento no reservatório,  $Q = f(S)$ , pode-se construir a função  $Q = f_1(Q + 2S/\Delta t)$ . O processo de cálculo é o seguinte:

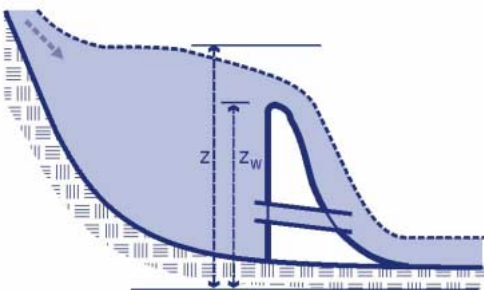
- a- inicialmente é necessário estabelecer o volume inicial  $S_0$ ; este volume depende dos critérios do estudo em análise ou do valor observado conhecido, no caso de reprodução de um evento; com base em  $S_0$ , determina-se  $Q_0$
- b- para cada intervalo de tempo seguinte deve-se determinar o termo da direita da equação 7.6, já que o hidrograma de entrada ao reservatório deve ser conhecido
- c- conhecido o termo da direita da referida equação, também é conhecido o termo  $Q_{t+1} + 2S_{t+1}/\Delta t$ , com este último valor e utilizando a função  $Q = f_1(Q + 2S/\Delta t)$  é determinado o valor de  $Q_{t+1}$
- d- com base no valor de  $Q_{t+1}$  determina-se  $S_{t+1}$  usando a função  $Q_{t+1} = f(S_{t+1})$
- e- os passos de **b** a **d** se repetem para cada intervalo de tempo

Para determinar a curva que relaciona a vazão e o armazenamento admite-se que a linha de água é horizontal. A curva é obtida pela composição de duas funções: cota x armazenamento e cota x vazão.

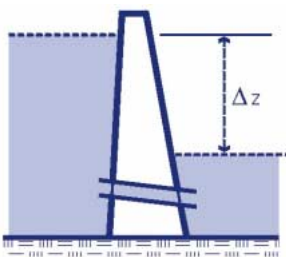
A curva da cota-armazenamento é obtida pela cubagem da topografia do lago a ser formado pelo reservatório (Figura 7.3). Esta relação é apresentada na forma de tabela ou gráfico. Devido às características em geral encontradas nos reservatórios, esta função pode também ser ajustada a uma função do tipo seguinte:

$$Z = a S^b \quad (7.7)$$

onde Z é a cota; a e b são coeficientes ajustados aos dados.



**a. VERTEDOR**



**b. DESCARREGADOR DE FUNDO AFOGADO**

**Figura 7.4-**  
Extravadores de reservatórios

A função entre cota e vazão,  $Q = f(h)$ , depende do tipo de extravasor. Os reservatórios, em geral, possuem dois tipos de extravasores: o *vertedor*, que normalmente é de superfície e o *descarregador de fundo* (figura 7.4). As funções para os extravasores são fornecidas pelo projetista ou estabelecidas em modelo reduzido. Essas equações podem sofrer alterações em função do afogamento de jusante, características dos condutos de fundo, uso de comportas, entre outros, sendo específicas para cada projeto. Combinando a função 7.7 (ou a tabela de valores Z e S) com a equação do extravasor resulta a função de armazenamento desejada.

Quando o reservatório possui comportas, a curva de descarga muda para cada manobra de comporta. A função  $Q=f(h)$  é alterada, o que necessita um novo cálculo de  $Q=f(S)$ . A regra operacional é transferida para a simulação através da função cota-vazão.

A aplicação do Método de Puls depende do tipo de reservatório, declividade do fundo, volume do hidrograma de entrada e da velocidade de escoamento. Para reservatórios em que a linha de água não pode ser considerada horizontal esta metodologia não pode ser aplicada. Para esta situação deve-se procurar utilizar um modelo hidrodinâmico baseado na solução das equações completas de Saint Vénant ou outro modelo de escoamento, tratando o trecho como um rio. Em reservatórios onde o volume do hidrograma de entrada é muito maior que o volume do reservatório, a tendência é de que a linha de água deixe de ser horizontal e o escoamento tenha o comportamento de um rio.

**Tabela 7.2- DADOS E RESULTADOS DO EXEMPLO 7.1**

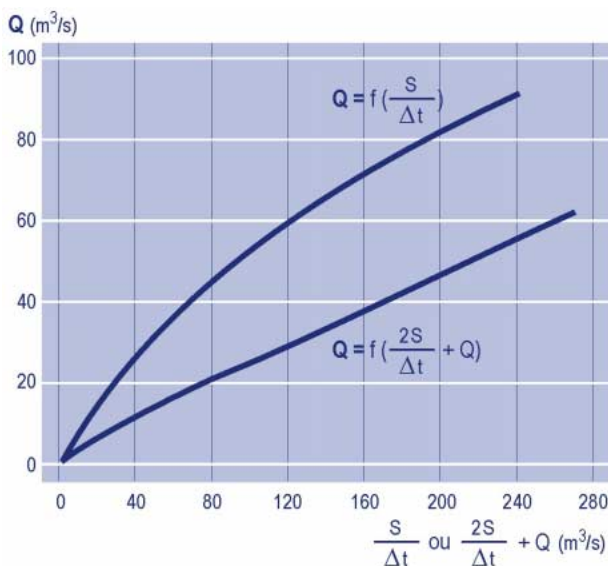
t h	$L_t$ $m^3/s$	$2S_t / \Delta t$ $m^3/s$	$2S_{t+1}/\Delta t + Q_{t+1}$ $m^3/s$	$Q_t$ $m^3/s$
1	5	16		5
2	10	18	26	6
3	30	40	52	13
4	70	96	127	29
5	50	146	187	40
6	40	160	196	43
7	25	140	182	39
8	15	108	141	32
9	10	76	101	23
10	5		68	16

**Exemplo 7.1:** Determine o hidrograma de saída do reservatório da tabela 7.2. A função da vazão x armazenamento é apresentada na figura 7.5.

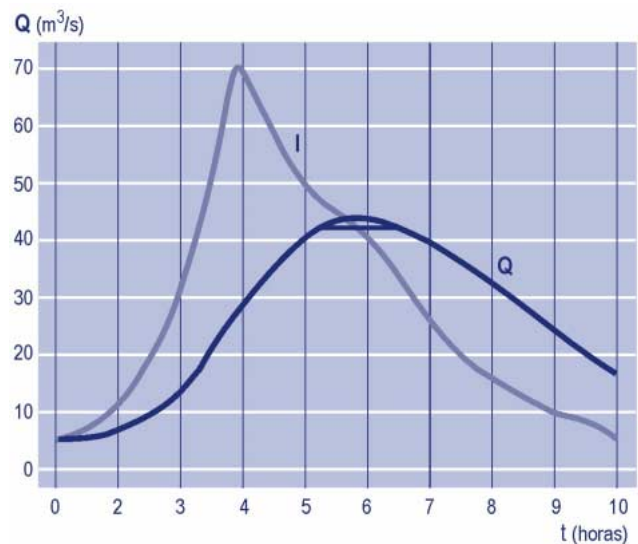
**Solução:** na tabela 7.2, são mostrados os valores calculados segundo o algoritmo apresentado acima no texto. Exemplificando-se o intervalo 3, o valor do termo da direita da equação 7.6 é:

$$I(t) + I(t+1) - Q(t) + 2S(t)/\Delta t = 10 + 30 - 6 + 18 = 52$$

Na tabela 7.2, é obtido o valor  $Q(t+1) = 13$  e  $S(t)/\Delta t = 20$ . Os hidrogramas de entrada e de saída são apresentados na figura 7.6.



**Figura 7.5-** Função vazão x armazenamento do exemplo 7.1



**Figura 7.6-** Hidrogramas de entrada e saída

**CANAL E GALERIA**

Os modelos de simulação do escoamento em galerias, canais e condutos em geral podem possuir as seguintes características:

- **Modelo do tipo armazenamento:** considera basicamente os efeitos de armazenamento no conduto ou canal, trasladando as ondas de cheias. Não considera efeitos de remanso no escoamento. Este tipo de modelo é útil para representar o escoamento de projeto, onde geralmente são definidos a capacidade dos condutos, ou a primeira verificação da capacidade de escoamento no sistema de drenagem existente. O modelo deste tipo freqüentemente utilizado na prática é o de *Muskingun-Cunge*.
- **Modelo Hidrodinâmico:** o modelo hidrodinâmico pode ser de dois tipos: a superfície livre ou o que considera as condições de pressão dentro dos condutos. Este último considera todos os efeitos do escoamento dentro dos condutos como refluxo, remanso, ressalto, escoamento supercrítico e o escoamento sob-pressão de gradientes de pressão moderados. O modelo deste tipo descrito neste capítulo se baseou em equações básicas da literatura, mas foi desenvolvido no Instituto de Pesquisas Hidráulicas.

