



PLANO DE DRENAGEM DE JUIZ DE FORA PARTE 1 - ZONA NORTE

PD/JF ZN

VOLUME 3 - MANUAL DE DRENAGEM



CIDADE DE
JUIZ DE FORA
PREFEITURA





Volume 01 - Diagnóstico
Volume 02 - Propostas
Volume 03 - Manual de Drenagem

Juiz de Fora, dezembro de 2011.



Sumário

Apresentação	5
Ficha Técnica	6
Introdução	9
Manual de Drenagem	10
1. Introdução	10
1.1. Manual de Drenagem Urbana	10
1.2. Organização do Manual de Drenagem Urbana	11
2. Princípios do Controle da Drenagem Urbana	12
2.1. Impactos na Drenagem Urbana	12
2.1.1. Impactos nas Áreas Ribeirinhas	13
2.1.2. Impactos Devido à Urbanização	14
2.2. Limitações de Algumas Medidas de Controle	19
2.3. Princípios do Controle da Drenagem Urbana	20
3. Regulamentação	23
3.1. Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano	23
3.2. Proposta de Lei Municipal	25
4. Elementos Conceituais	26
4.1. Sistemas de drenagem	26
4.2. Escoamento e Condicionantes de Projeto	27
4.3. Risco e Incerteza	28
4.4. Cenários de Planejamento e Alternativas de Controle para Projeto	31
4.5. Projeto de Drenagem Urbana	32
4.6. Alternativas de Controle para a Rede de Drenagem Pluvial	34
5. Precipitação	36
5.1. Conceitos	36
5.2. Precipitação Máxima Pontual: IDF	38
5.3. Distribuição Espacial e Coeficientes de Abatimento	39
5.4. Distribuição Temporal	41
5.4.1. Método dos Blocos Alternados	42
6. Controle da Drenagem na Fonte	44
6.1. Dimensionamento da Drenagem Pluvial na Fonte	44
6.2. Tipos de Dispositivos de Redução do Escoamento Superficial	47
6.3. Infiltração e Percolação	47
6.3.1. Critérios para Escolha das Estruturas de Infiltração ou Percolação	47
6.3.2. Parâmetros para o Dimensionamento das Estruturas de Infiltração ou Percolação	56
6.3.3. Descrição e Critérios de Projeto para Pavimentos Permeáveis e Sistemas de Infiltração em Planos	60

6.3.4. Descrição e Critérios de Projeto para Sistemas que Infiltram na Base e nas Laterais	71
6.4. Dispositivos de Armazenamento	91
6.4.1. Determinação da Vazão Máxima de Saída do Lote	95
6.4.2. Determinação do Volume de Armazenamento	96
6.4.3. Determinação da Altura Disponível para Armazenamento	96
6.4.4. Determinação da Seção do Descarregador de Fundo	97
6.4.5. Dimensionamento do Vertedor de Excessos	103
7. Microdrenagem	108
7.1. Dados Necessários	108
7.2. Configuração da Drenagem	110
7.2.1. Critérios para o Traçado da Rede Pluvial	110
7.2.2. Componentes da Rede Hidráulica	111
7.2.3. Controle da Vazão Utilizando Amortecimento	112
7.2.4. Disposição dos Componentes	115
7.3. Determinação da Vazão de Projeto para Rede de Microdrenagem: Método Racional	117
7.3.1. Equacionamento	117
7.4. Dimensionamento Hidráulico da Rede de Condutos	120
7.4.1. Capacidade de Condução Hidráulica de Ruas e Sarjetas	120
7.4.2. Bocas-de-Lobo	122
7.4.3. Galerias	127
7.5. Dimensionamento do Reservatório de Amortecimento	136
7.5.1. Disposição Espacial do Reservatório	136
7.5.2. Volume do Reservatório	138
8. Macrodrenagem	142
8.1. Planejamento da Macrodrenagem	142
8.1.1. Planejamento Inadequado	142
8.1.2. Planejamento Proposto	143
8.1.3. Etapas do Planejamento, Dimensionamento e Verificação	145
8.2. Modelos	152
8.2.1. Simulação Precipitação-Vazão	153
8.2.2. Propagação em Canal ou Condutos	164
Referências Bibliográficas	174
ANEXOS	177
Anexo A	178
Anexo B	181
Anexo C	182
Anexo D	185
Anexo E	192
Anexo F	194
Anexo G	195
Anexo H	196
Anexo I	200
Anexo J	201
Anexo K	205
Anexo L	207

Apresentação

Esse documento refere-se ao contrato firmado entre o Município de Juiz de Fora e a Universidade Federal de Juiz de Fora – UFJF, através de seus representantes legais, para elaboração do **PLANO DE DRENAGEM DE JUIZ DE FORA – Parte 1 – Zona Norte**, de acordo com as especificações contidas no anexo único do Termo de Referência.

Ficha Técnica

PREFEITURA MUNICIPAL DE JUIZ DE FORA

Custódio de Mattos

Prefeito

SECRETARIA DE PLANEJAMENTO E DESENVOLVIMENTO ECONÔMICO**André Luiz Zuchi da Conceição**

Secretário

Cecília Maria Rabelo Geraldo

Subsecretaria de Planejamento do Território

Heber de Souza Lima

Chefe do Departamento de Articulação e Integração das Políticas Setoriais

GRUPO DE TRABALHO (GT/PJF)**William Gonçalves Ribeiro de Castro**

Coordenador Geral

Supervisor de Saneamento

Secretaria de Planejamento e Desenvolvimento Econômico

Secretaria de Planejamento e Desenvolvimento Econômico

Fabício de Oliveira Loures

Beatriz Perotti Cantudo

Secretaria de Obras

Jefferson Rodrigues Júnior

Francisco Vicente Cesário

Jordan Henrique de Souza (Defesa Civil)

Cláudia Stael da Conceição Lobo Franco

Secretaria de Atividades Urbanas

Maurício Luiz Feital

Sílvio R. Fernandes

Companhia de Saneamento Municipal - Cesama

Ricardo S. Pinto da Silva

Departamento de Limpeza Urbana - Demlurb

Marco Aurélio Miguel Silva

Agência de Gestão Ambiental de Juiz de Fora - Agenda/JF

Erix Sgarb Moraes da Silva

COLABORADORES**Secretaria de Planejamento e Desenvolvimento Econômico**

Ana Paula Bartholomeu Bessa

Hélio Teixeira Coutinho

Márcio Henrique de Oliveira

UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA

Prof. Henrique Duque de Miranda Chaves Filho
Reitor

Prof. José Luiz Resende Pereira
Vice- Reitor

Prof. Marcelo Soares Dulci
Pró-Reitor de Extensão e Cultura

Prof. Hélio Antônio da Silva
Diretor da Faculdade de Engenharia

Profª Maria Helena Rodrigues Gomes
Chefe do Depto. de Engenharia Sanitária e Ambiental

Prof. Alexandre Zanini
Diretor da Fundação de Apoio e Desenvolvimento, Pesquisa e Extensão - FADEPE

Profª Fernanda Finotti Cordeiro Perobelli
Diretora Executiva da FADEPE

EQUIPE TÉCNICA UFJF

Prof. Fabiano Cesar Tosetti Leal
Coordenador

Faculdade de Engenharia

Prof. Carlos Alberto Barbosa de Medeiros Gomes
Prof. Celso Bandeira de Melo Ribeiro
Prof. José Homero Pinheiro Soares
Prof. Júlio César Teixeira
Prof. Cezar Henrique Barra Rocha
Prof. Luiz Evaristo Dias de Paiva
Prof. Antônio Carlos Barreto Pinto
Prof. Maria Helena Rodrigues Gomes
Prof. Antônio de Pádua Gouveia Pascini

Faculdade de Administração

Prof. Anderson Rocha Valverde

ASSESSORIA / CONSULTORIA

Juliana Hallacck Vilela
Engenheira Civil

Dirceu Delage Ziegler
Engenheiro Civil e Analista de Sistemas – Consultor

Gelda Lhamas-Coelho
Doutora e Engenheira Civil – Assessoria

ESTAGIÁRIOS / COLABORADORES

Gustavo Rezende Reis
Luiza Marchito Orlando
Rafael Pitangui do Prado Faria
Ricardo Neves de Souza Lima
Uliane Brazolino Silva
Wander Clay Pereira Dutra

ASSOCIAÇÃO PRÓ-GESTÃO DAS ÁGUAS DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO PARAÍBA DO SUL – AGEVAP**AGEVAP/CEIVAP**

Edson Guaracy Lima Fujita
Diretor-Executivo

Hendrik Lucchesi Mansur
Coordenador de Gestão

Flávio Antônio Simões
Coordenador Técnico

Juliana Fernandes
Gerente de Projetos

Introdução

O presente volume contempla o **“Subproduto 8.1 Manual de Drenagem”** do **“Produto 8. Programa de Treinamento de Pessoal, Monitoramento e Manutenção”**, constando da proposição de programas, projetos e ações necessárias para atingir os objetivos e as metas estabelecidas pelo Plano de Drenagem de Juiz de Fora.

Manual de Drenagem

1. Introdução

1.1. Manual de Drenagem Urbana

Este Manual de Drenagem Urbana foi desenvolvido a partir de adaptação do Manual de Drenagem Urbana da cidade de Porto Alegre, de setembro de 2005, desenvolvido pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul e pelo Departamento de Esgotos Pluviais da Prefeitura Municipal de Porto Alegre, às características do Município de Juiz de Fora. Fica aqui registrado agradecimentos ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS e ao Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre, em especial ao professor Carlos Eduardo Morelli Tucci.

Dentro dos estudos elaborados no Plano de Drenagem de Juiz de Fora – Zona Norte (PD/JF ZN), foi desenvolvido um manual para orientar os profissionais que planejam e projetam a drenagem urbana, bem como as diretrizes para a ocupação de áreas ribeirinhas.

Os objetivos principais deste manual são as definições dos seguintes critérios:

- variáveis hidrológicas dos projetos de drenagem urbana na cidade de Juiz de Fora;
- critérios de dimensionamentos hidráulicos;
- aspectos de ocupação urbana relacionados com a drenagem urbana;
- legislação e regulamentação associada;
- critérios de avaliação e controle do impacto na qualidade da água.

Este manual orienta, mas não obriga, a utilização dos critérios aqui estabelecidos. Os únicos elementos limitantes são os da legislação pertinente. Cabe ao projetista desenvolver seus projetos dentro do conhecimento existente sobre o assunto, do qual este manual é apenas uma parte.

1.2. Organização do Manual de Drenagem Urbana

No segundo capítulo deste manual é apresentada a política de controle da drenagem urbana adotada na cidade de Juiz de Fora, iniciando pela identificação dos impactos, limitação das atuais medidas de controle, princípios das medidas de controle desenvolvidas no Plano de Drenagem de Juiz de Fora – Zona Norte (PD/JF ZN) e as estratégias de ação adotadas.

No terceiro capítulo é apresentada a proposta de regulamentação relacionada com a drenagem urbana. No quarto capítulo são apresentados os elementos conceituais básicos sobre drenagem urbana. No capítulo seguinte são apresentadas as precipitações características da cidade, com a definição da equação intensidade-duração-frequência. Nos capítulos seis, sete e oito, são apresentados os critérios de dimensionamento e medidas de controle da drenagem urbana na fonte, microdrenagem e macrodrenagem, respectivamente.

A drenagem na fonte corresponde à drenagem do empreendimento dentro do parcelamento existente. A microdrenagem envolve a drenagem de novos parcelamentos e também a complementação de áreas já loteadas, enquanto a macrodrenagem corresponde ao projeto de drenagem de áreas significativas (> 100 ha) da cidade com vários coletores.

Este Manual de Drenagem Urbana não esgota o assunto, mas procura antecipar elementos que possam apresentar dificuldades na definição de projetos dentro da concepção do Plano de Drenagem de Juiz de Fora – Zona Norte (PD/JF ZN).

2. Princípios do Controle da Drenagem Urbana

O planejamento urbano, embora envolva fundamentos interdisciplinares, é realizado dentro de um âmbito mais restrito do conhecimento. O planejamento da ocupação do espaço urbano em Juiz de Fora, através do Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano - PDDU, não tem considerado aspectos de drenagem urbana e de qualidade da água, que trazem grandes transtornos e custos para a sociedade e para o ambiente. Neste capítulo são apresentados:

- os impactos devido às políticas anteriores de desenvolvimento da drenagem urbana no município, baseadas na transferência do fluxo ao longo da cidade;
- os princípios da nova política de controle da drenagem implementada através do Plano de Drenagem de Juiz de Fora – Zona Norte (PD/JF ZN);
- e a estratégia adotada dentro do Plano para atingir as metas de um desenvolvimento sustentável da cidade.

2.1. Impactos na Drenagem Urbana

As inundações em áreas urbanas resultam de dois processos, que podem ocorrer isoladamente ou de forma integrada:

- **áreas ribeirinhas:** os rios geralmente possuem dois leitos: o leito menor, onde a água escoar na maior parte 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 enchentes;
- **devido à urbanização:** a ocupação do solo, com consequente impermeabilização das superfícies e implementação de rede de drenagem, faz com que aumentem a magnitude das inundações, bem como a sua frequência. O desenvolvimento urbano pode também produzir obstruções ao escoamento como aterros, pontes, drenagens inadequadas, entupimentos em condutos, e assoreamentos.

A política de drenagem urbana, que prioriza a simples transferência de escoamento, e a falta de controle da ocupação das áreas ribeirinhas têm produzido impactos significativos que são os seguintes:

- aumento das vazões máximas - em até 7 vezes, Leopold (1968) - devido à ampliação da capacidade de escoamento de condutos e canais, para comportar os acréscimos de vazão gerados pela impermeabilização das superfícies;
- aumento da produção de sedimentos devido à falta de proteção dos solos e a produção de resíduos sólidos (lixo);
- deterioração da qualidade da água superficial e subterrânea devido a lavagem das ruas, transporte de material sólido, contaminação de aquíferos e ligações clandestinas de redes de esgoto sanitário na rede de esgoto pluvial;
- danos materiais e humanos para a população que ocupa as áreas ribeirinhas sujeitas às inundações;
- impactos que ocorrem devido à forma desorganizada como a infraestrutura urbana é implantada, podendo ser citados: pontes e taludes de estradas que obstruem o escoamento; redução de seção do escoamento por aterros; deposição e obstrução de rios, canais e condutos por lixo e sedimentos; projetos e obras de drenagem inadequadas.

2.1.1. Impactos nas Áreas Ribeirinhas

As inundações 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 inundação ocorre normalmente 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 de Desenvolvimento Urbano da quase totalidade das cidades brasileiras não existe nenhuma restrição quanto ao loteamento de áreas com risco de inundação, a sequência de anos sem inundações é razão suficiente para que empresários lotearem áreas inadequadas;

- invasão de áreas ribeirinhas, que pertencem ao poder público, pela população de baixa renda;
- ocupação de áreas de médio risco, que são atingidas com frequência menor, mas que quando o são, provocam prejuízos significativos.

Os principais impactos sobre a população são:

- prejuízos de perdas materiais e mortes;
- interrupção da atividade econômica das áreas inundadas;
- contaminação por doenças de veiculação hídrica como leptospirose, diarreia, entre outras;
- contaminação da água pela inundação de depósitos de material tóxico, estações de tratamento de esgotos e outros equipamentos urbanos.

2.1.2. Impactos Devido à Urbanização

➤ *Impacto do desenvolvimento urbano no ciclo hidrológico*

O desenvolvimento urbano modifica 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 modificações no referido ciclo:

- redução da infiltração no solo;
- volume que deixa de infiltrar fica na superfície, aumentando o escoamento superficial. Além disso, como foram construídos condutos para o esgotamento das águas pluviais, é reduzido o tempo de escoamento com velocidades maiores. Desta forma as vazões máximas também aumentam, antecipando seus picos no tempo (Figura 2.1);
- após a redução da infiltração, há uma redução do nível do lençol freático por falta de alimentação (principalmente quando a área urbana é muito extensa), reduzindo o escoamento subterrâneo;
- devido a substituição da cobertura natural ocorre uma redução da evapotranspiração das folhagens e do solo, já que a superfície urbana não retém água como a cobertura vegetal.

Na Figura 2.1 são caracterizadas as alterações no uso do solo devido a urbanização e seu efeito sobre o hidrograma e nos níveis de inundação.

➤ *Impacto Ambiental sobre o ecossistema aquático*

Com o desenvolvimento urbano, vários elementos antrópicos são introduzidos na bacia hidrográfica e passam a atuar sobre o ambiente. Alguns dos principais problemas são discutidos a seguir:

a) 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 predomina o concreto e o asfalto. O asfalto, devido a sua cor, absorve mais energia que as superfícies naturais, e 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 levar ao aumento de precipitação. Como na área urbana as precipitações críticas mais intensas são as de baixa duração, esta condição contribui para agravar as enchentes urbanas.

b) Aumento de Sedimentos e Material Sólido:

Durante o desenvolvimento urbano, o aumento dos sedimentos produzidos na bacia hidrográfica é significativo, devido às construções, limpeza de terrenos para novos loteamentos, construção de ruas, avenidas e rodovias entre outras causas. Na Figura 2.2 pode-se observar a tendência de produção de sedimentos de uma bacia nos seus diferentes estágios de desenvolvimento.

As principais consequências ambientais da produção de sedimentos são as seguintes:

- 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 Rio Paraibuna, em Juiz de Fora, durante as estiagens, tem depositado no canal a produção de sedimentos da bacia e criado bancos de areia, reduzindo a capacidade de escoamento durante as enchentes;
- transporte de poluentes agregados aos sedimentos, que contaminam as águas de córregos e rios.

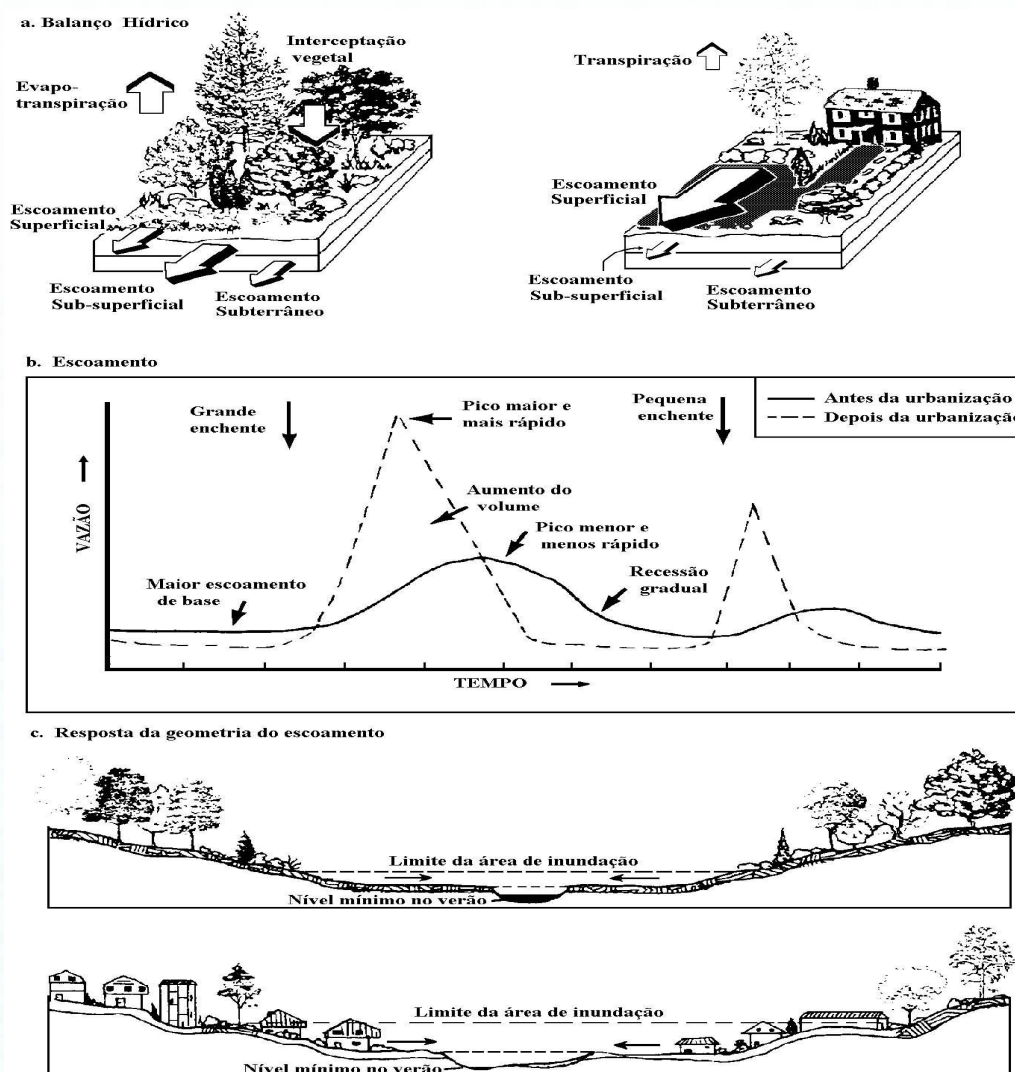


Figura 2.1 – Características das alterações de uma área rural para urbana (Schueler, 1987)

À medida que a bacia é urbanizada, e a densificação consolidada, a produção de sedimentos pode reduzir - Figura 2.2, mas um outro problema aparece que é a produção de lixo. O lixo obstrui as redes de drenagem e cria condições ambientais ainda piores. Este problema somente é minimizado com a adequada frequência da coleta, educação da população e fiscalização na área urbana.

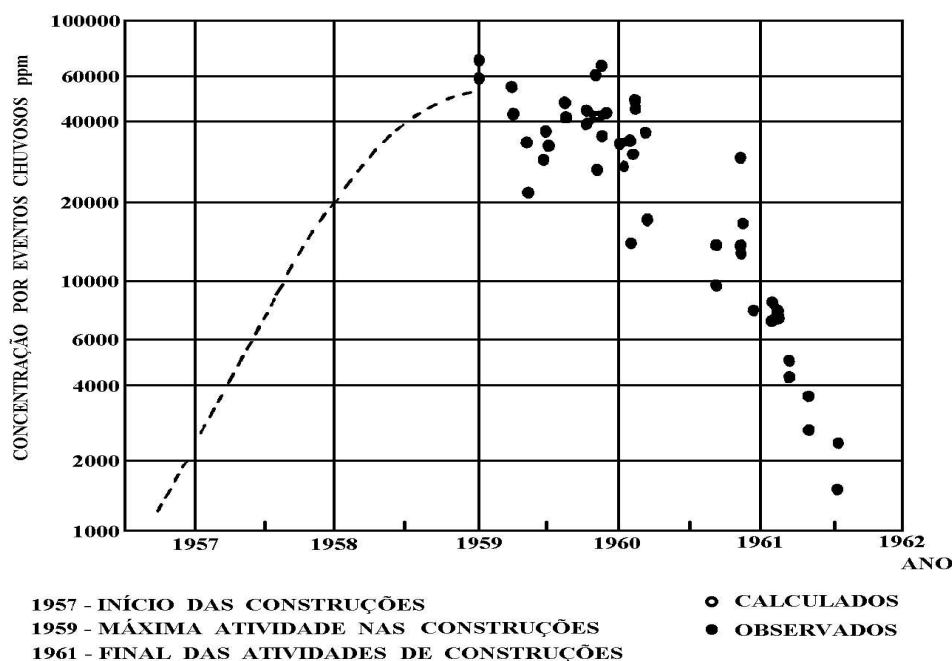


Figura 2.2 – Variação da produção de sedimentos em decorrência do desenvolvimento urbano (Dawdy,1967)

c) Qualidade da Água Pluvial:

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

Os esgotos podem ser combinados (redes de esgoto sanitário e pluvial num mesmo conduto) ou separados (redes de esgoto pluvial e sanitário separadas). No Brasil, a maioria das redes é do segundo tipo; sendo que somente em áreas antigas de algumas cidades ainda existem sistemas combinados. Atualmente, devido à falta de capacidade financeira para ampliação da

rede de esgotos sanitários, algumas prefeituras têm permitido o uso da rede de águas pluviais para transporte do esgoto sanitário. Isso pode ser uma solução inadequada à medida que o esgoto sanitário não é tratado, além de inviabilizar algumas soluções de controle quantitativo do esgotamento pluvial.

A qualidade da água que escoar na rede pluvial depende de vários fatores: da limpeza urbana e sua frequência; da intensidade da precipitação, sua distribuição temporal e espacial; da época do ano; e do tipo de uso da área urbana. Os principais indicadores da qualidade da água são os parâmetros que caracterizam a poluição orgânica e a quantidade de metais.

d) Contaminação de Aquíferos:

As principais condições de contaminação dos aquíferos urbanos ocorrem devido aos fatos a seguir mencionados:

- Aterros sanitários contaminam as águas subterrâneas pelo processo natural de precipitação e infiltração. Portanto, deve-se evitar que sejam construídos aterros sanitários em áreas de recarga além de procurar escolher as áreas com baixa permeabilidade. Os efeitos da contaminação nas águas subterrâneas devem ser examinados quando é realizada a escolha do local do aterro.

- Grande parte das cidades brasileiras utiliza fossas sépticas como destino final do esgoto. Esse efluente tende a contaminar a 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 águas 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.

2.2. Limitações de Algumas Medidas de Controle

As limitações das medidas de controle, frequentemente usadas no Brasil, baseadas na transferência de escoamento para controle das inundações urbanas, são caracterizadas a seguir.

➤ *Drenagem urbana*

A canalização de córregos, rios urbanos ou uso de galerias para transportar rapidamente o escoamento para jusante, priorizando o aumento da capacidade de escoamento de algumas seções, não consideraram os impactos que são transferidos. Este processo produz a ampliação da vazão máxima com duplo prejuízo, fazendo com que haja necessidade de novas construções, que não resolvem o problema, apenas o transferem.

Mesmo considerando que a solução escolhida deva ser a canalização (rios, condutos e galerias para a drenagem secundária), o custo desta solução chega a ser, em alguns casos, cerca dez vezes maior que o custo de soluções que controlam na fonte a ampliação da vazão devido à urbanização.

Como em drenagem urbana o impacto da urbanização é transferido para jusante, quem produz o impacto geralmente não é o mesmo que sofre o impacto. Portanto, para um disciplinamento do problema é necessária a interferência da ação pública através da regulamentação e do planejamento.

➤ *Áreas ribeirinhas*

A política de controle das inundações nas áreas ribeirinhas tem sido de construir obras de proteção, que geralmente representam custos muito altos para toda a comunidade.