Os modelos e suas características são descritos a seguir:

**MODELO MUSKINGUN-CUNGE**

O modelo Muskingun utiliza a equação da continuidade e a equação de armazenamento seguinte:

$$S = K [ XI + (1-X) Q ] \quad (7.8)$$

Derivando a equação 7.8 com relação ao tempo e substituindo na equação da continuidade, resulta a equação diferencial do modelo. Discretizando a equação por diferenças finitas, resulta:

$$Q_{t+1} = C_1 I_{t+1} + C_2 I_t + C_3 Q_t \quad (7.9)$$

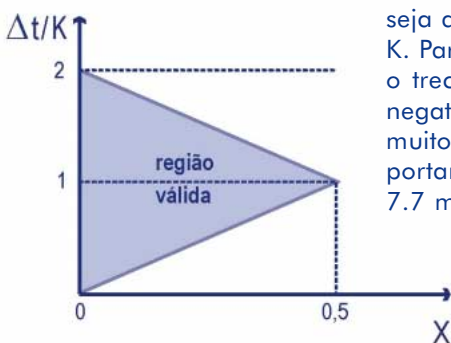
onde :

$$C_1 = \frac{-KX + \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}} ; C_2 = \frac{KX + \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}} ; C_3 = \frac{K(1-X) - \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}}$$

O parâmetro X representa o peso da integração da vazão no espaço. Devido às condições de estabilidade numérica  $X \leq 0,5$  e já que um valor negativo do ponderador não tem significado físico o intervalo de variação do mesmo é:

$$0 \leq X \leq 0,5 \quad (7.10)$$

**Figura 7.7-** Variação dos parâmetros



Com  $X=0,5$  na equação 7.8 o modelo se transforma no reservatório linear. O parâmetro K tem unidade de tempo e representa o tempo médio de deslocamento da onda entre montante e jusante do trecho. Observando a equação 7.9, os coeficientes  $C_1$  e  $C_3$  podem ficar negativos de acordo com os valores dos parâmetros.  $C_1$  é negativo quando o  $\Delta t/K$  é menor que  $2X$ , ou seja a distância entre as seções é muito grande produzindo um valor alto de K. Para evitar que sejam produzidas vazões negativas é necessário subdividir o trecho, o que reduzirá o valor de K para cada sub-trecho. Quando  $C_3$  é negativo  $\Delta t/K$  é maior do que  $2(1-X)$  o que indica que o intervalo de tempo é muito grande, o que também pode produzir valores negativos nas vazões, portanto é recomendável que o intervalo de tempo seja reduzido. A figura 7.7 mostra a região válida dos parâmetros e a equação abaixo o intervalo:

$$2X \leq \frac{\Delta t}{K} \leq 2(1-X) \quad (7.11)$$

Alguns autores consideram que matematicamente estes limites podem ser rompidos, no entanto vazões negativas podem ser geradas, o que seria incoerente. Se o coeficiente  $C_1$  for negativo indica que o intervalo de tempo é muito pequeno se comparado com o tempo médio de deslocamento da onda, para que a vazão de entrada no tempo  $t+1$  tenha influência sobre a vazão de saída nesse mesmo tempo. Quando o coeficiente  $C_3$  é negativo o intervalo de tempo é muito grande para representar o deslocamento da onda sobre um trecho curto.

Cunge (1969) estimou os parâmetros do modelo Muskingun utilizando considerações do termo de difusão numérico e real, obtendo

$$X = 0,5 \left( 1 - \frac{Q_o}{b_o S_o c_o \Delta x} \right) \quad (7.12)$$

onde  $Q_o$  é a vazão da seção transversal,  $b_o$  é a largura média do rio,  $S_o$  é a declividade do fundo do rio e  $c_o$  representa a celeridade do rio. Como definido anteriormente o parâmetro  $K$  representa o tempo médio de deslocamento da onda, o que é

$$X = \frac{\Delta x}{c_o} \quad (7.13)$$

A celeridade do escoamento é obtida por:

$$c_o = \frac{dQ}{dA} \quad (7.14)$$

A derivada da vazão pode ser obtida para cada profundidade  $h$  utilizando a equação de Manning.

$$C_o = \frac{1}{b} \left[ \frac{Q(h + \Delta h) - Q(h)}{\Delta h} \right] \quad (7.15)$$

onde:  $Q = \frac{AR^{2/3} S^{1/2}}{n}$  ;  $A = b \times h$  ;  $R = \frac{A}{b + 2h}$

Jones (1981) analisou as características de precisão do esquema numérico do Modelo Muskingun para resolver a equação de difusão e apresentou as relações entre  $K/\Delta t$  e  $X$  para diferentes níveis de erros de amortecimento e velocidade. No intervalo de  $X$  entre 0,2 e 0,4 pode-se ajustar uma equação a duas curvas de precisão ideal, a equação é a seguinte:

$$\frac{K}{\Delta t} = 0,32X^{1,25} \quad (7.16)$$

Para o intervalo  $0,4 \leq X \leq 0,5$  pode-se adotar  $\Delta t / K \cong 1$ .

### MODELO HIDRODINÂMICO

O escoamento numa área urbana pode ser considerado como resultante de diversos componentes, dois dos quais são de grande destaque, o que se desenvolve na superfície da bacia e o que está ligado à Rede de Drenagem de Águas Pluviais (RDAP). No primeiro, utilizam-se métodos de transformação precipitação-vazão e propagação do escoamento superficial. No segundo, os modelos de rede de condutos.

Sendo simples ou complexos, os modelos de redes de condutos desempenham grande papel no projeto e melhoramento das RDAPs, pois os resultados advindos de sua aplicação podem ser largamente utilizados para planejamento, projeto e para propósitos operacionais, e sua escolha depende de vários fatores como, por exemplo, o desejo de se representar os fenômenos físicos ou não, adquirir mais consistência ou precisão nos resultados, aplicabilidade e outros que consigam fornecer ganhos significativos.

Dentre estes modelos, os hidrodinâmicos são os mais sofisticados, pois utilizam as equações completas de Saint Venant que levam em consideração os principais elementos governantes do fluxo unidimensional. Isto torna esta formulação necessária quando se deseja uma simulação precisa, contudo processar os fenômenos em sofisticados modelos não necessariamente significa melhorar a precisão; a vantagem está na avaliação da performance de componentes propostos de um sistema. De uma forma ou de outra, os modelos computacionais sofisticados permitem uma análise mais completa e dão resultados mais realistas. Isto deve ser levado em conta na drenagem urbana, que é um aspecto importante do planejamento municipal.

Os modelos hidrodinâmicos utilizam as equações completas do fluxo não-permanente e representam as diversas situações de fluxo com um mínimo de simplificações. Em geral, podem representar redes malhadas e contemplam todos os efeitos de remanso. As equações de fluxo são resolvidas por esquemas implícitos de diferenças finitas. As estruturas especiais que aparecem numa rede de drenagem são representadas geralmente de forma simplificada, mas contemplando todos os efeitos importantes que elas provocam. Em geral, todos aqueles fenômenos ou situações de fluxo que são importante estão representados. Como esses modelos tratam todos os processos principais envolvidos, permitem analisar modificações e levar em conta efeitos de jusante, que outros métodos não têm condições de representar, e podem ser tão rápidos quanto os outros métodos.

Atualmente, tanto na macrodrenagem como na microdrenagem, os modelos hidrodinâmicos estão assumindo papel de destaque. Ao passo que sua sofisticação aumenta, também aumenta o suporte tecnológico e vice-versa. Isto permite implementações mais rápidas e a utilização de ferramentas como o Sistema de Informação Geográfica (SIG) na tentativa de melhor representar o mundo real. As escalas de aplicação também estão diminuindo, há modelos preocupados somente com comportamento do fluxo em cruzamento de ruas, bueiros, entre outros componentes e dispositivos.

#### 7.4 ALTERNATIVAS DE CONTROLE

Nos capítulos anteriores foram apresentadas as medidas na fonte e na microdrenagem. As principais alternativas de controle na macrodrenagem são:

- amortecimento com reservatório de detenção ou retenção
- ampliação da capacidade de escoamento do sistema de drenagem

O processo de estudo de alternativas é baseado nos seguintes passos:

1. Determinação da capacidade do sistema de drenagem.
2. Simulação do cenário e identificação dos locais onde a capacidade não comporta o escoamento simulado.
3. Com base nos mapas da bacia e visita ao local, são selecionados locais para detenção em função do espaço disponível.
4. Estabelecer um projeto preliminar da detenção para os locais escolhidos.
5. Simular as diferentes configurações, comparando os custos das alternativas até a definição da alternativa escolhida.
6. Com a alternativa escolhida simular os riscos maiores que os de projeto.

As características dos reservatórios de armazenamento podem ser definidas com os elementos apresentados no capítulo anterior.

O dimensionamento das galerias é baseado também na equação de Manning apresentada no capítulo anterior.



## **GOVERNO DO ESTADO DO PARANÁ**

### **SECRETARIA DE ESTADO DO MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS**

#### **SUDERHSA**

Superintendência de Desenvolvimento de  
Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental

PROGRAMA DE SANEAMENTO AMBIENTAL  
DA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA

### **PLANO DIRETOR DE DRENAGEM PARA A BACIA DO RIO IGUAÇU NA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA**

## **SEÇÃO III**

### **A REGULAMENTAÇÃO POR DISTRITO DE DRENAGEM**

## **MANUAL DE DRENAGEM URBANA** *Região Metropolitana de Curitiba- PR*

VERSÃO 1.0 - Dezembro 2002

## 8. REGULAMENTAÇÃO POR DISTRITO DE DRENAGEM

Para efeito desta regulamentação, *Distrito de Drenagem* é definido como sendo a área situada na intersecção de uma bacia com um município. Por exemplo: a bacia do rio Atuba abrange parcelas de quatro municípios: Almirante Tamandaré, Colombo, Pinhais e Curitiba. Portanto essa bacia é subdividida em quatro distritos: (1) *Almirante Tamandaré-Atuba*, (2) *Colombo-Atuba*, (3) *Pinhais-Atuba* e (4) *Curitiba-Atuba*.

A regulamentação tem como finalidade identificar as propostas do Plano Diretor de Drenagem para cada Distrito, possibilitando cada município planejar as ações que deverá implantar em seu território, considerando os efeitos dessas ações nas bacias hidrográficas e os impactos sobre os municípios vizinhos. A partir dessa regulamentação os municípios da bacia do Alto Iguaçu terão condições de desenvolver e detalhar seus próprios planos municipais de drenagem em consonância com as realidades locais.

Caberá ao Comitê da Bacia do Alto Iguaçu e à Associação dos Usuários (veja *Nota*) gerir os investimentos aplicados no sistema de macrodrenagem, administrando conflitos e interesses intermunicipais e assegurando a aplicação das determinações do Plano de Bacia a ser desenvolvido em etapa posterior.

A densificação ou expansão urbana em um município podem gerar impactos negativos sobre municípios situados a jusante e sobre o rio Iguaçu. Portanto o desenvolvimento urbano de um município, sem a aplicação de medidas mitigadoras adequadas, pode submeter os municípios localizados a jusante a maiores riscos de inundação.

De acordo com as propostas deste Plano Diretor, as ações que irão reduzir os riscos de inundação devem observar três níveis básicos:

- controle das inundações decorrentes do crescimento urbano
- zoneamento das áreas de risco de inundação
- implantação de obras no sistema de macrodrenagem

Os dois primeiros níveis constituem-se em ações *não-estruturais* e não requerem investimentos públicos vultuosos. O terceiro nível abrange as ações *estruturais* e concentra a maior parte dos investimentos necessários à redução das inundações.

Controlar as inundações decorrentes do crescimento urbano significa implantar medidas mitigadoras que reduzam os excessos de vazão gerados por novos empreendimentos, pela expansão da área urbanizada ou sua densificação, sem a necessidade de obras de aceleração de escoamento que podem transferir inundações para jusante.

O zoneamento das áreas de risco é realizado por meio de posturas municipais que limitam a ocupação das áreas sujeitas à enchentes. Este procedimento tem duas finalidades. A primeira é evitar a urbanização de áreas onde a população possa estar sujeita a riscos de inundação. A segunda é preservar as áreas de várzeas que funcionam como sistemas naturais de armazenamento e amortecimento de cheias.

As obras de macrodrenagem são empregadas basicamente em duas situações: como *medidas corretivas*, quando as inundações já acontecem nas áreas urbanizadas; ou como *medidas preventivas*, quando não é possível a mitigação integral dos impactos decorrentes do desenvolvimento urbano somente através de ações não estruturais.

*NOTA:* A Associação dos Usuários é também denominada UED - Unidade Executiva Descentralizada.



A análise da situação do sistema de macrodrenagem da RMC na bacia do Alto Iguaçu, através dos modelos de simulação desenvolvidos neste Plano Diretor de Drenagem, mostra a seguinte realidade:

- Na Região Metropolitana de Curitiba o desenvolvimento urbano se dá, em geral, a partir dos fundos de vale em direção às regiões mais altas. A imagem de satélite, utilizada para a modelagem da impermeabilização, e os estudos de evolução da mancha urbana mostram claramente esse processo (Sobre esse assunto, consultar o Tomo 3.2 e seus anexos).
- As regiões mais densamente ocupadas e, portanto mais impermeabilizadas, situam-se sobre solos hidrologicamente mais favoráveis à infiltração e retenção das águas pluviais (consultar mapeamento das tipologias hidrológicas de solo no SIGRH).
- Nas áreas atualmente disponíveis para a expansão urbana são geralmente encontrados os solos hidrologicamente mais desfavoráveis à infiltração e retenção.

Esta situação mostra que os impactos do crescimento urbano sobre a macrodrenagem, na maioria das bacias que contribuem para do Alto Rio Iguaçu, não são tão relevantes. Os pequenos acréscimos encontrados nos parâmetros CN, utilizados para o cálculo dos hidrogramas de cheias, do cenário atual para o tendencial comprovam essa realidade.

Entretanto, o mapeamento da tipologia hidrológica dos solos, a distribuição espacial da mancha urbana e do parâmetro CN mostram que existem ainda áreas onde ações preventivas podem ter algum efeito benéfico na redução das inundações futuras. Essas áreas encontram-se mapeadas no Volume 2 do Plano Diretor e são classificadas como áreas de baixo, médio ou alto impacto sobre o sistema de drenagem. Embora a aplicação de medidas de controle não estruturais nessas áreas possa reduzir as vazões de cheias no sistema de macrodrenagem, os maiores benefícios deverão ser sentidos no sistema de microdrenagem.

A Figura 8.1 mostra, de forma genérica, como deve ser implantada a regulamentação por distrito de drenagem.

Nesse exemplo é importante observar que:

- A implantação da MC C1 deve ser precedida pela implantação das MCs a montante: MC L1, MC L2 e MC C2. Isto é necessário para evitar que a MC C1 opere constantemente com vazões que extrapolam sua capacidade.
- A aplicação de medidas restritivas na área com alto nível potencial de impacto pode trazer como benefício a redução do porte das MCs L1, C1 e C2 sem aumentar os riscos de inundação da bacia. Pode também reduzir a área inundável do Distrito D3, no município C. Para avaliação desse benefício, o Plano Diretor fornece todas as ferramentas de modelagem necessárias.
- A área inundável no Distrito D3 deverá ser incluída na lei municipal de zoneamento como área de risco e ocupação restrita. Os limites dessa área poderão ser variáveis ao longo do tempo. Antes da implantação das MCs poderão ser maiores e, conforme as obras forem sendo implementadas ou aplicadas medidas para a redução dos impactos de áreas urbanizadas, esses limites poderão ser reduzidos. A conformação da área de inundação poderá também ser alterada através de novas modelagens, efetuadas com maior número de dados que o utilizado no Plano Diretor.

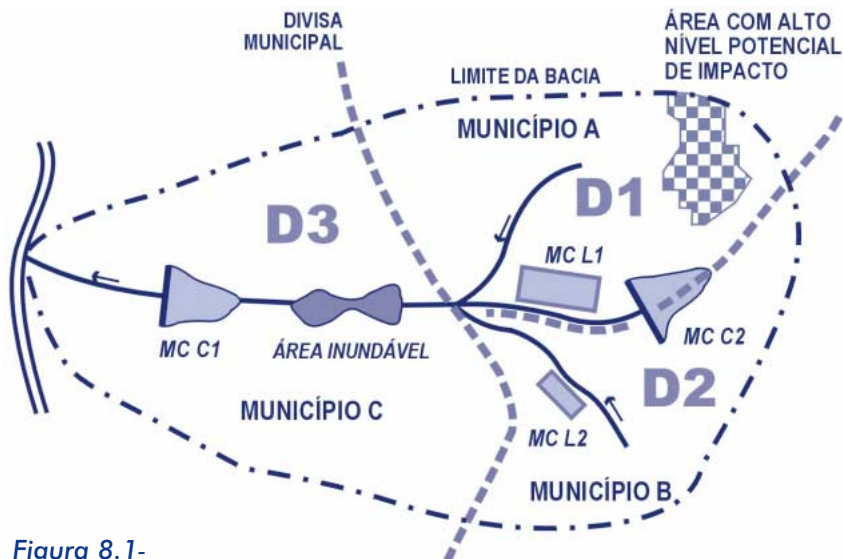


Figura 8.1-  
Regulamentação por  
Distrito de Drenagem

No exemplo apresentado nesta figura a bacia abrange parte de três municípios e, portanto, três distritos. Para o Distrito D1 a regulamentação inclui 100% do reservatório lateral de amortecimento MC L1, 50% do reservatório central MC C2 e uma área com alto nível potencial de impacto sobre a drenagem. Para o Distrito D2, a regulamentação inclui 50% da MC C2 e 100% da MC L2. Para o Distrito D3, a regulamentação abrange 100% da MC C1 e o zoneamento de uma área inundável.

### 8.1 REGULAMENTAÇÃO DO DESENVOLVIMENTO URBANO

A regulamentação do desenvolvimento urbano, quanto aos impactos produzidos no sistema de drenagem, deverá ser feita pelos municípios com os instrumentos fornecidos pelo Plano Diretor de Drenagem.

Esses instrumentos consistem em:

- Orientações e propostas apresentadas no Volume 2 - Políticas e Ações Não-Estruturais sobre legislação de controle de uso do solo e de vazões pluviais.
- Planos de informações fornecidos ao SIGRH com o mapeamento da área de estudo quanto aos níveis potenciais de impacto sobre a drenagem. Com essa ferramenta é possível antecipar o nível de impacto produzido pela urbanização em termos de incremento de volume de águas pluviais.
- Modelos matemáticos de simulação que possibilitam reproduzir ondas de cheias sob diversas condições diferentes de uso do solo.

A Figura 8.2 apresenta um fluxograma com as ações e decisões que deverão ser levadas adiante pelos municípios para avaliar os impactos potenciais da urbanização de uma área ainda não urbanizada e as providências que deverá tomar para a mitigação desses impactos.