Quando as obras de proteção de inundações não são construídas, os prejuízos ocorrem nos anos mais chuvosos. Nesta situação, a política é a de fornecer recursos para atender aos flagelados. Este recurso chega aos municípios na forma de fundo não-reembolsável e não é

necessário realizar concorrência pública para o seu gasto. Considerando que as áreas de risco geralmente são ocupadas por população de baixa renda, com esta política dificilmente haverá processo preventivo de planejamento do risco de inundação.

2.3. Princípios do Controle da Drenagem Urbana

Os princípios a seguir caracterizados visam evitar os problemas descritos no item anterior. Estes princípios são essenciais para o bom desenvolvimento de um programa consistente de drenagem urbana.

1. Plano de Drenagem de Juiz de Fora – Zona Norte (PD/JF ZN) conjuntamente com o Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano (PDDU) da cidade de Juiz de Fora. A drenagem faz parte da infraestrutura urbana, portanto deve ser planejada em conjunto com os outros sistemas, principalmente os planos de controle ambiental, de esgotamento sanitário, de resíduos sólidos, e de transportes.
2. O escoamento durante os eventos chuvosos não pode ser ampliado pela ocupação da bacia, tanto num simples loteamento, como nas obras de macrodrenagem existentes no ambiente urbano. Isto se aplica a um simples aterro urbano, como a construção de pontes, rodovias, e à implementação dos espaços urbanos. O princípio é de que cada usuário urbano não deve ampliar a cheia natural.
3. Plano de controle da drenagem urbana 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, caso isso ocorra, deve-se prever uma medida mitigadora.
4. O Plano deve prever a minimização do impacto ambiental devido ao escoamento pluvial através da compatibilização com o planejamento do saneamento básico, controle do material sólido e a redução da carga poluente nas águas pluviais.

5. O Plano de Drenagem de Juiz de Fora – Zona Norte (PD/JF ZN), na sua regulamentação, deve contemplar o planejamento das áreas a serem desenvolvidas e a densificação das áreas atualmente loteadas. 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 consequências econômicas e sociais futuras serão muito maiores para todo o município.

6. Nas áreas ribeirinhas, o controle de inundações é realizado através de medidas estruturais e não-estruturais, que dificilmente estão dissociadas. As medidas estruturais envolvem grande quantidade de recursos e resolvem somente problemas específicos e localizados. Isso não significa que este tipo de medida seja totalmente descartável. A política de controle de inundações, certamente, poderá chegar à soluções estruturais para alguns locais, mas dentro da visão de conjunto de toda a bacia, onde estas sejam racionalmente integradas com outras medidas preventivas (não-estruturais) e compatibilizadas com o esperado desenvolvimento urbano.

7. O controle deve ser realizado considerando a bacia como um todo e não em trechos isolados.

8. Os meios de implantação do controle de enchentes são o PDDU, as Legislações Municipal/Estadual e o Manual de Drenagem. O primeiro estabelece as linhas principais, as legislações controlam e o Manual orienta.

9. O controle permanente: o controle de enchentes é um processo permanente; não basta que sejam estabelecidos regulamentos e que sejam construídas obras de proteção; é necessário estar atento às potenciais violações da legislação e na expansão da ocupação do solo de 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.

10. A educação: a educação de engenheiros, arquitetos, agrônomos e geólogos, entre outros profissionais; da população e de administradores públicos - é essencial para que as decisões públicas sejam tomadas conscientemente por todos.

11. O custo da implantação das medidas estruturais e da operação e manutenção da drenagem urbana deve ser transferido aos proprietários dos lotes, proporcionalmente à sua área impermeável, que é a geradora de volume adicional, com relação as condições naturais – Lei Federal 11.445 (Brasil, 2007).

12. O conjunto destes princípios trata o controle do escoamento urbano na fonte, distribuindo as medidas de controle para aqueles que produzem o aumento do escoamento e a contaminação das águas pluviais.

13. É essencial uma gestão eficiente na manutenção de drenagem e na fiscalização da regulamentação.

3. Regulamentação

A regulamentação relacionada com a drenagem urbana tem como objetivo ordenar as ações futuras na cidade quanto à drenagem urbana, visando controlar na fonte os potenciais impactos da urbanização.

Os elementos principais da regulamentação são a lei relativa ao Plano de Diretor de Desenvolvimento Urbano de Juiz de Fora - Lei Municipal nº 9.811, de 27 de junho de 2000 - e a proposta de lei municipal que regulamentará a drenagem pluvial na cidade de Juiz de Fora.

3.1. Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano

➤ *Valorização ambiental, princípios e estratégias*

O Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Juiz de Fora – PDDU destaca nos seus princípios básicos - artigo 2º, inciso II: “assegurar o direito de todos os cidadãos à moradia, serviços de infraestrutura básica, através da ocupação justa e racional do solo urbano”. Ainda, o próprio PDDU incorpora nos princípios básicos a visão da sustentabilidade ambiental, no inciso VI do artigo 2º.

O artigo 3º define o objetivo do Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano, enquanto que o artigo 4º define as estratégias e táticas associadas ao objetivo e o artigo 5º define a função social da propriedade.

No artigo 11 são definidas as estratégias de planejamento da cidade onde se destacam no inciso II, a intervenção urbana, e no inciso III, a Gestão de Política Urbana, no qual programas semelhantes ao previsto neste plano se inserem.

A implementação da estratégia ambiental (artigo 21) deverá ser desenvolvida, entre outros, por meio da promoção de ações de saneamento básico, monitoramento da poluição ambiental e de otimização do consumo energético. A drenagem urbana insere-se no contexto do saneamento ambiental. Ainda dentro da estratégia de qualificação ambiental, alguns dos

programas previstos no artigo 21, que de alguma forma se interrelacionam com este plano, são as Unidades de Conservação Ambiental (letra d), Projetos de Recuperação Vegetal (letra f) e Programa de Prevenção e Controle da Poluição (letra k).

➤ *Formulação de política, planos e programas*

O artigo 12 da Lei Municipal nº 9.811 (Juiz de Fora, 2000) define que o planejamento municipal será elaborado através de vários instrumentos como, por exemplo, Projetos Gerais de Urbanização, e o artigo 13 prevê a existência de Diretrizes Setoriais de Desenvolvimento.

No artigo 54 são definidas as atribuições do Conselho Municipal de Política Urbana - COMPUR, que visa formular as políticas, planos, programas e projetos de desenvolvimento urbano, no qual está inserido o Plano de Drenagem de Juiz de Fora – Zona Norte (PD/JF ZN). Este conselho tem representação dos governos municipal, estadual, federal, de entidades não governamentais e das regiões de planejamento da cidade.

➤ *Instrumentos de regulação*

Nos instrumentos de regulação são definidos os tipos de projetos, os estudos necessários de acordo com as características dos mesmos, dando ênfase à adequação ambiental e controle da poluição, do qual a drenagem urbana é um componente importante – artigo 20, inciso II, letra d da Lei Municipal nº 9.811 (Juiz de Fora, 2000).

O PDDU prevê na legislação alguns instrumentos importantes para a drenagem urbana, a seguir relacionados:

- Área de Ocupação Restrita (artigo 27) onde estão previstos condicionantes que controlem a contaminação das águas, não alterem a absorção do solo e não tenham risco de inundação.
- Áreas de Especial Interesse (artigo 28) são áreas que podem ser definidas em função da densificação atual e seu futuro agravamento devido ao aumento das inundações ou dos condicionantes de drenagem. A cidade de Juiz de Fora possui uma extensa área ribeirinha onde os custos de drenagem são muitos altos. A impermeabilização excessiva destas áreas

pode resultar em problemas significativos na drenagem, com frequentes alagamentos. O plano de cada bacia pode permitir identificar estas áreas.

- Áreas de Especial Interesse Ambiental (artigo 29) são áreas singulares que necessitam de tratamento especial.
- Unidades de Conservação (artigo 34) que podem ser de preservação permanente e conservação possuem características próprias e necessitam de zoneamento específico.

3.2. Proposta de Lei Municipal

Os princípios da regulamentação proposta baseiam-se no controle na fonte do escoamento pluvial, através do uso de dispositivos que amortecem o escoamento das áreas impermeabilizadas e/ou recupere a capacidade de infiltração, através de dispositivos permeáveis ou pela drenagem em áreas de infiltração.

Considerando a legislação que instituiu o PDDU de Juiz de Fora, a Lei Municipal nº 9.811 (Juiz de Fora, 2000) analisada no item anterior, a lei municipal proposta regulamenta a letra d do inciso II do artigo 20 do PDDU. Além disso, deve-se destacar que no artigo 18, inciso I, do PDDU, é previsto o aperfeiçoamento das legislações urbanísticas e edilícias do município, na qual se enquadra a lei municipal proposta.

No anexo A é apresentado a proposta de lei municipal que regulamenta o artigo 20 do Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Juiz de Fora - Lei Municipal nº 9.811, de 27 de junho de 2000. A proposta de lei municipal se baseia na padronização de elementos básicos para a regulamentação que são:

- a vazão máxima de saída a ser mantida em todos os desenvolvimentos urbanos (novas edificações ou parcelamentos);
- o volume de retenção necessário à manutenção da vazão máxima citada no item anterior;
- incentivar os empreendedores a utilizarem pavimentos permeáveis e outras medidas de controle na fonte da drenagem urbana.

4. Elementos Conceituais

Alguns dos temas abordados são definidos a seguir visando um melhor entendimento dos elementos utilizados nos projetos de drenagem urbana.

4.1. Sistemas de Drenagem

Os sistemas de drenagem são definidos como na fonte, microdrenagem e macrodrenagem. A drenagem na fonte é definida pelo escoamento que ocorre no lote, condomínio ou empreendimento individualizado (como lote), estacionamentos, área comercial, parques e passeios.

A microdrenagem é definida pelo sistema de condutos pluviais ou canais em um loteamento ou de 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. Quando é mencionado o sistema de macrodrenagem, as áreas envolvidas são de pelo menos 2 km^2 ou 200 ha. Estes valores não devem ser tomados como absolutos porque a malha urbana pode possuir as mais diferentes configurações.

O sistema de macrodrenagem deve ser projetado com capacidade superior ao de microdrenagem, com riscos de acordo com os prejuízos humanos e materiais potenciais.

Na verdade, o que tem caracterizado este tipo de definição é a metodologia utilizada para a determinação da vazão de projeto. O Método Racional tem sido utilizado para a estimativa das vazões na microdrenagem, enquanto os modelos hidrológicos que determinam o hidrograma do escoamento são utilizados para as obras de macrodrenagem. Justamente por ser uma metodologia com simplificações e limitações, o Método Racional pode ser utilizado somente para bacias com áreas de até 2 km^2 (que está de acordo com a definição anteriormente mencionada).

4.2. Escoamento e Condicionantes de Projeto

O escoamento em um rio, córrego ou canalização depende de vários fatores que podem ser agregados em dois conjuntos:

1. **condicionantes de jusante:** os condicionantes de jusante atuam no sistema de drenagem de forma a modificar o escoamento a montante. Os condicionantes de jusante podem ser: estrangulamento do rio devido a pontes, aterros, mudança de seção, reservatórios. Estes condicionantes reduzem a vazão de um rio independentemente da capacidade local de escoamento;
2. **condicionantes locais:** definem a capacidade de cada seção do rio 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.

Para exemplificar este processo, pode-se usar uma analogia com o tráfego de uma avenida. A capacidade de tráfego de automóveis de uma avenida, em uma determinada velocidade, depende da sua largura e número de faixas. Quando o número de automóveis é superior a sua capacidade, o tráfego torna-se lento e ocorre congestionamento. Em um rio, à medida que chega um volume de água superior a sua capacidade, o nível sobe e inunda as áreas ribeirinhas. Portanto, o sistema está limitado, nesse caso, à capacidade local de transporte de água.

Considere, por exemplo, o caso de uma avenida que tem uma determinada largura, com duas faixas em um sentido; no entanto, existe um trecho em que as duas faixas se transformam em apenas uma. Há um trecho de transição, antes de chegar na mudança de faixa, que obriga os condutores a reduzirem a velocidade dos carros, criando um congestionamento - não pela capacidade da avenida naquele ponto, mas pelo que ocorre no trecho posterior. Neste caso, a capacidade está limitada pela transição de faixas (que ocorre a jusante) e não pela capacidade local da avenida. Da mesma forma, em um rio, se existe uma ponte, aterro ou outra obstrução, a vazão de montante é reduzida pelo represamento de jusante e não pela sua

capacidade local. Com a redução da vazão, ocorre aumento dos níveis, provocando o efeito muitas vezes denominado de remanso.

O trecho de transição, que sofre efeito de jusante, depende de fatores que variam com o nível, declividade do escoamento e capacidade do escoamento ao longo de todo o trecho.

O escoamento pode acontecer de acordo com dois regimes: 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.

4.3. Risco e Incerteza

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 por pelo menos uma vez.

$$Tr = \frac{1}{p} \quad (4.1)$$

Para exemplificar, considere um *dado* que tem seis faces (números 1 a 6). Numa jogada qualquer, a probabilidade de sair o número 4 é $p=1/6$ (1 chance em seis possibilidades). O tempo de retorno é, em média, o número de jogadas que o número desejado se repete. Nesse caso, usando a equação 4.1 acima fica $T = 1/(1/6)=6$. Portanto, em média, o número 4 se repete a cada seis jogadas. Sabe-se que esse número não ocorre exatamente a cada seis jogadas, mas se jogarmos milhares de vezes e tirarmos a média, certamente isso ocorrerá. Sendo assim, o número 4 pode ocorrer duas vezes seguidas e passar muitas sem ocorrer, mas na média se repetirá em seis jogadas. Fazendo uma analogia, cada jogada do dado é um ano para as enchentes. O tempo de retorno de 10 anos significa que, em média, a cheia pode se repetir a cada 10 anos ou em cada ano esta enchente 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:

$$P_n = 1 - (1 - p)^n \quad (4.2)$$

Por exemplo, qual a chance da cheia de 10 anos ocorrer nos próximos 5 anos? Ou seja deseja-se conhecer qual a probabilidade de ocorrência para um período e não apenas para um ano qualquer. Neste caso,

$$P_n = 1 - \left(1 - \frac{1}{10}\right)^5 = 0,41 = 41\%$$

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 homogêneas no tempo. Quando a série é representativa, os dados existentes permitem calcular corretamente a probabilidade.

A série é homogênea, quando as alterações na bacia hidrográfica não produzem mudanças significativas no comportamento da mesma e, em consequência, 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 consequência 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 às 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 ao alto custo do próprio estudo, principalmente para pequenas áreas. Desta forma, os riscos usualmente adotados são apresentados na Tabela 4.1.

O projetista deve procurar analisar adicionalmente o seguinte:

- escolher o limite superior do intervalo da tabela quando envolverem grandes riscos de interrupção de tráfego, prejuízos materiais, potencial interferência em obras de infraestrutura como subestações elétricas, abastecimento de água, armazenamento de produtos danosos quando misturado com água e hospitais;
- quando existir risco de vida humana deve-se buscar definir um programa de defesa civil e alerta além de utilizar o limite de 100 anos para o projeto.

Vale lembrar que embora sejam utilizadas técnicas estatísticas para a determinação das curvas de probabilidade, associada a esta determinação está a incerteza. Entende-se como incerteza a diferença entre as estatísticas da amostra e da população de um conjunto de dados. A incerteza é fruto dos erros de coleta de dados, da definição de parâmetros, da caracterização de um sistema, das simplificações dos modelos e do processamento destas informações para definição do projeto de drenagem.

Tabela 4.1 - Tempo de retorno para projetos de drenagem urbana

Sistema	Característica	Intervalo TR (anos)	Valor Frequente (anos)
Microdrenagem	Residencial	2 – 5	2
	Comercial	2 – 5	5
	Áreas de prédios públicos	2 – 5	5
	Aeroportos	5 – 10	5
	Áreas comerciais e avenidas	5 – 10	10
Macro-drenagem		10 – 25	10
Zoneamento de áreas ribeirinhas		5 – 100	

4.4. Cenários de Planejamento e Alternativas de Controle para Projeto

➤ *Cenários utilizados na análise do Plano Diretor de Drenagem Urbana das bacias*

Os cenários de projeto, apresentados neste manual, representam as condições na qual a bacia estaria sujeita a diferentes cenários de desenvolvimento. Os cenários estudados no PD/JF ZN de cada bacia foram:

I – Atual: condições de urbanização atual, envolve a ocupação urbana no ano de elaboração do Plano obtida de acordo com estimativas demográficas e imagens de satélite;

II – Cenário PDDU: Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano: O plano de desenvolvimento urbano em vigor na cidade estabelece diferentes condicionantes de ocupação urbana para a cidade;

III – Cenário atual + PDDU: este cenário envolve a ocupação atual para as partes da bacia onde o Plano foi superado na sua previsão, enquanto que para as áreas em que o Plano não foi superado, foi considerado o valor de densificação previsto no mesmo. Este cenário é excludente em relação ao II.

IV – Cenário de ocupação máxima: este cenário envolve a ocupação máxima de acordo com o que vem sendo observado em diferentes partes da cidade que se encontram neste estágio. Este cenário representa a situação que ocorrerá se o disciplinamento do uso do solo não for obedecido. É utilizado como parâmetro comparativo.

➤ *Alternativas de controle para projeto*

As alternativas de controle para projeto são as situações propostas à prefeitura, com o intuito de reduzir ou minimizar os impactos advindos do crescimento urbano. Podem ser propostas alternativas de controle para regiões onde ainda não há ocupação urbana e para os locais ou regiões onde já há urbanização, mas, no entanto, as previsões são de que ela venha a ser intensificada.

No caso da região não ser urbanizada, deve-se considerar as seguintes situações de ocupação:

a) Pré-desenvolvimento: é a situação que existia quando a bacia estava em condições naturais. As condições naturais envolvem superfície permeável e escoamento em leito natural sem canalização.

b) Com implementação do empreendimento: este cenário envolve a avaliação da vazão máxima (para o risco definido de acordo com o projeto), quando a ocupação do solo estiver implementada. A partir da determinação da vazão máxima as medidas de controle são propostas para mantê-la a um nível menor ou igual a vazão máxima do cenário de pré-desenvolvimento, determinada conforme apresentado no item acima.

Quando esta situação não é mais verificada, as alternativas de controle são definidas, dimensionadas e planejadas a partir do cenário de ocupação existente e a previsão de ocupação futura. Neste caso, a vazão máxima existente corresponderia à vazão máxima de pré-desenvolvimento, e a vazão a ser controlada é calculada a partir da previsão de máxima ocupação. Assim, as alternativas de controle são projetadas de forma a evitar as obras de ampliação das redes de drenagem existente, para comportarem o acréscimo de escoamento decorrente do crescimento urbano.

4.5. Projeto de Drenagem Urbana

Um projeto de drenagem urbana deve possuir os seguintes componentes principais (Figura 4.1):

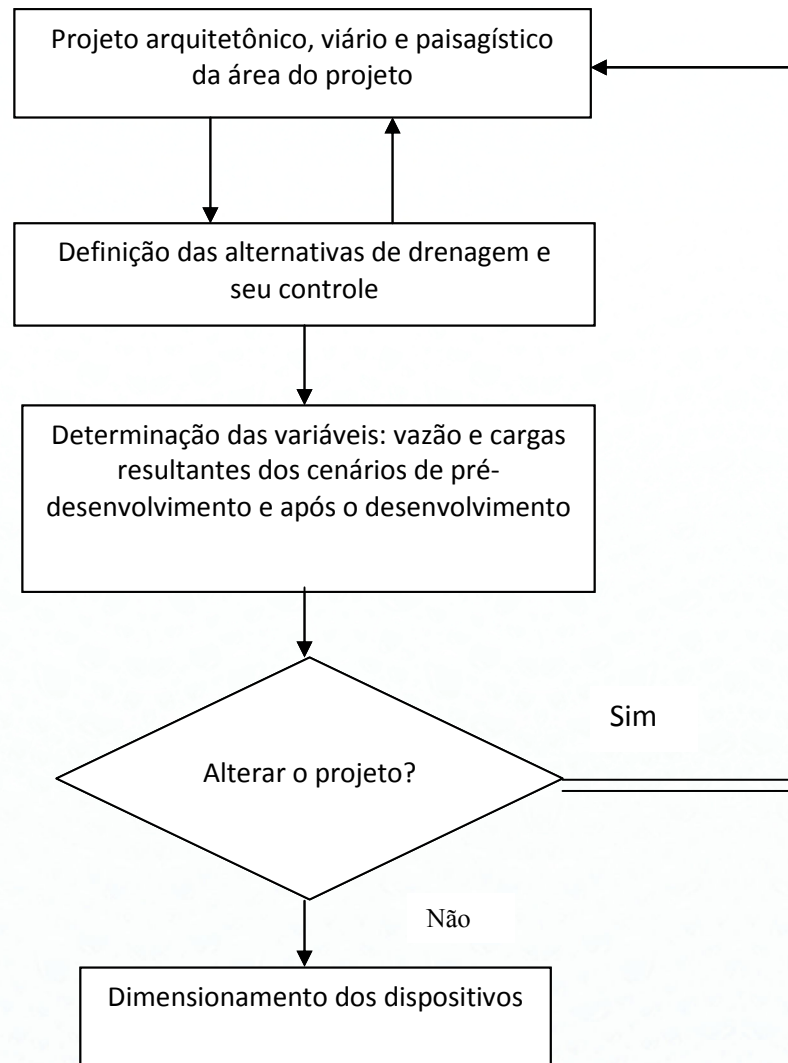


Figura 4.1 – Sequência para desenvolvimento do projeto

1. **Projeto arquitetônico, paisagístico e viário da área:** envolve o planejamento da ocupação da área em estudo.
2. **Definição das alternativas de drenagem e das medidas de controle:** devem ser realizadas para manutenção das condições anteriores ao desenvolvimento, com relação à vazão máxima de saída do empreendimento. As alternativas propostas podem ser realizadas em conjunto com a atividade anterior, buscando compatibilizar com os condicionantes de ocupação.
3. **Determinação das variáveis de projeto para as alternativas de drenagem em cada cenário:** os cenários analisados devem ser a situação anterior ao desenvolvimento e após a

implantação do projeto. O projeto dentro destes cenários varia com a magnitude da área e do tipo de sistema. 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.

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

4.6. Alternativas de Controle para a Rede de Drenagem Pluvial

As medidas de controle para as redes de 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, em função da área;
- ***na macrodrenagem:*** é o controle sobre áreas acima de 2 km^2 ou dos principais córregos urbanos.

No capítulo 6 são apresentados os procedimentos para o dimensionamento da drenagem na fonte, enquanto que no capítulo 7 e 8 são apresentados, respectivamente, os mesmos procedimentos para a microdrenagem e macrodrenagem.

As principais medidas de controle são:

- ***Aumento da infiltração*** através de dispositivos como pavimentos permeáveis, valo de infiltração, plano 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 é mantido a seco e controla 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 melhoria da qualidade da água, se parte do volume (primeira parte do hidrograma) for mantida pelo menos 24 horas na detenção.
- *Aumento da capacidade de escoamento:* mudando variáveis como área transversal, rugosidade da seção do escoamento e a declividade, é possível aumentar a vazão e reduzir o nível. Esta solução, muito utilizada, apenas transfere para jusante o aumento da vazão, exigindo aumento da capacidade ao longo de todo o sistema de drenagem, aumentando exponencialmente o custo.

5. Precipitação

5.1. Conceitos

A precipitação é a principal informação hidrológica de entrada utilizada no cálculo das vazões de projeto das obras de drenagem pluvial. A expressão precipitação de projeto identifica a precipitação utilizada na geração do hidrograma ou vazão de projeto.

Neste item são apresentados os fundamentos utilizados para a definição do método de obtenção de uma precipitação de projeto.

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

A precipitação observada é uma sequência 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 $i_{\text{méd}} = \frac{P}{D}$ (mm/h);
- lâmina máxima $P_{\text{máx}}$ (mm) da sequência de intervalos de tempo Δt que discretizam D ;
- intensidade máxima $i_{\text{máx}} = \frac{P_{\text{máx}}}{\Delta t}$ (mm/h);
- posição de $P_{\text{máx}}$ ou $i_{\text{máx}}$ dentro da duração D (entre 0 e 1, do início ao fim de 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 através de dois elementos básicos (unidades usuais entre parêntesis):

- período de retorno T_r da precipitação de projeto (anos);
- duração crítica D_{cr} do evento (min).

A expressão de projeto significa, justamente, que está associado à precipitação de projeto um período de retorno que foi preestabelecido 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. Os critérios usados para a escolha do período de retorno foram apresentados no capítulo 4. Na realidade, o tempo de retorno escolhido está relacionado com a precipitação e não é necessariamente igual ao da vazão, devido à variabilidade dos outros fatores utilizados no cálculo do hidrograma de projeto.

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 dizer que a precipitação efetiva (parcela da precipitação total que gera escoamento superficial) deve ter duração igual ao tempo de concentração da bacia contribuinte. Sobre o modo de cálculo do tempo de concentração consultar o Anexo D – Metodologia para determinação do tempo de concentração.

As precipitações de projeto podem ser constantes ou variadas ao longo de sua duração. A precipitação de projeto constante é normalmente utilizada em conjunto com o Método Racional (ver capítulo 6 ou 7) e sua duração é igual ao tempo de concentração. A precipitação de projeto variável no tempo (hietograma de projeto) é utilizada para determinar o hidrograma de projeto (ver capítulo 8). No hietograma, a precipitação é definida em intervalos de tempo onde a duração total da precipitação utilizada é maior ou igual ao tempo de concentração.

As precipitações de projeto são normalmente determinadas a partir de relações intensidade-duração-frequência (curvas IDF) da 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, a Prefeitura de Juiz de Fora pode exigir outros tipos de precipitação de projeto.

5.2. Precipitação Máxima Pontual: IDF

A IDF Intensidade - duração - frequência de um determinado local é obtida a partir de registros históricos de precipitação de pluviógrafos. Esta precipitação é o máximo pontual que possui abrangência espacial reduzida (veja próximo item).

A curva IDF de determinado local fornece a intensidade da chuva (mmh^{-1}) para uma dada duração t (horas) e período de retorno Tr (anos).

Juiz de Fora possui dados pluviográficos em vários locais da cidade. Na tabela 5.1 é apresentada a equação de IDF para Juiz de Fora.

Exemplo 5.1 – Para o dimensionamento de microdrenagem numa área residencial no bairro de Manoel Honório, determine a intensidade da precipitação com duração igual a 1 hora.