(\*) O Plano de Informação (PI) contendo a espacialização dos níveis de impactos potenciais da urbanização sobre o sistema de drenagem, fornecido ao SIGRH, pode ser visualizado no desenho SUD0102DW-GE001-FI do Volume 2- Plano Diretor de Drenagem da RMC.

Figura 8.2-

Procedimentos para avaliar os impactos potenciais de um novo empreendimento sobre o sistema de drenagem

O fluxograma resume o processo de decisão dos municípios da RMC quanto à regulamentação de novos empreendimentos em relação à mitigação de impactos sobre a drenagem.

O processo de regulamentação envolve as etapas de planejamento descritas a seguir:

1. Localizar o novo desenvolvimento nas cartas do SIGRH

Esta localização poderá ser efetuada criando-se um Plano de Informação (PI), compatível com as especificações do SIGRH, com a situação georreferenciada do novo desenvolvimento (que pode ser um empreendimento isolado, um loteamento, a expansão do perímetro urbano ou qualquer outra ação que altere as condições de ocupação ou uso do solo no Distrito).

2. Verificar o nível potencial de impacto sobre a drenagem

Esta verificação é feita pela sobreposição do PI com o novo desenvolvimento georreferenciado com o PI, fornecido pelo Plano Diretor de Drenagem ao SIGRH, que contém os níveis de impacto sobre a drenagem espacializados.

No PI que contém o mapeamento dos níveis de impacto, esses impactos são classificados em Alto, Médio e Baixo. Se for preciso uma precisão mais apurada para a definição do nível de impacto do novo desenvolvimento, o Plano Diretor fornece toda a metodologia necessária. Para tanto basta utilizar dados com nível de detalhamento compatível com escalas menores que a utilizadas no Plano Diretor e aplicar essa mesma metodologia.

3. Definir as ações a serem implantadas

O tipo de ação depende do nível de impacto antevisto para o novo desenvolvimento.

Para o nível Alto é recomendável limitar a densidade de ocupação, o índice de impermeabilização ou implantar medidas de controle (tais como reservação em lotes conforme recomendado no Manual de Drenagem).

Para o nível médio é recomendável uma análise caso a caso que poderá resultar em exigências iguais às aplicadas ao nível Alto ou até mesmo na dispensa de qualquer ação especial.

Para o nível Baixo de impacto, é recomendável uma análise caso a caso, sendo importante o incentivo do controle de excesso de vazão, visando melhorias no desempenho da microdrenagem.

## 8.2 REGULAMENTAÇÃO DO ZONEAMENTO DAS ÁREAS INUNDÁVEIS

Esta regulamentação se constitui no zoneamento das áreas de risco de inundação. Estas áreas foram delimitadas no Plano Diretor de Drenagem por meio da modelagem das linhas de inundação e são apresentadas nos Tomos 4.1 à 4.27.

Existem seis diferentes linhas de inundação modeladas para cada bacia. Cada linha refere-se à um dos três cenários estudados e à um do dois tempos de recorrência adotados. Para efeito desta regulamentação propõe-se que sejam adotadas, inicialmente, as linhas de inundação para o Cenário Tendencial e TR = 25 anos. Estas linhas poderão ser revistas periodicamente, conforme forem sendo implantadas as Medidas de Controle e forem sendo obtidos dados mais precisos para a elaboração das modelagens.

Para o zoneamento das áreas inundáveis, o município deverá considerar as propostas apresentadas no Volume 2 do Plano Diretor e as seguintes situações:

- As linhas de inundação abrangem áreas ribeirinhas não urbanizadas não afetando, portanto a população. Neste caso a legislação de uso do solo deverá prever o uso restrito dessas áreas.
- As linhas de inundação afetam áreas urbanizadas ou em processo de urbanização. Neste caso recomendam-se os seguintes procedimentos:
  - Detalhar o dimensionamento das medidas estruturais de controle indicadas no Plano Diretor, buscando o aumento da capacidade das obras propostas ou novas alternativas para a redução das linhas de inundação. Analisar a compatibilidade entre os custos adicionais das obras e os benefícios alcançados. Chegando-se a uma solução técnica e economicamente viável adotar as novas linhas de inundação assim obtidas.
  - Não se chegando à uma relação benefício/custo razoável, estudar a possibilidade de desapropriar as áreas afetadas e transferir a população para áreas de menor risco.
  - Caso as duas alternativas acima sejam inviáveis, será preciso admitir a convivência dessas áreas com as enchentes até que se chegue à uma solução. Nesse caso é recomendável um plano de Ação para Situações de Emergência específico para essas áreas (O Plano de Ação para Situações de Emergência para a Bacia do Alto Iguaçu é apresentado no Volume 5 do Plano Diretor de Drenagem).

## 8.3 REGULAMENTAÇÃO DAS MEDIDAS DE CONTROLE ESTRUTURAIS

A regulamentação das medidas de controle estruturais consiste em identificar quais obras de macrodrenagem cabem a cada município em cada bacia. Isto é: quais as obras previstas em cada Distrito de Drenagem.

Esta regulamentação encontra-se no quadro 8.1.

**Quadro 8.1- REGULAMENTAÇÃO DAS MEDIDAS DE CONTROLE ESTRUTURAIIS \***

*Distritos de Drenagem dos Municípios de: Almirante Tamandaré, Colombo, Pinhais, Piraquara, Campo Largo, Campina Grande do Sul, Curitiba, São José dos Pinhais, Fazenda Rio Grande e Araucária*

Distrito		Lagoas de Acumulação	Substituição de Singularidades	Melhoria das Condições dos Canais	Diques e Aterros
Almirante Tamandaré	Atuba	AT01-03	AT02-08		
	Barigui	BA03-10 BA03-11 BA10-01			
Colombo	Atuba	AT01-03 AT01-06 AT01-07	AT02-06 AT02-07 AT02-08	AT02-05	
	Palmital	IR01-01 IR01-02A IR01-02B IR01-07			
Pinhais	Atuba	AT02-03 AT02-04			
	Iraí	IR05-03 IR05-04	IR05-01 IR05-02		
	Palmital	IR01-05A IR01-05B			
Piraquara	Iraí	IR02-02 IR04-02	IR04-01 IR04-03		
	Itaqui	IQ01-01	IQ01-02 IQ01-03	IQ01-04 IQ01-05	
Campo Largo	Cambuí		CA01-02 CA01-03	CA01-01	
	Itaqui II	IT01-01 IT01-02 IT01-03	IT01-04 IT01-05 IT01-06 IT01-07 IT01-08		
Campina Grande do Sul	Engenho	EN01-01 LA01-01	EN01-02 EN01-03 EN01-04 EN01-05 EN01-06 EN01-07 EN01-08 EN01-09 LA01-03	LA01-02	
Curitiba	Alto Boqueirão		AB01-01	AB01-02	
	Atuba	AT01-07	AT02-06	AT02-05	
		AT02-01	AT02-07	AT03-11	
		AT02-02A/B	AT02-08	AT03-12	
		AT03-03		AT03-13	
		AT03-05		AT03-14	
		AT03-06		AT03-15	
		AT03-07			
		AT03-08			
		AT03-10			
		AT04-01			
		AT04-02			
		AT04-04			
		AT04-05A/B			
	AT04-06				

**Quadro 8.1- REGULAMENTAÇÃO DAS MEDIDAS DE CONTROLE ESTRUTURAIS \*- Continuação**

Distrito		Lagoas de Acumulação	Substituição de Singularidades	Melhoria das Condições dos Canais	Diques e Aterros
Curitiba	Barigui	BA03-01	BA03-15	BA03-16	
		BA03-02			
		BA03-03			
		BA03-06A			
		BA03-13			
		BA03-14			
		BA04-01			
		BA05-01			
		BA05-02			
		BA10-03			
Belém		BE01-01		BE02-10	
		BE01-03		BE04-07	
		BE01-04		BE04-08	
		BE01-05		BE04-09	
		BE01-07		BE04-10	
		BE02-01		BE05-05	
		BE02-02/03		BE05-06	
		BE02-04		BE05-07	
		BE02-05		BE09-01	
		BE02-06			
		BE02-07			
		BE02-08			
		BE02-09			
		BE03-01			
		BE03-02			
		BE04-01			
		BE04-02			
		BE04-03			
		BE04-04			
		BE04-05			
		BE04-06/07			
		BE05-01			
		BE05-02/04			
		BE05-03			
		BE06-01			
		BE06-02			
		BE06-03			
		BE06-04/05			
		BE07-01			
		BE08-01			
Padilha		PA01-02			
		PA01-04			
		PA01-05			
		PA01-08/09			
		PA01-10			
		PA01-11			
		PA01-12			
		PA01-13			
		PA01-14			
		Ponta Grossa			
PG01-02	PG01-04				
	PG01-05				
	PG01-06				
	PG02-01				