Solução: A duração foi fornecida $t = 1\text{h}$. O dimensionamento numa área de microdrenagem o tempo de retorno varia de 2 a 5 anos (tabela 5.1) em função dos prejuízos potenciais. Adotando $Tr = 5$ anos. A equação da primeira linha da tabela 5.1 corresponde a Juiz de Fora.

$$i = \frac{3000 \times T^{0,173}}{(t + 23,965)^{0,960}} = \frac{3000 \times 5^{0,173}}{(60 + 23,965)^{0,960}} = 56,35 \text{ mm / h}$$

A precipitação total no período de uma hora será:

$$P = 56,35 \times 1 = 56,35 \text{ mm}$$

Tabela 5.1 - Equações IDF recomendadas para Juiz de Fora

Nº	IDF ¹	Bairros
1	$i = \frac{3000 \times T^{0,173}}{(t + 23,965)^{0,960}}$	Todos os bairros de Juiz de Fora.

1 - i é a intensidade da chuva em mmh⁻¹; T é o período de retorno em anos; e t é a duração em minutos.
Fonte: UFV e Copasa (2001)

5.3. Distribuição Espacial e Coeficientes de Abatimento

A precipitação máxima pontual não ocorre sobre toda a bacia ao mesmo tempo, existe uma natural variabilidade espacial com uma tendência à redução da precipitação da bacia com relação ao máximo pontual.

A precipitação observada possui grande variabilidade espacial mesmo numa pequena área de alguns quilômetros quadrados. A variabilidade espacial da precipitação 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, que impede a ocorrência de uma estrutura espacial estável.

Isto é contornado através de 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.

Os coeficientes adotados neste manual provêm do estudo realizado por Silveira (1996). O autor obteve 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:

$$K_A = 1 - 0,25 \times \frac{\sqrt{A}}{\beta} \quad (5.1)$$

onde:

K_A : coeficiente de abatimento (entre 0 e 1);

A: área em km^2 ;

β : distância teórica onde a correlação espacial se anula (variável com a duração do evento).

Pode-se usar a equação empírica para β :

$$\beta = 0,054.t + 12,9 \quad (5.2)$$

onde:

t: duração do evento minutos

β : obtido em km.

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 utilizar o abatimento espacial dos valores máximos pontuais para bacias com área superior a 25 km^2 .

Exemplo 5.2 – Para uma bacia de 25 km^2 em Juiz de Fora, a duração da chuva escolhida é de 3 horas e o tempo de retorno de 10 anos, determine a intensidade máxima pontual e a da bacia hidrográfica.

Solução : A curva de intensidade, duração e frequência para a cidade e a intensidade para 10 anos e 3 horas de duração fica:

$$i = \frac{3000 \times T^{0,173}}{(t + 23,965)^{0,960}} = \frac{3000 \times 10^{0,173}}{(180 + 23,965)^{0,960}} = 27,10 \text{ mm/h}$$

A precipitação total pontual no período é $27,10 \times 3\text{h} = 81,30 \text{ mm}$.

A precipitação sobre a bacia é obtida utilizando o coeficiente de abatimento, onde inicialmente é calculado o fator β .

$$\beta = 0,054.t + 12,9 = 0,054 \times 180 + 12,9 = 22,62 \text{ km}.$$

O coeficiente de abatimento é:

$$K_A = 1 - 0,25 \frac{\sqrt{A}}{\beta} = 1 - 0,25 \frac{\sqrt{25}}{22,62} = 0,944$$

A precipitação da bacia fica

$$I = 27,10 \times 0,944 = 25,58 \text{ mm/h}$$

$$P = 81,30 \times 0,944 = 76,74 \text{ mm}$$

5.4. Distribuição Temporal

A precipitação natural possui 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 variabilidade temporal nas chuvas de projeto depende do método hidrológico utilizado. O Método Racional considera a chuva de projeto com intensidade constante em toda a sua duração, retirada diretamente da curva IDF. Os métodos baseados em hidrogramas unitários utilizam a precipitação variável no tempo. Nesta situação, os métodos mais usados são aqueles que atribuem uma distribuição arbitrária temporal para chuvas de projeto, baseadas

em cenários que produzem inundações críticas. Neste manual é apresentado o método dos blocos alternados, que constrói o hietograma de projeto a partir da curva IDF.

A duração total da precipitação é igual ou maior que o tempo de concentração da bacia, permitindo que toda a bacia “sinta” o efeito da precipitação. O tempo total da simulação deve ser pelo menos duas vezes o tempo de concentração, permitindo que toda a precipitação atue sobre o hidrograma de saída. O intervalo de tempo das precipitações deve ser igual, e preferencialmente menor a 1/3 do tempo de pico do hidrograma unitário da bacia. Como este valor nem sempre está disponível, é recomendável utilizar um intervalo de tempo que seja menor igual a 1/10 do tempo de concentração. 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.

5.4.1. Método dos Blocos Alternados

A metodologia denominada de bloco alternadas distribui a precipitação ao longo do tempo de forma a buscar um cenário crítico de precipitação. Este cenário baseia-se em precipitação pequena e média no início do tempo e precipitação alta próximo do final da duração, quando geram hidrogramas com grande pico.

Metodologia:

1. Para o tempo de retorno escolhido, calcular através da IDF selecionada a precipitação correspondente à duração, espaçadas pelo intervalo de tempo até a duração total. Por exemplo, sendo a duração total de 60 min e o intervalo de tempo de 10 min, calcula-se a partir da IDF as precipitações de 10, 20, 30, 40, 50 e 60 minutos. Estes valores são precipitações acumuladas, $P_a(t)$, para cada duração.

2. Considerando que a precipitação em cada intervalo de tempo é a diferença entre dois intervalos de tempo, obtém-se a primeira versão do hietograma. Por exemplo, $P_i(t=30\text{min}) = P_a(30\text{min}) - P_a(20\text{min})$. Geralmente este resultado mostrará o valor máximo no primeiro intervalo de tempo, portanto o hietograma deve ser reordenado para buscar cenários mais

desfavoráveis;

3. Para reordenar o hietograma posicione o maior (primeiro) valor a 50% da duração, o segundo logo após ao anterior e o terceiro antes do maior valor e assim, sucessivamente (veja exemplo 5.3).

Exemplo 5.3 – Definição de uma chuva de projeto de 40 minutos em Juiz de Fora, com período de retorno de 5 anos, em intervalos de 5 minutos.

Solução: Na tabela 5.2, coluna 2, são apresentados os valores de intensidade de precipitação para durações de até 40 minutos e intervalos de 5 minutos. A precipitação total acumulada é apresentada na coluna 3. As precipitações desacumuladas são apresentadas na coluna 4 e reordenadas como apresentado nas colunas 5 e 6, resultando nos valores da coluna 7.

Tabela 5.2 - Hietograma de 40 minutos pelo método dos blocos alternados

Tempo (min)	I (1) (mm/h)	P _{acum} (2) (mm)	P _{desac} (3) (mm)	Ordem Decrescente	Ordem alternada	P _{rearr} (4) (mm)
5	156,55	13,05	13,05	1º	7º	3,08
10	134,35	22,39	9,34	2º	5º	4,44
15	117,76	29,44	7,05	3º	3º	7,05
20	104,87	34,96	5,52	4º	1º	13,05
25	94,57	39,40	4,44	5º	2º	9,34
30	86,14	43,07	3,67	6º	4º	5,52
35	79,18	46,15	3,08	7º	6º	3,67
40	73,17	48,78	2,63	8º	8º	2,63

1- calculado com a IDF válida para Juiz de Fora 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

4- é o hietograma final resultante do rearranjo dado pela ordenação alternada

$$i = \frac{3000 \times T^{0,173}}{(t + 23,965)^{0,960}}$$

6. Controle da Drenagem na Fonte

O dimensionamento da drenagem proveniente de um lote, condomínio ou outro empreendimento individualizado é denominado aqui de drenagem na fonte. De acordo com a regulamentação municipal, a drenagem desta área deve possuir uma vazão máxima de saída igual ou menor que a vazão máxima de pré-desenvolvimento.

A Lei Municipal, que regulamenta os aspectos de drenagem urbana do município (veja capítulo 3), especifica procedimentos para áreas menores e maiores que 100 ha. Para as áreas menores, o dimensionamento pode ser realizado com equações gerais para o município (que já embutem a precipitação e os limites de vazão). Para áreas maiores é necessário um estudo hidrológico específico.

No item seguinte são apresentados os elementos técnicos da Lei e os procedimentos para dimensionamento, considerando desenvolvimentos com área menor ou igual a 100 ha. Também são descritos os dispositivos que podem ser utilizados associados com este controle. No capítulo seguinte, são descritos os métodos utilizados para o controle das áreas maiores que 100 ha.

6.1. Dimensionamento da Drenagem Pluvial na Fonte

Como foi descrito no Capítulo 2 deste manual, existem vários impactos decorrentes da escolha dos sistemas de drenagem que priorizam o aumento da capacidade de escoamento nas redes de micro e macrodrenagem.

Para evitar os referidos impactos, a Lei Municipal prevê que o controle possa ser realizado dentro do lote ou no loteamento. A legislação municipal que disciplina este controle (anexo A) se baseia no seguinte (Figura 6.1):

1. A vazão de saída do novo empreendimento deve ser mantida igual ou menor que a vazão de pré-desenvolvimento;

2. A vazão de pré-desenvolvimento foi determinada para a cidade de Juiz de Fora segundo a legislação em 26,6 l/(s.ha);

3. Para manter a vazão de pré-desenvolvimento existem várias alternativas. A legislação pressupõe que o projetista utilizará um reservatório e apresenta a equação para determinar o volume necessário (projetos até 100 ha), que é:

$$V = 523.A.AI \quad (6.1)$$

onde:

V: volume em m³;

AI: área impermeável que drena a precipitação para os condutos pluviais (% da área total A).

Para projetos com áreas maiores que 100 ha, a Lei solicita um estudo hidrológico específico;

4. A Lei permite a redução do volume reservatório da equação 6.1 através do uso de medidas de controle na fonte como: áreas de infiltração; pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração. Para cada um destes elementos são especificadas as porcentagens de reduções da área impermeável no cálculo do volume (Tabela 6.1);

5. Para a verificação da possibilidade de uso de dispositivos de infiltração utilize os critérios apresentados na Tabela 6.2 (ou no item 6.3);

6. O dimensionamento dos dispositivos selecionados (reservatórios e/ou aumento da infiltração) são realizados com base nos elementos apresentados no item a seguir.

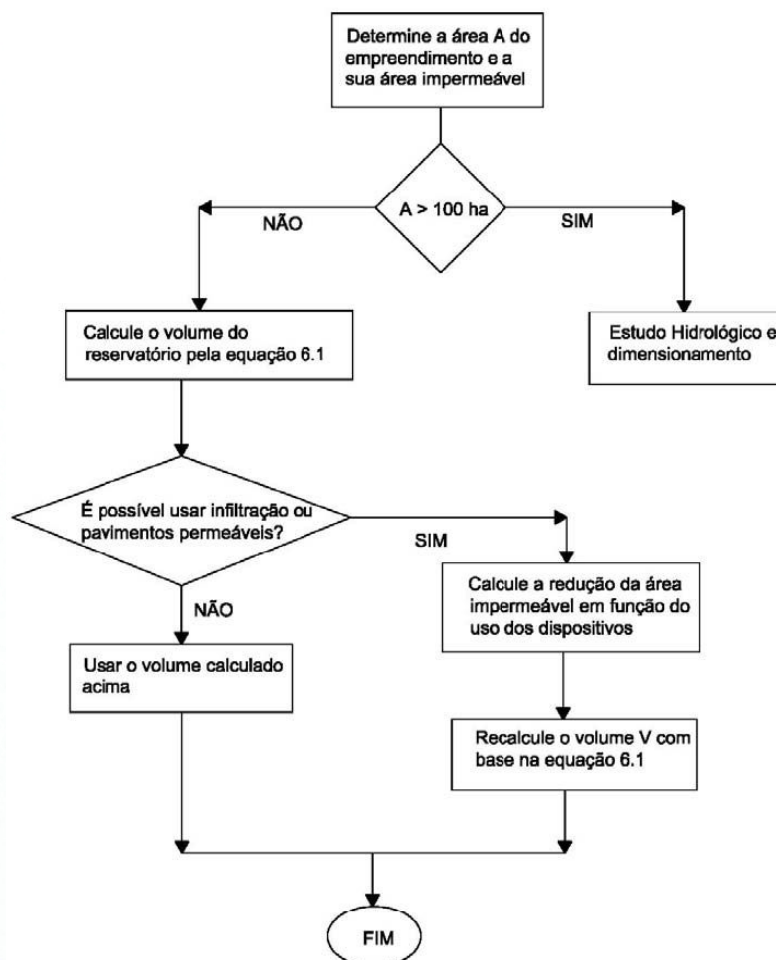


Figura 6.1 - Fluxograma das atividades do projeto

Tabela 6.1 – Percentagem de reduções da área impermeável permitida pela legislação

Tipo de Medida	Redução da área impermeável em %
Drenagem de 100% de superfície impermeável para uma área de infiltração com drenagem	40
Drenagem de 100% de superfície impermeável para uma área de infiltração sem drenagem	80
Drenagem de 100% da superfície impermeável para pavimento permeável	50
Drenagem de 100% da superfície impermeável para trincheira de infiltração	80

Nos itens a seguir são apresentados os tipos de estrutura utilizada para o controle do escoamento, bem como a metodologia recomendada para o dimensionamento. Ao final da apresentação de cada metodologia é apresentado um exemplo de dimensionamento.