**Quadro 8.1- REGULAMENTAÇÃO DAS MEDIDAS DE CONTROLE ESTRUTURAIS \* - Continuação**

Distrito		Lagoas de Acumulação	Substituição de Singularidades	Melhoria das Condições dos Canais	Diques e Aterros	
Curitiba	Prensa		PR01-01 PR01-02			
S José Pinhais	Avariú	AV01-01	AV01-02	AV01-03		
	Itaqui	IQ01-01	IQ01-02	IQ01-04	IQ01-06	
			IQ01-03	IQ01-05		
				MI01-02		
	Miringuava	MI01-01				
	Pequeno				PE01-01	
	Ressaca	RE01-01		RE01-03		
				RE01-04		
				RE01-06		
				RE01-07		
			RE01-09			
			RE01-10			
			RE01-11			
			RE01-12			
			RE01-13			
			RE01-14			
			RE01-15			
			RE01-16			
			RE01-17			
Fazenda Rio Grande			Divisa		DV01-02	DV01-01
		DV01-03		AF01-01		
		AF01-02				
		AF01-03				
		AF01-04				
		AF01-05				
		AF01-06				
	Mascate	MA01-01		MA01-04		
				MA01-05		
				MA01-06		
				MA01-07		
				MA01-08		
	Araucária	Cachoeira	CA01-01	CA01-03	CA01-02	
AF01-01			CA01-04	AF01-03		
AF01-02			CA01-05			
			CA01-06			
			CA01-07			
			AF01-04			
			AF01-05			
			AF01-06			
			AF01-07			
			AF01-08			
	AF01-09					

(\*) As medidas estruturais de controle são identificadas pela codificação definida no Volume 4 do Plano Diretor de Drenagem

#### 8.4 MEDIDAS PROPOSTAS PARA OS DISTRITOS DE DRENAGEM

O Quadro 8.2 apresenta as medidas propostas, por este Plano Diretor de Drenagem, para cada distrito de drenagem e inclui as seguintes informações:

- Zonamento de Inundação: esta coluna mostra se é indicado ou não prever, na legislação de uso do solo, o zonamento de inundação para o Distrito. No caso de a indicação ser *sim*, a área a ser zoneada encontra-se delimitada no Plano de Informação referente às linhas de inundação fornecido ao SIGRH. Encontra-se também nos tomos assinalados na coluna *Referência*.
- MCs Centrais: mostra a quantidade de reservatórios de amortecimento do tipo *central* previstos para cada Distrito. Se o reservatório estiver localizado na divisa do Distrito, é considerado como 50%, o que significa que seu custo deverá ser dividido com o Distrito vizinho. Se o reservatório estiver inteiramente no Distrito, ele é considerado como sendo 100%.
- Ampliação de Singularidade: refere-se à obras de aumento de capacidade hidráulica de singularidades que reduzem a capacidade do canal, tais como pontes e bueiros. Da mesma forma que para as MCs Centrais são classificadas em 50% e 100% conforme sua localização.
- Melhoria de Canal: inclui as obras de ampliação de capacidade de canal tais como aumento de seção, revestimento, entre outras. É importante ressaltar que, este tipo de obra, somente foi indicada no Plano Diretor em casos especiais, geralmente quando o aumento do pico de cheia provocado por este tipo de intervenção pudesse ser absorvido por algum reservatório a jusante. Também são classificadas em 50% e 100% conforme a sua localização.
- MCs Laterais: são reservatórios de amortecimento situados lateralmente em relação aos rios. Todas as MCs laterais são construídas inteiramente dentro de um único Distrito e, portanto, não é necessário classifica-las quanto a sua posição em relação às divisas.
- Referência: esta coluna apresenta os tomos onde são apresentadas as modelagens de cada Distrito. Nesses tomos é possível encontrar todas as informações sobre as MCs e linhas de inundação.



**Quadro 8.2- ZONEAMENTO DE INUNDAÇÃO E MEDIDAS DE CONTROLE POR DISTRITO**

Distrito	Zoneamento de Inundação	MCs Centrais		Ampliação de Singularidade		Melhoria de Canal		MCs Laterais	Referência PDDrenagem
		100 %	50%	100 %	50%	100 %	50%		
Alm. Tamandaré - Atuba	sim	-	1	-	1	-	-	-	Tomo 4.4
Alm. Tamandaré - Barigui	sim	1	-	-	-	-	-	2	Tomo 4.9
Alm. Tamandaré - Passaúna	não	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.21
Araucária - Barigui	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.9
Araucária - Cachoeira	sim	3	-	11	-	2	-	-	Tomo 4.26
Araucária - Maurício	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.17
Araucária - Passaúna	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.21
Araucária - Verde	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.27
Balsa Nova - Itaquí 2	sim	-	1	-	-	-	-	-	Tomo 4.12
Balsa Nova - Verde	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.27
Campina Gde Sul - Cerne	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.23
Campina Gde Sul - Engenho	sim	2	-	9	-	1	-	-	Tomo 4.22
Campina Gde do Sul - Iraí	não	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.16
Campo Largo - Cambuí	sim	-	-	2	-	1	-	-	Tomo 4.7
Campo Largo - Itaquí 2	sim	2	1	5	-	-	-	-	Tomo 4.12
Campo Largo - Passaúna	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.21
Campo Largo - Verde	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.27
Campo Magro - Passaúna	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.21
Campo Magro - Verde	não	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.27
Colombo - Atuba	sim	-	1	-	3	-	1	2	Tomo 4.4
Colombo - Barigui	não	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.9
Colombo - Iraí	não	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.16
Colombo - Palmital	sim	1	-	-	-	-	-	3	Tomo 4.10
Curitiba - Alto Boqueirão	sim	-	-	1	-	1	-	-	Tomo 4.15
Curitiba - Atuba	sim	2	-	-	3	5	1	12	Tomo 4.4
Curitiba - Barigui	sim	1	-	1	-	1	-	9	Tomo 4.9
Curitiba - Belém	sim	1	-	-	-	9	-	29	Tomo 4.8
Curitiba - Espigão	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.19
Curitiba - Padilha <sup>(1)</sup>	sim	-	-	-	-	-	-	9	Tomo 4.11
Curitiba - Passaúna	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.21
Curitiba - Ponta Grossa	sim	-	-	5	-	1	-	2	Tomo 4.18
Curitiba - Prensa	sim	-	-	2	-	-	-	-	Tomo 4.20
Faz. Rio Grande - Cotia	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.25
Faz. Rio Grande - Divisa	sim	-	-	7	-	2	-	-	Tomo 4.14
Faz. Rio Grande - Mascate	sim	3	-	5	-	-	-	-	Tomo 4.3
Faz. Rio Grande - Maurício	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.17
Faz. Rio Grande - Moinho	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.1
Mandirituba - Maurício	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.17
Pinhais - Atuba	sim	-	-	-	-	-	-	2	Tomo 4.4
Pinhais - Iraí	sim	1	-	2	-	-	-	1	Tomo 4.16
Pinhais - Palmital	sim	-	-	-	-	-	-	2	Tomo 4.10
Piraquara - Iraí	sim	-	-	2	-	-	-	2	Tomo 4.16
Piraquara - Itaquí	sim	-	1	-	2	-	2	-	Tomo 4.5
Quatro Barras - Cerne	não	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.23
Quatro Barras - Iraí	não	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.16
S. José Pinhais - Avariú	sim	-	-	1	-	1	-	1	Tomo 4.2
S. José Pinhais - Itaquí <sup>(2)</sup>	sim	-	1	-	2	-	2	-	Tomo 4.5
S. José Pinhais - Miringuava	sim	1	-	-	-	1	-	-	Tomo 4.24
S. José Pinhais - Pequeno <sup>(3)</sup>	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.6
S. José Pinhais - Ressaca	sim	4	-	13	-	-	-	-	Tomo 4.13
S. José dos Pinhais - Cotia	sim	-	-	-	-	-	-	-	Tomo 4.25

(1) A quantidade de MCs para essa bacia foi definida com base em estudos hidrológicos e hidráulicos preliminares sobre base cartográfica da COMEC. A modelagem do Ribeirão do Padilha sobre a base do SIGRH será efetuada pela SUDERHSA, o que poderá alterar essa quantidade.

(2) Além das MCs indicadas, para o Distrito S. José dos Pinhais - Itaquí, foi previsto o aterro de uma área de risco.

(3) Além das MCs indicadas, para o Distrito S. José dos Pinhais - Pequeno foi prevista a construção de um dique.

## **GOVERNO DO ESTADO DO PARANÁ**

### **SECRETARIA DE ESTADO DO MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS**

#### **SUDERHSA**

Superintendência de Desenvolvimento de  
Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental

PROGRAMA DE SANEAMENTO AMBIENTAL  
DA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA

### **PLANO DIRETOR DE DRENAGEM PARA A BACIA DO RIO IGUAÇU NA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA**

## **ANEXO A**

### **VAZÃO DE PRÉ-DESENVOLVIMENTO E VOLUME DE CONTROLE**

## **MANUAL DE DRENAGEM URBANA** *Região Metropolitana de Curitiba- PR*

VERSÃO 1.0 - Dezembro 2002

## VAZÃO DE PRÉ-DESENVOLVIMENTO E VOLUME DE CONTROLE

### VAZÃO ESPECÍFICA DE PRÉ-DESENVOLVIMENTO

A vazão de pré-desenvolvimento corresponde às condições mais próximas da situação natural. Como princípio, esta vazão deve ser mantida após o desenvolvimento. Isto é: um novo empreendimento não deverá gerar vazão pluvial maior que a vazão produzida na área ocupada antes da implantação do empreendimento. Para a regulamentação da vazão de pré-desenvolvimento é necessário estabelecer critérios simples que sejam aplicáveis de forma geral na Região Metropolitana, sem prejuízo do seu controle.

Para áreas de contribuição de até 200 ha, a vazão pode ser obtida pelo Método Racional pela expressão

$$Q = 2,778 C i A \quad (A.1)$$

onde Q é a vazão máxima em l/s, i é a intensidade da precipitação em mm/h e A é a área da bacia em ha. Esta equação pode ser expressa na forma de vazão específica natural:

$$q_n = \frac{Q}{A} = 2,778 C i \quad (A.2)$$

onde  $q_n$  é obtido em l/(s.ha).

Esta equação depende de C, coeficiente de escoamento superficial e i, intensidade da precipitação em mm/h.

**Coeficiente de escoamento superficial:** O coeficiente de escoamento superficial de uma bacia pode ser estimado pela ponderação dos coeficientes das diferentes superfícies presentes. Considerando uma bacia urbana onde podem existir dois tipos de superfícies, permeável e impermeável, é possível estabelecer que:

$$C = \frac{C_p A_p + C_i A_i}{A_t} \quad (A.3)$$

onde  $C_p$  é o coeficiente de escoamento de área permeável da bacia;  $A_p$  é a área da bacia com superfície permeável;  $C_i$  é o coeficiente de escoamento da área impermeável;  $A_i$  é a somatória das áreas impermeáveis e  $A_t = A_p + A_i$ , a área total.

Esta equação pode ser transformada, obtendo-se:

$$C = C_p \frac{A_p}{A_t} + C_i \frac{A_i}{A_t} \quad C = C_p + (C_i - C_p) AI \quad (A.4)$$

onde  $AI = A_i / A_t$ , representa a parcela de áreas impermeáveis.

Com base em trabalhos de Schueler (1987), Urbonas et al. (1990) e Tucci (2000), adota-se o valor de  $C = 0,95$  para áreas de contribuição impermeabilizadas ( $AI = 1,0$ ). Considerando que  $C_i$  representa o coeficiente de escoamento da parcela urbanizada, o valor obtido retrata principalmente superfícies de asfalto e concreto, onde o valor é próximo do limite superior. A partir destes mesmos trabalhos, e de acordo com o tipo de solo da RMC, que em parte das bacias (como Belém e Atuba) apresenta baixa permeabilidade, adota-se o valor de  $C_p = 0,15$ , que representa um valor intermediário entre o coeficiente dos solos tipos C e D, segundo a classificação da tipologia hidrológica do solo elaborada para o Plano Diretor, baseada no método do Soil Conservation Service. A equação A.4 assume, então, a seguinte forma:

$$C = 0,15 + 0,80 AI \quad (A.5) \quad \text{onde } 0 \leq AI \leq 1$$

**Intensidade da precipitação:** A intensidade da precipitação é estimada através de funções cujas variáveis são: a duração da chuva (ou o tempo de concentração da bacia) e o tempo de retorno. São as chamadas curvas Intensidade x Duração x Frequência (IDF).

Quanto menor o tempo de concentração, maior a intensidade e maior será a vazão específica média a ser adotada. Da mesma forma, quanto maior o tempo de retorno, maior será a vazão específica natural. Valores altos de vazão específica natural implicam em menor volume de controle para cada local.

**Cálculo da vazão de pré-desenvolvimento:** As intensidades de chuvas na Região Metropolitana de Curitiba são obtidas utilizando-se a curva IDF do Prado Velho (Fendrich, 1989):

$$i_{m\acute{a}x} = \frac{3221,07 T^{0,258}}{(t + 26)^{1,010}} \quad (A.6)$$

onde  $i_{m\acute{a}x}$  é a intensidade da chuva em mm/h, T o período de retorno em anos e t a duração da chuva em minutos.

As vazões específicas para precipitações de 60 minutos de duração são calculadas utilizando-se as equações A.2, A.5 e A.6, com o valor de AI igual a zero e  $C_p = 0,15$ , o que resulta:

$$q_n = 14,927 T^{0,258} \quad \text{onde T é dado em anos e } q_n \text{ em l/s.ha.}$$

**Tabela A.1-**  
VALORES DE VAZÃO ESPECÍFICA DE PRÉ-DESENVOLVIMENTO

Tr anos	$i_{m\acute{a}x}$ mm/h	$q_n$ l/s.ha
2	42,8	17,9
5	54,3	22,6
10	64,9	27,0
25	82,2	34,2
50	98,3	41,0
100	117,5	49,0

Na tabela A1 são apresentadas vazões específicas de pré-desenvolvimento para diferentes períodos de retorno Tr.

Tabela A1 - Valores de vazão específica de pré-desenvolvimento ( $q_n$ )

Adota-se como vazão específica de pré-desenvolvimento o valor determinado para o período de retorno de **10 anos**, independente do período de retorno adotado no projeto do empreendimento.

Considerando-se o período de retorno de 10 anos, a vazão específica de pré-desenvolvimento para a Região Metropolitana de Curitiba (RMC) é igual a:

$$q_n = 27 \text{ l / (s.ha)}$$

Isto significa que as vazões que excederem o valor de 27 l/s.ha devem ser armazenadas em reservatórios dimensionados para conter os volumes específicos de controle definidos a seguir, ou infiltradas no solo através de dispositivos adequados. Deve-se ressaltar que, embora o valor de  $q_n$  tenha sido definido para o período de retorno de 10 anos, ele deve ser utilizado **sempre** como valor da vazão de pré-desenvolvimento, independente do período de retorno adotado no projeto de drenagem. Por exemplo, em projetos de microdrenagem, usualmente será adotado período de retorno de 2 anos, mas a vazão de restrição será de 27 l/s.ha.

### VOLUME ESPECÍFICO DE CONTROLE

O volume de controle para pequenas áreas urbanas (< 2 km<sup>2</sup>) pode ser estimado com base na equação:

$$V = (Q_u - Q_n) 60 t \quad (A.7)$$

onde V é o volume em litros; Q<sub>n</sub> é a vazão de pré-desenvolvimento em l/s; Q<sub>u</sub> é a vazão resultante do desenvolvimento urbano em l/s; t é duração em minutos.

A vazão devido ao desenvolvimento urbano é estimada pela equação A.1. A vazão de pré-desenvolvimento foi estimada no item anterior através da sua vazão específica. Assim, expressando a equação A.7 em volume específico ou seja, volume por unidade de área, resulta:

$$v = \frac{V}{A} = (2,778 C i - q_n) 60 t = (2,778 C i - 27) 60 t \quad (A.8)$$

com:

v = volume específico em l/ha

i = intensidade da chuva em mm/h

q<sub>n</sub> = vazão específica de pré-desenvolvimento = 27 l/s.ha

t = tempo de duração em min

C = coeficiente de escoamento superficial ponderado = 0,15+0,80 AI

Generalizando a curva IDF de Curitiba, para i em l/s.ha e t em minutos, têm-se:

$$i = \frac{M T^N}{(t + P)^S} \quad (A.9)$$

com:

M = 3.221,07 x 2,778 = 8.948,132

N = 0,258

P = 26

S = 1,01

t = tempo de duração em min

T = período de retorno em anos

Substituindo na IDF de Curitiba, obtém-se

$$v = \frac{60}{1.000} t \left[ C \frac{M T^N}{(t + P)^S} - q_n \right] \quad (A.10)$$

onde a duração t é em minutos e o volume é obtido em m<sup>3</sup>/ha.

Fazendo:

$$\beta = C M T^N \quad (A.11)$$

resulta:

$$v = 0,06 t \left[ \frac{\beta}{(t + P)^S} - q_n \right] \quad (A.12)$$

A duração que produz o maior volume é obtido pela derivada da equação acima em função de t.

$$\frac{\delta v}{\delta t} = 0,06 t \left[ \frac{\beta}{(t + P)^S} - q_n \right] - 0,06 t \frac{\beta S (t + P)^{S-1}}{(t + P)^{2S}} \quad (A.13)$$

Fazendo  $\frac{\delta v}{\delta t} = 0$ , a equação resultante é não-linear e é resolvida por iteração.

$$\beta (t + P) - q_n (t + P)^{S+1} - t \beta S = 0 \quad (A.14)$$

O valor de  $q_n$  pode ser a capacidade da drenagem numa área existente ou a vazão natural do local onde está sendo proposto um novo desenvolvimento. Considerando a vazão natural de  $q_n = 27 \text{ l/(s.ha)}$  foram determinados os valores de volume específico para cada tempo de retorno em função da área impermeável.

**Tabela A.2- VOLUME ESPECÍFICO DE CONTROLE (m<sup>3</sup>/ha)**

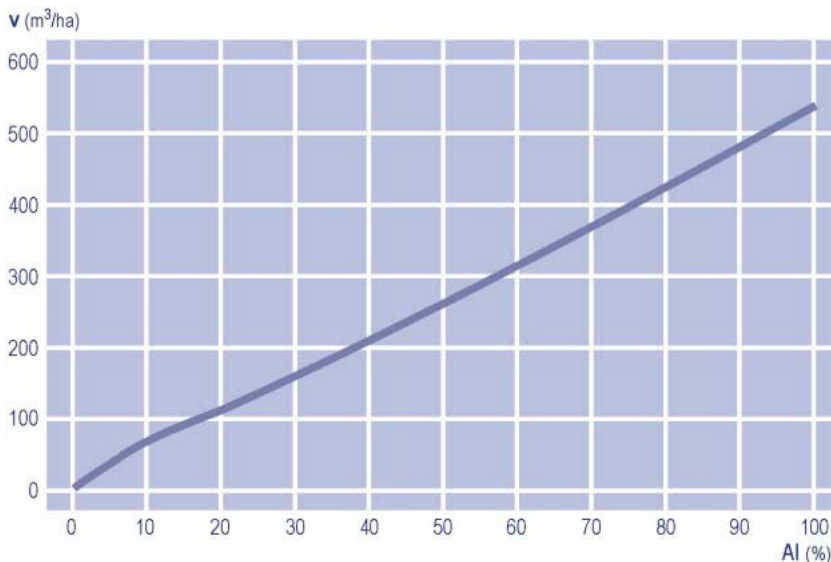
Área Impermeável %	Tempo de retorno anos					
	2	5	10	25	50	100
10	29	48	67	100	133	174
20	54	82	110	160	208	268
30	81	120	158	223	287	366
40	111	160	208	290	369	467
50	142	202	260	359	454	571
60	174	245	313	429	541	677
70	207	289	368	501	629	785
80	241	334	424	574	718	894
90	276	380	480	648	809	1.004
100	311	427	538	723	900	1.115

Na tabela A2 são apresentados os valores de volume específico em função da área impermeável e tempo de retorno.