6.2. Tipos de dispositivos de Redução do Escoamento Superficial

O controle na fonte pode usar diferentes dispositivos que mantenham a vazão de saída do lote ou loteamento em valor igual ou menor que a vazão de pré-desenvolvimento. Os dispositivos que podem ser utilizados são os que:

- Aumentam a área de infiltração através de: valos, poços e bacias de infiltração, trincheiras de infiltração ou bacias de percolação, pavimentos permeáveis e mantas de infiltração (descritos a seguir no item 6.3);
- Armazenam temporariamente a água em reservatórios locais (item 6.4).

A seguir são descritos os principais tipos de dispositivo para controle do escoamento na fonte, os condicionantes para sua utilização e critérios para dimensionamento das estruturas.

6.3. Infiltração e Percolação

6.3.1. Critérios para Escolha das Estruturas de Infiltração ou Percolação

No projeto da urbanização de uma área, a preservação da infiltração da precipitação permite manter condições mais próximas possíveis das condições naturais. As vantagens e desvantagens dos dispositivos que permitem maior infiltração e percolação são as seguintes (Urbonas e Stahre, 1993):

- redução das vazões máximas a jusante;
- redução do tamanho dos condutos;
- aumento da recarga do aquífero;
- preservação da vegetação natural;
- redução da poluição transportada para os rios;

- impermeabilização do solo de algumas áreas pela falta de manutenção;
- aumento do nível do lençol freático, atingindo construções em subsolo.

Os dispositivos de infiltração e percolação são apresentados na Tabela 6.2 com as suas características principais e comentados a seguir.

Tabela 6.2 – Dispositivos de infiltração e percolação

Dispositivo	Características	Vantagens	Desvantagens	Condicionantes físicos para a utilização da estrutura
Planos e Valos de Infiltração com drenagem	Gramados, áreas com seixos ou outro material que permita a infiltração natural	Permite infiltração de parte da água para o subsolo. A Lei permite reduzir a área impermeável do escoamento que drena para o plano em 40%	Para planos com declividade > 0,1% a quantidade de água infiltrada é pequena e não pode ser utilizado para reduzir a área impermeável; o transporte de material sólido para área de infiltração pode reduzir sua capacidade de infiltração	Profundidade do lençol freático no período chuvoso maior que 1,20 m. A Camada impermeável deve estar a mais de 1,20m de profundidade. A taxa de infiltração do solo quando saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h
Planos e Valos de Infiltração sem drenagem	Gramados, áreas com seixos ou outro material que permita a infiltração natural	Permite infiltração da água para o subsolo. A Lei permite reduzir a área impermeável do escoamento que drena para o plano em 80%	O acúmulo de água no plano durante o período chuvoso não permite trânsito sobre a área. Planos com declividade que permita escoamento para fora do mesmo.	Profundidade do lençol freático no período chuvoso maior que 1.20 m. A camada impermeável deve estar a mais de 1.20 m de profundidade. A taxa de infiltração do solo quando saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h
Pavimentos permeáveis	Superfícies construídas de concreto, asfalto ou concreto vazado com alta capacidade de infiltração	Permite infiltração da água. A Lei permite reduzir a área impermeável do escoamento que drena para o plano em 80%	Não deve ser utilizado para ruas com tráfego intenso e/ou de carga pesada, pois a sua eficiência pode diminuir.	Profundidade do lençol freático no período chuvoso maior que 1,20 m. A camada impermeável deve estar a mais de 1,20m de profundidade. A taxa de infiltração do solo quando saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h
Poços de Infiltração, trincheiras de infiltração e bacias de percolação	Volume gerado no interior do solo que permite armazenar a água e infiltrar	Redução do escoamento superficial e amortecimento em função do armazenamento	Pode reduzir a eficiência ao longo do tempo dependendo da quantidade de material sólido que drena para a área	Profundidade do lençol freático no período chuvoso maior que 1,20 m. A camada impermeável deve estar a mais de 1,20 m de profundidade. A taxa de infiltração do solo quando saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h. Para o caso de bacias de percolação a condutividade hidráulica saturada não deve ser menor que 2.10^{-5} m/s

➤ *Infiltração*

Segundo Urbonas e Stahre (1993), sob as seguintes condições, a disposição de águas pluviais por infiltração não é recomendada:

- Profundidade do lençol freático no período chuvoso menor que 1,20 m, abaixo da superfície infiltrante;
- Camada impermeável a 1,20 m ou menos da superfície infiltrante;
- A superfície infiltrante está preenchida (ao menos que este preenchimento seja de areia ou cascalho limpos);
- Os solos superficiais e subsuperficiais são classificados, segundo o SCS, como pertencentes ao grupo hidrológico D, ou a taxa de infiltração saturada é menor que 7,60 mm/h, como relatado pelas pesquisas de solo do SCS.

Se estas condições não excluïrem o local, deve ser feita uma segunda avaliação, usando o método desenvolvido pela Swedish Association for Water and Sewer Works em 1983, e apresentado por Urbonas e Stahere (1993). A cada característica do local é associada uma pontuação. O somatório dos pontos informa o resultado da avaliação. Assim:

- Se o total for menor que 20, o local deve ser descartado;
- Entre 20 e 30, o local é um candidato a receber um dispositivo de infiltração;
- Se o total for maior que 30, o local pode ser considerado excelente.

A Tabela 6.3 fornece os valores dos pontos de acordo com cada característica.

➤ *Percolação*

Urbonas e Stahre (1993) identifica as seguintes condições no qual não podem ser utilizados as trincheiras de infiltração e percolação:

- Profundidade do lençol freático no período chuvoso menor que 1,20 m, abaixo do fundo do leito de percolação;
- Camada impermeável a 1,20 m ou menos do fundo do leito de percolação;
- O leito de percolação está preenchida (ao menos que este preenchimento seja de areia ou cascalho limpos);
- Os solos superficiais e subsuperficiais são classificados, segundo o SCS, como pertencentes aos grupos hidrológicos C ou D, ou a condutividade hidráulica saturada dos solos é menor que $2 \cdot 10^{-5}$ m/s.

Da mesma forma que para o caso de infiltração, se estas condições não excluïrem o local onde se deseja colocar um dispositivo de percolação, deve ser feita uma avaliação usando o método desenvolvido pela Swedish Association for Water and Sewer Works. A Tabela 6.3 indica a pontuação.

Tabela 6.3 – Sistema de pontuação para avaliação de possíveis locais de implantação de dispositivos de infiltração e/ou percolação (Urbonas e Stahare, 1993)

	Características	Pontos
1	Razão entre área impermeável contribuinte (A_{IMP}) e área de infiltração (A_{INF})	
.	$A_{INF} > 2A_{IMP}$	20
.	$A_{IMP} \leq A_{INF} \leq 2A_{IMP}$	10
.	$0,50A_{IMP} \leq A_{INF} \leq A_{IMP}$ Superfícies impermeáveis menores que $0,50A_{IMP}$ não devem ser usadas para infiltração	5
	Natureza da camada de solo superficial	
2	Solos grosseiros com baixa taxa de material orgânico	7
.	Solo com taxas de matéria orgânica intermediárias	5
.	Solos granulados finos com alta taxa de material orgânico	0
	Subsuperficial	
3	Se os solos subsuperficiais são mais grosseiros que os solos da superfície, associe o mesmo número de pontos daquele dos solos de superfície associado no item 2	
.	Se os solos subsuperficiais são mais granulados finos que os solos da superfície, use os seguintes pontos:	
	Cascalho ou areia	7
	Areia siltosa ou lemo	5
	Silte fino ou argila	0
	Declividade (S) as superfície de infiltração	
	$S < 7\%$	5
	$7 \leq S \leq 20\%$	3
	$S > 20\%$	0
4	Cobertura vegetal	
.	Cobertura de vegetação natural, saudável	5
.	Gramado bem estabelecido	3
.	Gramado novo	0
.	Sem vegetação – solo nu	-5
5	Grau de tráfego na superfície de infiltração	
.	Pouco tráfego de pedestres	5
.	Tráfego de pedestres médio (parque, gramado)	3
.	Muito tráfego de pedestres (campos esportivos)	0
	Grau de tráfego na superfície de infiltração	
	Pouco tráfego de pedestres	5
	Tráfego de pedestres médio (parque, gramado)	3
	Muito tráfego de pedestres (campos esportivos)	0
6		

Para testar se o local é um candidato a uma estrutura do tipo desejado, preenche-se o modelo de procedimento de projeto chamado “Verificação preliminar da aplicabilidade para estruturas somente de infiltração – parte 1” para o caso de estruturas de infiltração, como pavimentos permeáveis, valos de infiltração e bacias de infiltração, ou “Verificação preliminar da aplicabilidade para estruturas somente de percolação – parte 1” para o caso de estruturas de percolação como as trincheiras de infiltração ou bacias de percolação, poços de infiltração, mantas de infiltração.

Em caso de aprovação, passa-se para o modelo de procedimento de projeto chamado “Verificação preliminar da aplicabilidade de estruturas de **infiltração ou percolação** – parte 2”, baseado na tabela do Swendish Association for Water and Sewer Works (1983).

Exemplo 6.1 – Deseja-se verificar se em um determinado lote pode ser instalada uma estrutura de infiltração ou percolação. Á área disponível é de 200 m^2 e está conectada a um telhado, cuja área é de 150 m^2 . A declividade da superfície de infiltração é de 10%. A maior parte do solo superficial e do subsuperficial é composta de silte grosso. Então, para o caso de um dispositivo de infiltração:

Modelo de procedimento de projeto	
Verificação preliminar da aplicabilidade para estruturas somente de infiltração – parte 1	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
<i>Obs.: cada item possui um fator parcial f, que assume o valor correspondente à alternativa assinalada</i>	
1. Profundidade (Prof) do lençol freático no período chuvoso abaixo da superfície Menor que 1,20 m (Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não): Sim ☐ f1 = 0 Não ☒ f1 = 1	Prof = 1,50 m
2. Camada impermeável da superfície infiltrante 1,20 m ou menos (assinale Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não): Sim ☐ f2 = 0 Não ☒ f2 = 1	Prof = 1,80 m
3. A superfície infiltrante está preenchida (assinale Sim ou Não): Sim ☐ Não ☒ f3 = 1 Preenchimento com areia ou cascalho limpos (caso a anterior seja Sim) Sim ☐ f3 = 1 Não ☐ f3 = 0	
4. Solos das duas camadas é do tipo D, do SCS (assinale Sim ou Não): ou a taxa de infiltração saturada é menor que 7,60 mm/h Sim ☐ f4 = 0 Não ☒ f4 = 1	
5. Fator f global $f = f1 \cdot f2 \cdot f3 \cdot f4$	f = 1
5. Conclusão Se f = 1, marcar a opção passar para a parte 2 Se f = 0, marcar a opção não passar para a parte 2 Passar para parte 2 ☒ Não passar para parte 2 ☐	
Observações: Caso a conclusão indique “Não passar para parte 2” significa que o local não é candidato a receber a estrutura de infiltração, devendo ser utilizada outra alternativa.	

No caso de um dispositivo de percolação:

Modelo de procedimento de projeto	
Verificação preliminar da aplicabilidade para estruturas somente de percolação – parte 1	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
<i>Obs.: cada item possui um fator parcial f, que assume o valor correspondente à alternativa assinalada</i>	
1. Profundidade (Prof) do lençol freático no período chuvoso abaixo do fundo Menor que 1,20 m (Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não):	Sim ☐ f1 = 0 Não ☒ f1 = 1
2. Camada impermeável do fundo do leito de percolação 1,20 m ou menos (assinale Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não):	Sim ☐ f2 = 0 Não ☒ f2 = 1
3. O leito de percolação está preenchido (Sim ou Não):	Sim ☐ Não ☒ f3 = 1
Preenchimento com areia ou cascalho limpos (caso a anterior seja Sim)	Sim ☐ f3 = 1 Não ☐ f3 = 0
4. Solos das duas camadas é do tipo C ou D, do SCS (Sim ou Não): Ou a condutividade hidráulica saturada é menor que $2 \cdot 10^{-5}$ m/s	Sim ☐ f4 = 0 Não ☒ f4 = 1
5. Fator f global $f = f1 \cdot f2 \cdot f3 \cdot f4$	f = 1
5. Conclusão Se f = 1, marcar a opção passar para a parte 2 Se f = 0, marcar a opção não passar para a parte 2	Passar para parte 2 ☒ Não passar para parte 2 ☐
Observações: O local é apropriado para utilização de estrutura de percolação.	

A seguir é apresentado o modelo de procedimento de projeto “Verificação preliminar da aplicabilidade de estruturas de infiltração ou percolação – parte 2”, que serve tanto para dar continuidade à avaliação de estruturas de infiltração quanto para estruturas de percolação.

Esta avaliação final não dispensa uma verificação em campo, sempre que possível, principalmente se o resultado for “o local pode ser propício”.