A equação que ajusta os pontos é

$$v = 2,456 T^{0,332} AI \quad (A.15)$$

onde:  
 v é o volume específico de controle em m<sup>3</sup>/ha e  
 AI é a percentagem de área impermeável na área de contribuição.



O gráfico ao lado apresenta a variação do volume específico de controle em função da área impermeável para Tr = 10 anos.

## **GOVERNO DO ESTADO DO PARANÁ**

### **SECRETARIA DE ESTADO DO MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS**

#### **SUDERHSA**

Superintendência de Desenvolvimento de  
Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental

#### **PROGRAMA DE SANEAMENTO AMBIENTAL DA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA**

### **PLANO DIRETOR DE DRENAGEM PARA A BACIA DO RIO IGUAÇU NA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA**

## **ANEXO B**

### **ANÁLISE DAS CURVAS IDF DA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA**

## **MANUAL DE DRENAGEM URBANA** *Região Metropolitana de Curitiba- PR*

VERSÃO 1.0 - Dezembro 2002

## ANÁLISE DAS CURVAS IDF DA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA

### B.1 CURVA IDF DE PARIGOT DE SOUZA

Parigot de Souza (1959) utilizou dados de chuva da estação pluviográfica de Curitiba (Código DNAEE 02549006; Lat. 25° 26'S; Long. 49° 16'W; altitude: 929m) com durações de 5 min a 2 horas, no período de 1921 a 1951, obtendo a relação:

$$i_{\text{máx}} = \frac{5950,00 T^{0,217}}{(t + 26)^{1,15}} \quad (B.1)$$

onde  $i_{\text{máx}}$  é a intensidade máxima da precipitação em mm/h; T é o tempo de retorno em anos; e t é a duração da precipitação em minutos.

Esta foi uma das primeiras curvas IDF desenvolvidas no Brasil com o formato apresentado na equação 4.1 (Capítulo 4) e é válida para o intervalo de duração com que foi especificada, não devendo, portanto ser aplicada para determinação de chuvas de projeto com mais de duas horas de duração. Ela apresenta, ainda, o inconveniente de não utilizar dados atualizados de chuva, não contemplando possíveis efeitos de urbanização dos últimos 50 anos.

### B.2 CURVA IDF DE PFAFSTETTER

**Tabela B.1-**  
VALORES COEFICIENTE  $\alpha$   
IDF de Pfafstetter (1959)

Duração	$\alpha$
5 min	0,108
15 min	0,122
30 min	0,138
1 h	0,156
2 h	0,166
4 h	0,174
8 h	0,176
14 h	0,174
24 h	0,170
48 h	0,166
3 d	0,160
4 d	0,156
6 d	0,152

Pfafstetter (1957) obteve a relação de intensidade duração e frequência para o posto de Curitiba (Lat. 25° 25'S; Long. 49° 17'W) com base em série de cerca de 34 anos de pluviógrafo, utilizando chuvas com durações de 5 min a 6 dias, obtendo a equação:

$$P = R [ 0,2t + 25 \log (1 + 20t) ]$$

$$R = T^{a+b/T^{0,25}} \quad (B.2)$$

onde R é a precipitação máxima em mm; t é a duração em horas; T o tempo de retorno em anos; a e b são coeficientes estimados de acordo com a duração da precipitação, sendo b=0,15 para durações de 5 a 30 mi e b = 0,08 para durações de 1h a 6 dias. Os valores de a são apresentados na tabela B1.

Esta curva apresenta a vantagem de ter sido desenvolvida para um amplo espectro de durações de chuva. Porém, assim como a equação B1, não utiliza dados atualizados de chuva. Além disto, o formato utilizado não é de tão fácil aplicação quanto o da equação B1, por apresentar coeficientes que variam com a duração da chuva.

### B.3 CURVA IDF DE MELLO

**Tabela B.2-**  
VALORES COEFICIENTES  
Hot e N PARA CURITIBA  
IDF de Mello (1973)

Duração	Hot	N
15 min	22,63	0,41
1 hora	34,59	0,51
1 dia	77,53	0,52
2 dias	77,53	0,52
6 dias	121,25	0,48

Mello (1973) apresentou os estudos de chuvas intensas do Brasil e utilizou a seguinte expressão:

$$H (T,t) = Hot (In T) N \quad (B.3)$$

onde H(T,t) é a precipitação máxima com duração t e tempo de retorno T (anos); Hot e N são coeficientes estabelecidos para cada posto. Na tabela B2 são apresentados esses valores para Curitiba.

Esta curva tem o inconveniente de não poder ser facilmente interpolada para valores de duração intermediários aos apresentados na tabela B2.



#### B.4 CURVA IDF DE HOLTZ

Holtz (1966) atualizou a equação B1 utilizando uma série mais longa e obteve a seguinte expressão:

$$H = 70,6 T^{0,162} t^{0,33} \quad (B.4)$$

onde H é a precipitação em mm; T é o tempo de retorno em anos; e t a duração da chuva em dias.

#### B.5 CURVA IDF DE FENDRICH (1989) PARA PRADO VELHO

Fendrich (1989) confirmou a equação anteriormente obtida (equação 4.2) por Parigot de Souza e obteve uma expressão para os dados disponíveis (1981 a 1988) do Posto do Prado Velho (Código DNAEE 02549075; Lat. 25° 27'S; Long. 49° 15'W; altitude: 884m).

A expressão é:

$$i_{\text{máx}} = \frac{3221,07 T^{0,258}}{(t + 26)^{1,010}} \quad (B.5)$$

onde  $i_{\text{máx}}$  é a intensidade máxima em mm/h; t é a duração da chuva em minutos; e T o período de retorno em anos.

Esta expressão apresenta a vantagem de utilizar dados mais atuais, mas tem o inconveniente de ter sido desenvolvida com uma série muito curta de dados (apenas 8 anos).

#### B.6 COMPARAÇÃO DAS CURVAS IDF DA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA

A tabela B3 apresenta uma comparação dos resultados das cinco equações apresentadas anteriormente. As principais observações e recomendações obtidas a partir desta tabela são:

- pode-se observar que a curva de Mello apresenta valores bastante distintos das demais, sendo, por este motivo, recomendado que ela não seja utilizada sem verificação cuidadosa dos motivos para as diferenças observadas
- a curva de Parigot apresenta resultados semelhantes aos das curvas de Pfafstetter e de Fendrich, para as durações menores ou iguais a 2 horas (faixa de validade da curva de Parigot). Porém, para durações maiores há subestimativa das máximas intensidades, quando comparadas com os resultados das demais curvas. Estes resultados confirmam a recomendação anterior de evitar seu uso para durações superiores a 2 horas
- a curva de Holtz apresenta valores semelhantes às de Pfafstetter e de Fendrich para durações de 12 horas ou mais, subestimando as intensidades para durações inferiores
- a curva de Fendrich (1989) para o Prado Velho, apesar de ter sido obtida com uma série de apenas 8 anos, apresenta valores bastante próximos aos obtidos pelas curvas de Pfafstetter e Holtz, em praticamente todas as combinações analisadas
- uma análise dos dados originais utilizados por Pfafstetter (1959) (tabela B4) mostra que a curva de Fendrich (1989) tem melhor aderência a estes dados do que a própria curva de Pfafstetter. Como esta é a curva mais atual, tendo sido desenvolvida para um posto próximo ao de Curitiba e com altitude levemente inferior (884m e 929m), sugere-se seu uso generalizado para condições de projeto.