Modelo de procedimento de projeto

Verificação preliminar da aplicabilidade de estruturas de infiltração ou percolação – parte 2

Projetista:

Empresa:

Data:

Projeto:

Localização:

1. Área disponível para infiltração

2. Área impermeável

Consultando a Tabela 6.3 verifica-se que $A_{IMP} \leq A_{INF} \leq 2A_{IMP}$

3. Solo superficial

Grosso com baixa taxa de material orgânico (7 pontos)

Solo com taxas de matéria orgânica intermediária (5 pontos)

Granulado fino com alta taxa de material orgânico (0 pontos)

4. Subsuperficial

Mais grosso que o da superfície

(mesmo número de pontos daquele do solo de superfície, item 2)

Mais granulados finos

Casalho ou areia (7 pontos)

Areia siltosa ou lemo (5 pontos)

Silte fino ou argila (0 pontos)

5. Declividade da superfície de infiltração

 $S < 7\%$ (5 pontos)

 $7 \leq S \leq 20\%$ (3 pontos)

 $S > 20\%$

6. Cobertura vegetal

Cobertura vegetal natural, saudável (5 pontos)

Gramado bem estabelecido (3 pontos)

Gramado novo (0 pontos)

Sem vegetação – solo nu (-5 pontos)

7. Grau de tráfego na superfície de infiltração

Pouco tráfego de pedestres (5 pontos)

Tráfego de pedestres médio (parque, gramado) (3 pontos)

Muito tráfego de pedestres (campo esportivo) (0 pontos)

8. Total de pontos

9. Conclusão

Se Total de pontos < 20 , o local não deve ser utilizado para infiltração

 $20 \leq \text{Total de pontos} \leq 30$, o local pode ser propício

Se Total de pontos > 30 , o local é excelente para infiltração

O local não deve ser utilizado para infiltração

O local pode ser propício

O local é excelente para infiltração

$$A_{INF} = \frac{200}{10} \text{ m}^2$$

$$A_{IMP} = \frac{150}{10} \text{ m}^2$$

10 Pontos

5 Pontos

5 Pontos

3 Pontos

0 Pontos

3 Pontos

26 Pontos

Observações: É necessária uma visita de campo para verificar as reais condições de infiltração, visto que a conclusão foi “O local pode ser propício”.

Segundo a avaliação final, o local é propício para os dispositivos pretendidos. Os parâmetros e procedimentos para o dimensionamento das estruturas são apresentados a seguir.

6.3.2. Parâmetros para o Dimensionamento das Estruturas de Infiltração ou Percolação

Se o local é considerado propício para receber a instalação, a fase seguinte a ser considerada é a determinação dos parâmetros e posterior dimensionamento. Para o dimensionamento, os parâmetros considerados são a taxa de infiltração, a condutividade hidráulica saturada e a porosidade efetiva (razão entre o volume de água que pode ser drenada do solo saturado por ação da gravidade somente e o volume total). É difícil generalizar os valores, principalmente os de condutividade hidráulica, por isso recomendam-se testes de campo, utilizando os menores valores medidos para o projeto.

Para a instalação de estruturas em áreas menores a 1000 m^2 , podem ser utilizados os valores de taxas de infiltração, de acordo com a classificação do Soil Conservation Service, utilizadas da Tabela 6.4; para áreas superiores a esta, deve ser realizado um teste de infiltração no local. Para fins de dimensionamento de estruturas de infiltração ou percolação, deve-se utilizar a taxa de infiltração correspondente ao valor de Ib, que corresponde ao estado em que o solo atingiu a saturação.

Tabela 6.4 – Alguns valores típicos de taxas de infiltração

Tipo de Solo	Taxa de infiltração (mm/h)	
	Ia	Ib
A	254,0	25,4
B	203,2	12,7
C	127,0	6,35
D	76,2	2,54

Segundo a classificação do SCS (SCS, 1957), os tipos de solo mencionados na Tabela 6.4 são classificados da seguinte forma:

- Solo A: solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila.
- Solo B: solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundos do que o tipo A e com permeabilidade superior à média.
- Solo C: solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de

infiltração abaixo da média, contendo porcentagem considerável de argila e pouco profundo.

– Solo D: solos contendo argilas expansivas e pouco profundo com baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial.

A Tabela 6.5 contém valores típicos de condutividade hidráulica, enquanto que a tabela 6.6 contém valores de porosidade efetiva. Os tipos de solo podem ser vistos na figura 6.1 (Caputo, 1969).

Tabela 6.5 - Condutividade hidráulica saturada em diversos tipos de solo (Urbonas e Stahre, 1993)

Tipo de solo	Condutividade hidráulica (m/s)
Cascalho	$10^{-3} - 10^{-1}$
Areia	$10^{-5} - 10^{-2}$
Silte	$10^{-9} - 10^{-5}$
Argila (saturada)	$< 10^{-9}$
Solo cultivado	10^{-10} a 10^{-6}

Tabela 6.6 – Porosidade efetiva para materiais típicos (Urbonas e Stahre, 1993)

Material	Porosidade Efetiva (%)
Rocha dinamitada – brita grossa	30
Cascalho de granulometria uniforme	40
Brita graduada ($\leq \frac{1}{4}$ polegadas)	30
Areia	25
Cascalho de jazida – seixo rolado	15 – 25

Araújo et al. (2000) utilizaram brita 3 de granito (comercial) nos seus estudos em pavimentos permeáveis e obtiveram valores de porosidade efetiva da ordem de 40 a 50%.

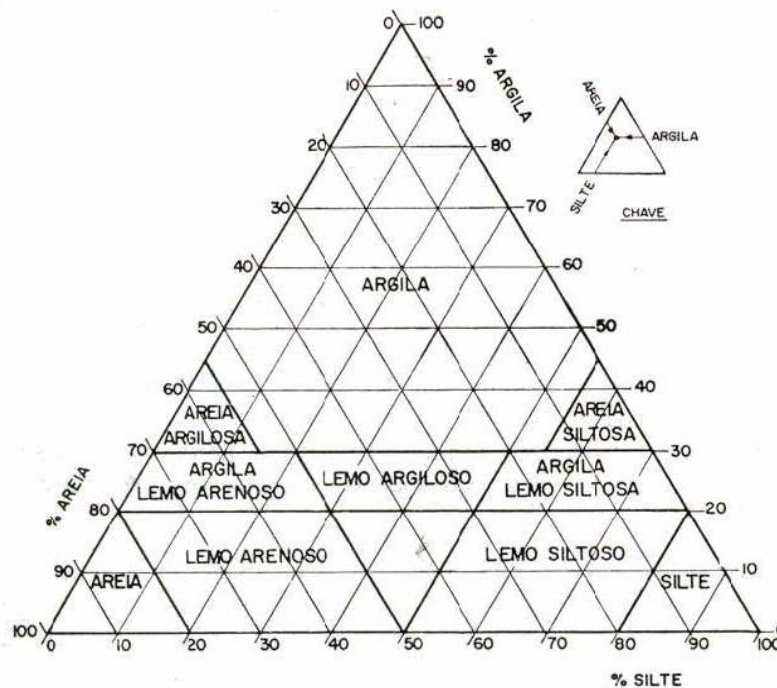


Figura 6.1 – Classificação trilinear dos solos (Caputo, 1969)

O dimensionamento dos dispositivos de infiltração e percolação faz uso da “curva envelope” de influxo de escoamento (Urbonas e Stahre, 1993). A máxima diferença entre esta curva e o fluxo de saída acumulado, como mostra a figura 6.2, representa o volume a armazenar. Pode-se, ao invés do máximo volume, utilizar-se da máxima profundidade (CIRIA, 1996). Neste manual estão demonstradas as duas maneiras.

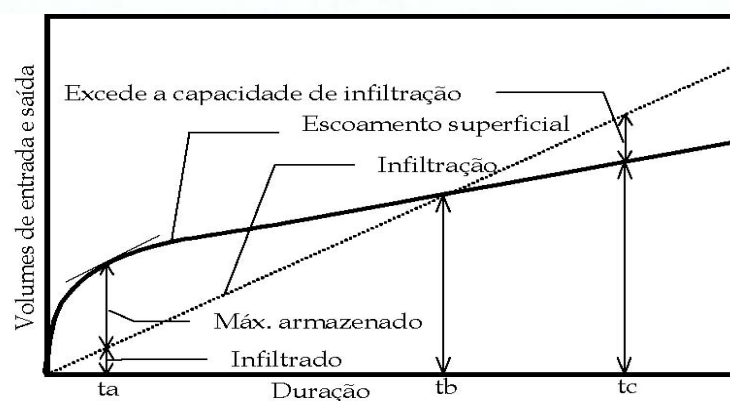


Figura 6.2 – Curva envelope (Adaptado de Urbonas e Stahre, 1993)

Duas regiões distintas podem ser observadas na figura 6.2. Para durações menores que t_b , não há infiltração total do escoamento superficial. Para durações maiores que t_b , a capacidade de infiltração supera o volume afluente de escoamento superficial e a água

armazenada infiltra no solo.

CIRIA (1996) utiliza no dimensionamento um coeficiente de infiltração q , obtido a partir de testes de percolação e que está relacionado com a permeabilidade do solo. Valores típicos do coeficiente de infiltração estão na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 - Alguns valores típicos de coeficientes de infiltração, baseados na textura do solo (Watkins apud CIRIA, 1996)

Tipo de solo	Coeficiente de infiltração (mm/h)
Cascalho	10 – 1000
Areia	0,1 – 100
Areno lemoso	0,01 – 1
Lemo arenoso	0,05 – 0,5
Lemo	0,001 – 0,1
Lemo siltoso	0,0005 – 0,05
Características Calcárias	0,001 - 100
Ponto divisor para a maioria dos sistemas de infiltração	0,001
Lemo argilo arenoso	0,001 – 0,01
Lemo argilo siltoso	0,00005 – 0,005
Argila	< 0,0001
Rocha	0,00001 – 0,1

O coeficiente de infiltração ainda é reduzido por fatores de segurança para levar em conta a diminuição da capacidade de infiltração durante a vida do dispositivo. Alguns valores são encontrados na tabela 6.8 (CIRIA, 1996):

Tabela 6.8. Fatores de segurança para o coeficiente de infiltração (CIRIA, 1996)

Consequências da falha do dispositivo de infiltração			
Área a ser drenada m ²	Nenhum dano ou inconveniência	Inconveniência menor, como alagamento de um estacionamento	Danos à construção ou estrutura, inconveniência maior, como inundação em estradas
< 100	1,50	2	10
100 a 1000	1,50	3	10
> 1000	1,50	5	10

Existem diferentes tipos de dispositivos que drenam o escoamento e podem ser construídos de forma a permitir a infiltração. Alguns desses dispositivos são:

- *entradas permeáveis na rede de drenagem.* Na figura 6.3(a), observa-se um filtro, na parte superior da caixa, para evitar entupimento;
- *trincheiras ou valas permeáveis* que, no fundo, são um caso especial de bacia de percolação e consistem de uma caixa com cascalho e filtro por onde passa um conduto poroso ou perfurado (figura 6.3(b));
- *meio fio permeável:* esse dispositivo é utilizado fora do lote ou dentro de condomínios, indústrias ou áreas comerciais (figura 6.3(c)).

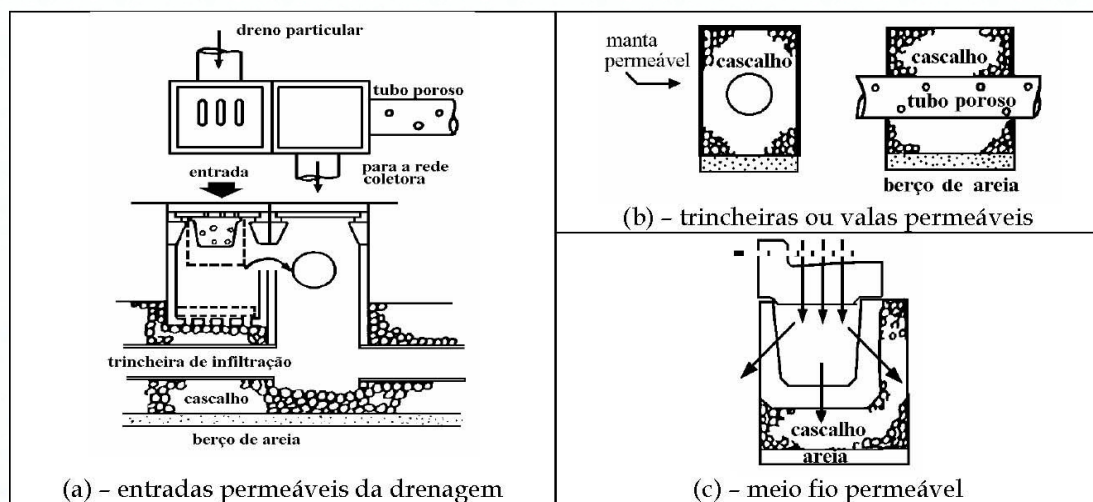


Figura 6.3 – Dispositivos hidráulicos permeáveis (Fujita, 1984)

Os principais dispositivos para criar maior infiltração são discutidos a seguir, bem como critérios de projeto.