**Tabela B.3-** COMPARAÇÃO DAS CURVAS IDF DA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA

Tr anos	Td mm	Intensidade mm/h				
		Parigot	Pfaffstetter	Mello	Holtz	Fendrich
2	5	133,28	151,42	-	146,27	120,06
	15	96,64	93,20	25,72	70,06	90,52
	30	67,52	63,14	-	44,03	66,07
	60	41,23	38,82	23,98	27,68	42,84
	120	22,43	23,93	-	17,39	25,10
	240	11,25	14,34	-	10,93	13,69
	480	5,37	8,40	-	6,87	7,15
	720	3,44	6,11	-	5,24	4,83
	840	2,90	5,41	-	4,72	4,16
	1080	2,19	4,43	-	3,99	3,25
	1440	1,58	3,53	2,24	3,29	2,44
5	5	162,60	180,91	-	169,68	152,08
	15	117,89	112,78	59,73	81,27	114,66
	30	82,37	77,53	-	51,08	83,69
	60	50,29	46,59	55,67	32,10	54,26
	120	27,36	28,99	-	20,18	31,79
	240	13,73	17,49	-	12,68	17,35
	480	6,55	10,27	-	7,97	9,06
	720	4,19	7,46	-	6,07	6,12
	840	3,53	6,59	-	5,48	5,27
	1080	2,67	5,39	-	4,63	4,11
	1440	1,93	4,29	5,20	3,82	3,09
10	5	189,00	201,91	-	189,84	181,85
	15	137,03	127,10	85,46	90,93	137,12
	30	95,74	88,35	-	57,15	100,08
	60	58,46	52,83	79,65	35,92	64,89
	120	31,81	33,09	-	22,58	38,02
	240	15,96	20,08	-	14,19	20,74
	480	7,62	11,80	-	8,92	10,83
	720	4,87	8,57	-	6,80	7,32
	840	4,11	7,57	-	6,13	6,30
	1080	3,10	6,18	-	5,18	4,92
	1440	2,24	4,91	7,44	4,27	3,70
20	5	219,67	221,88	-	212,40	217,47
	15	159,27	141,04	111,18	101,74	163,97
	30	111,28	99,13	-	63,94	119,67
	60	67,95	59,43	103,62	40,19	77,59
	120	36,97	37,49	-	25,26	45,46
	240	18,54	22,88	-	15,88	24,80
	480	8,85	13,47	-	9,98	12,96
	720	5,66	9,77	-	7,60	8,75
	840	4,77	8,63	-	6,86	7,53
	1080	3,60	7,04	-	5,80	5,88
	1440	2,60	5,58	9,68	4,78	4,42
50	5	268,00	247,11	-	246,39	275,46
	15	194,31	159,10	145,19	118,02	207,69
	30	135,76	113,48	-	74,18	151,59
	60	82,89	68,87	135,32	46,62	98,29
	120	45,10	43,84	-	29,30	57,59
	240	22,62	26,95	-	18,42	31,42
	480	10,80	15,89	-	11,57	16,41
	720	6,91	11,52	-	8,82	11,09
	840	5,82	10,16	-	7,96	9,54
	1080	4,39	8,27	-	6,72	7,45
	1440	3,18	6,55	12,64	5,54	5,60

**Tabela B.4-** CURVAS IDF COMPARADAS COM DADOS ORIGINAIS DE PFAFSTETTER (1959)

Tr anos	Precipitação em 1 hora		
	Dados Pfafstetter	IDF Pfafstetter	IDF Fendrich
2	43	38,82	42,84
5	53	46,59	54,26
10	67	52,83	64,89
25	82	61,65	82,19

**Conclusão:** as equações de Parigot, Pfafstetter e Fendrich apresentam resultados semelhantes para durações de até 2 horas, podendo ser utilizadas quase indistintamente. Porém, para durações maiores, a equação de Parigot deve ser evitada. Sugere-se a adoção da equação de chuvas intensas de Fendrich (1989) para a estação do Prado Velho, levando em consideração a maior atualidade dos dados utilizados para seu ajuste, pelo fato de ela se ajustar melhor aos dados originais utilizados por Pfafstetter (1959) e também sua maior facilidade de uso.



## **GOVERNO DO ESTADO DO PARANÁ**

### **SECRETARIA DE ESTADO DO MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS**

#### **SUDERHSA**

Superintendência de Desenvolvimento de  
Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental

PROGRAMA DE SANEAMENTO AMBIENTAL  
DA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA

### **PLANO DIRETOR DE DRENAGEM PARA A BACIA DO RIO IGUAÇU NA REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA**

## **ANEXO C**

### **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

### **MANUAL DE DRENAGEM URBANA** *Região Metropolitana de Curitiba- PR*

VERSÃO 1.0 - Dezembro 2002

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ARMITAGE, N. P., ROOSEBOOM, 1998, The Removal of Litter from Stormwater Conduits in the Developing World, Fourth International Conference on Developements in Urban Drainage Modelling, 21-24 sept London, UK, Pre-Prints Vol 2, pp 801-808
- ASCE, 1985. *Stormwater Detention Outlet Control Structures*. Task Comitee on the Design of Outlet Structures. American Society of Civil Engineers, New York.
- ASCE, 1992
- AZZOUT, Y.; BARRAUD, S.; CRES, F.N.; ALFAKIH, E., 1994, Techniques Alternatives en Assainissement Pluvial : Choix, Conception, Réalisation et Entretien, LCPC, INSA Lyon, Certu, Agences de l'Eau, Lavoisier Technique et Documentation, Paris. ASCE, 1969. *Design and Construction of sanitary and storm sewers*. New York ( Manuals and Reports of Engineering Practice, 37).
- CRUZ, M.S.; TUCCI, C.E.M.; SILVEIRA, A.L.L, 1998, Controle do Escoamento com detenção em lotes urbanos, Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Vol. 3, N.4, out/dez, pp 19-31.
- CUNGE, J.A. 1969. On the Subject of Flood Propagation Computation Method (Muskingun Method). *Journal of Hydraulic Research*, Delft V7, N. 2, p205-230.
- DAEE/CETESB 1980. *Drenagem Urbana* 2 ed. São Paulo.
- DAWDY, D.R. 1967. Knowledge of sedimentation in urban environments. *Journal of the Hydraulic Division*. ASCE. v.93, Ser. HY, n.6, p. 235-245, Nov.
- FENDRICH, R. 1989. Chuvas intensas na estação pluviográfica Curitiba – Prado Velho (PUC-PR), ISAM/PUC-PR, Curitiba, 59p.
- HEGCOCK E MOURITZ. 1995.
- HOLTZ. 1966.
- JONES, S.B. 1981. Choice of space and time steps in the Muskingun-Cunge flood routing method. *Proceedings Institution of Civil Engineers*, v.71, n.2, p758-772.
- LEOPOLD, L.B., 1968. *Hydrology for Urban Planning* - A Guide Book on the Hydrologic Effects on Urban Land Use. USGS circ. 554, 18p.
- MAIDMENT, D.R. (ed.) 1993. *Handbook of Hydrology*. New York: McGraw-Hill.
- MECKLENBURG, D., 1996, Rainwater and Land Development : Ohio's Standards for Stormwater Management Land Development and Urban Stream Protection, 2<sup>nd</sup> Edition, Ohio Department of Natural Resources, Columbus, Ohio, USA.
- MELLO. 1973
- NICHOLAS, D., 1995, Techniques for On Site Stormwater Detention in Sidney, Australia : Quantity and Quality Control Mechanisms for Frequency Staged Storage, 2<sup>nd</sup> International Conference on Innovative Technologies in Urban Storm Drainage, NOVATECH 95, Lyon, France.
- PARIGOT DE SOUZA, P.V. 1959. Possibilidades pluviais de Curitiba em relação a chuvas de grande intensidade. CEPHH/UFPR, Curitiba, 9p
- PFAFSTETTER, O. 1957. Chuvas intensas no Brasil : relação entre precipitação, duração e freqüência de chuvas em 98 postos com pluviógrafos . [Rio de Janeiro] : Dnocs, 1957. 419p.
- SANGARÉ. 1998

- SCHUELER, T. R., 1987. Controlling Urban Runoff : A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs. Department of Environmental Programs, Metropolitan Washington Council of Governments.
- SCS, 1975. *Urban Hydrology for Small Watersheds*. Washington: U.S. Dept. Agr. (Technical Release, 55).
- SETZER E PORTO. 1979
- SILVEIRA, A.L.L. 1996. Contribution a l'étude hydrologique d'un bassin semi-urbanise dans le bresil subtropical : bassin de l'arroyo diluvio a Porto Alegre . Universite Montpellier II. Montpellier, Fr. Tese (Doutorado).
- SILVEIRA. 1997
- STU, 1993, La maîtrise des eaux pluviales : des solutions sans tuyau dans l'agglomération de Bordeaux, Les Éditions du STU, Service Technique de l'Urbanisme, Bordeaux, France.
- TUCCI, C. E. M., GENZ, F., 1995, Controle do Impacto da Urbanização, In : Tucci, C.E.M., Porto, R.L., Barros, M.T. (org.), 1995, Drenagem Urbana, Editora da Universidade, ABRH.
- TUCCI, C.E.M., ORDONEZ, J.S., SIMÕES, M.L. 1981. Modelo matemático precipitação-vazão IPH II Alguns resultados. *Anais. IV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. ABRH. Fortaleza, CE.
- TUCCI, C.E.M., CAMPANA, N.A. 1993. Simulação distribuída com IPH II, nova versão, in: *Anais. X Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e I Simpósio de Recursos Hídricos do Conesul*, ABRH, Gramado, RS., V. 3, p490-494.
- TUCCI. 2000
- UNITED STATES, Departament of transportation, 1979. *Design of urban highway drainage*. Washington: Federal Highway Administration.
- URBONAS ET AL. 1990.
- URBONAS, B.; ROESNER, L.A., 1993. Hydrologic Design for Urban Drainage and Flood Control. In: *Handbook of Hydrology*. D.R. Maidment (ed.). Cap. 28.
- URBONAS, B.; STAHRE, P., 1993. *Stormwater Best Management Practices and Detention*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey. 450p.
- WILKEN, P.S., 1978. *Engenharia de drenagem superficial*. São Paulo: CETESB 477p.