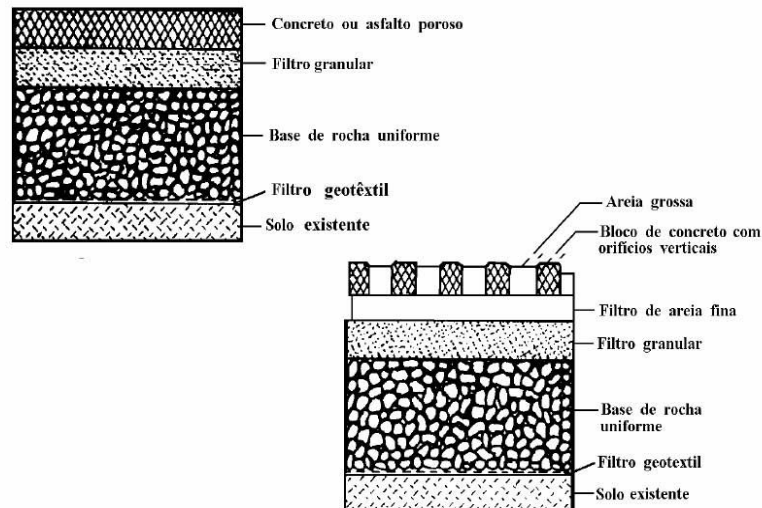
6.3.3. Descrição e Critérios de Projeto para Pavimentos Permeáveis e Sistemas de Infiltração em Planos

➤ Pavimentos permeáveis

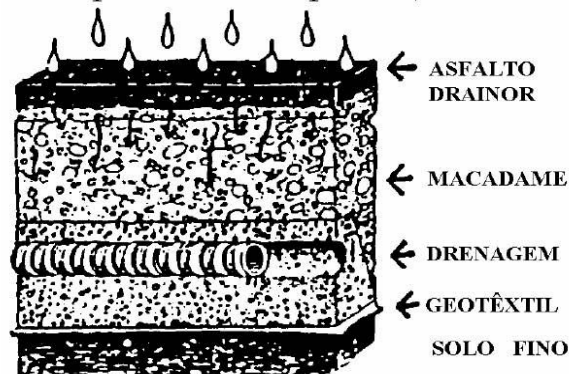
Urbonas e Stahre (1993) classificam os pavimentos permeáveis basicamente em três tipos (figura 6.4):

- pavimento de asfalto poroso;

- pavimento de concreto poroso;
- pavimento de blocos de concreto vazado preenchido com material granular, como areia ou vegetação rasteira, como grama.



(a) - pavimento poroso e celular poroso (Urbonas e Stahre, 1993)



(b) - pavimento permeável (Hogland e Niemczynowicz, 1986)

Figura 6.4 - Seções transversais de pavimentos permeáveis

A camada superior dos pavimentos porosos (asfalto ou concreto) é construída de forma similar aos pavimentos convencionais, mas com a retirada da fração da areia fina da mistura dos agregados do pavimento. Segundo Schueller (1987), os pavimentos permeáveis são compostos por duas camadas de agregados (uma de agregado fino ou médio e outra de agregado graúdo) mais a camada do pavimento permeável propriamente dito.

O princípio de funcionamento da estrutura é de fazer com que o escoamento infiltre rapidamente na capa ou revestimento poroso (espessura de 5 a 10 cm), passe por um filtro de agregado de 1,25 cm de diâmetro e espessura de aproximadamente 2,5 cm e vá para uma câmara ou reservatório de pedras mais profundo com agregados de 3,8 a 7,6 cm de diâmetro.

A capa de revestimento permeável somente age como um conduto rápido para o escoamento chegar ao reservatório de pedras. Assim, a capacidade de armazenamento dos pavimentos porosos é determinada pela profundidade do reservatório de pedras subterrâneo (mais o escoamento perdido por infiltração para o subsolo).

No caso de blocos de concreto vazados, eles devem ser assentados acima de uma camada de base granular (areia), sob a qual devem ser colocados filtros geotêxteis para prevenir a migração da areia fina para a camada granular.

O pavimento permeável poderá ser utilizado como um poço de detenção, utilizando para isso uma membrana impermeável entre o reservatório e solo existente. O sistema deverá prever o esgotamento do volume num período de 6 a 12 horas. A metodologia para dimensionamento dos pavimentos permeáveis é a mesma utilizada para o dimensionamento de sistemas de infiltração em planos, e está apresentada ao final deste item 6.3.

A utilização dos pavimentos permeáveis, em um contexto geral, pode proporcionar uma redução dos volumes escoados e do tempo de resposta da bacia para condições similares às condições de pré-desenvolvimento. Em alguns casos, dependendo das características do subsolo, o resultado obtido com a utilização deste tipo de estrutura pode levar à condições melhores que as pré-desenvolvimento. Para atingir este grau de eficiência, no entanto, a estrutura deve ser utilizada racionalmente, respeitando seus limites físicos, e há necessidade de manutenção preventiva (de preferência trimestralmente), evitando assim o seu entupimento.

Os principais problemas que estes tipos de dispositivos podem apresentar são:

- quando a água drenada é fortemente contaminada, haverá impacto sobre o lençol freático e o escoamento subterrâneo;
- falta de controle na construção e manutenção que podem entupir os dispositivos tornando-os ineficientes.

Estimativa dos parâmetros: Para a estimativa da taxa de infiltração, deve-se realizar uma sondagem a uma profundidade de 0,6 a 1,2 m abaixo do nível inferior do reservatório de pedras a fim de verificar o tipo de solo existente (já que tipos de solos com um percentual superior a 30% de argila ou 40% de silte e argila combinados não são bons candidatos para este tipo de dispositivo).

Para determinar a profundidade do reservatório de pedras, é necessário selecionar o tipo de material a ser utilizado no mesmo. Schuller (1987) recomenda o uso de brita 3 ou 4 no reservatório de pedras, conforme tabela 6.9, onde é apresentada uma classificação de acordo com as dimensões nominais do material, sendo diâmetro mínimo e abertura da peneira, a qual corresponde uma porcentagem retida igual ou imediatamente superior a 95%.

Tabela 6.9 - Classificação nominal da brita (Araújo *et al.*, 2000)

Material	Peneira	Malha
brita 0	9,5	4,8 mm
brita 1	19,0	9,5 mm
brita 2	25,0	19,0 mm
brita 3	50,0	25,0 mm
brita 4	76,0	50,0 mm
brita 5	100,0	76,0 mm

Para uma brita 3 (comercial), verificou-se valores de porosidade da ordem de 40 a 50% (Araujo *et al.* 2000). Desta forma com os valores de porosidade e volume de água a reter pode-se estimar a profundidade do reservatório de pedras. Aconselha-se, por questões práticas, utilizar profundidades mínimas do reservatório de pedras de 15 cm.

Blocos Vazados: O módulo de blocos vazados geralmente é construído para que a superfície pronta fique no mesmo nível da superfície adjacente e os blocos fiquem confinados lateralmente. O solo, na base da abertura, não deve ser compactado para evitar uma redução na capacidade de infiltração do terreno. Na base é colocado um filtro geotêxtil, com a finalidade de separar o agregado graúdo do solo, e assim evitar a migração do solo para o reservatório de pedras, quando este estiver na condição de enchimento. O reservatório de pedras é preenchido com brita 3 de granito até o topo, perfazendo uma espessura final de agregado igual a 15cm. Após a compactação do agregado, novamente é colocado um tecido geotêxtil sobre a camada de agregado com a finalidade de prevenir a migração da areia média da camada superior para dentro do reservatório de pedras. Uma camada de 10 cm de areia média é colocada sobre o anterior. Por fim, os blocos vazados são assentados sobre a areia, e as juntas e os orifícios dos blocos de concreto são preenchidos com areia e grama.

Concreto poroso: O concreto sem finos deve ser pouco adensável e a vibração só pode ser aplicada por períodos muito curtos, caso contrário a pasta de cimento poderá escorrer para o fundo. Também não se recomenda o adensamento com soquetes pois podem resultar massas específicas localizadas elevadas. Para o concreto sem finos não existem ensaios de trabalhabilidade de concretos; somente é possível avaliar visualmente se a camada de revestimento das partículas é adequada. Os concretos sem finos têm baixo valor de coesão; por isso as formas devem ser mantidas até que se tenha desenvolvido uma resistência suficiente. A cura úmida é importante, especialmente em climas secos e com ocorrência de vento devido as pequenas espessuras da pasta de cimento (Neville, 1982). As características do concreto são apresentadas na Tabela 6.10. A construção das estruturas utilizando concreto poroso é semelhante à dos blocos vazados, sendo que a única diferença está no revestimento superficial, que deve ser de concreto poroso com espessura de 15cm.

Tabela 6.10 - Característica dos concretos sem finos para agregado de 9,5 a 19 mm.
(McIntosh, Botton e Muir, 1956 *apud* Neville, 1982)

Relação cimento/agregado em volume	Relação água/cimento em massa	Massa Específica (Kg/m ³)	Resistência a compressão 28 dias - MPa
1 : 6	0,38	2020	14
1 : 7	0,40	1970	12
1 : 8	0,41	1940	10
1 : 10	0,45	1870	7

Nas tabelas 6.11 e 6.12 são apresentados valores de coeficientes de escoamento obtidos para diferentes superfícies urbanas.

Tabela 6.11 - Experimentos em superfícies urbanas (Genz, 1994)

Superfície	Declividade (%)	Coeficiente de escoamento	Taxa final de infiltração (mm/h)	Precipitação simulada (mm/h)
Gramado	1 a 9	0,54 a 0,68	19 a 23	110 a 142
Chão batido	1,3	0,92 a 0,95		110 a 120
Paralelepípedo antigo	2 a 11	0,88 a 0,95		103 a 128
Paralelepípedo novo	4	0,58 a 0,63	18 a 23	114 a 124
Blockets	2	0,83 a 0,85	10 a 14	116 a 127

O uso de pavimentos permeáveis pode eliminar a necessidade de caixas de captação e tubos de condução da água, pois o dispositivo praticamente não gera escoamento.

Tabela 6.12 – Resultados das simulações de chuva nas superfícies (Araujo et al, 2000)

Variáveis*	Solo Compactado	Concreto	Bloco de Concreto	Paralelepípedo	Bloco Vazado
I (mm/h)	112	110	116	110	110
P (mm)	18,66	18,33	19,33	18,33	18,33
Q (mm)	12,32	17,45	15,00	10,99	0,5
C	0,66	0,95	0,78	0,60	0,03

*I =intensidade da precipitação; P = precipitação total mm; Q = escoamento total; C = coeficiente de escoamento

➤ Mantas de infiltração

As mantas de infiltração são semelhantes às trincheiras, sendo que as mantas são cobertas pelo solo ou por alguma outra superfície infiltrante (Figura 6.5).

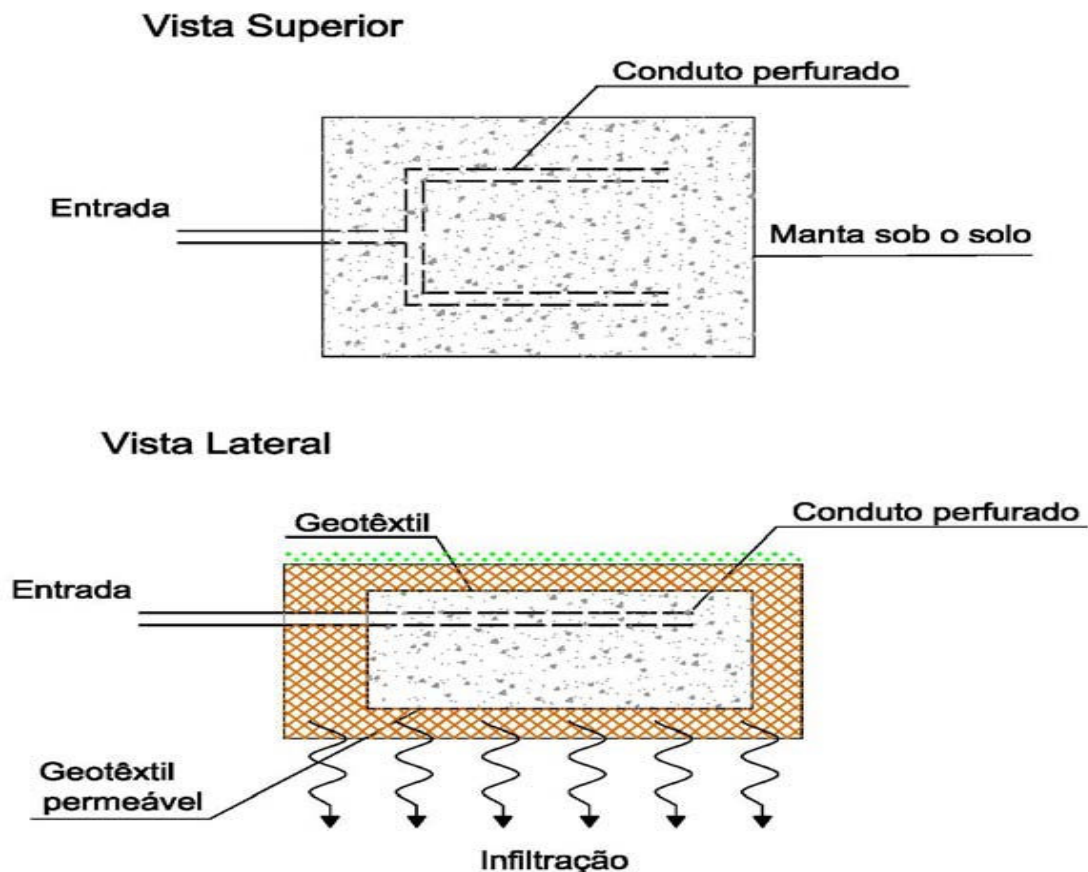


Figura 6.5 – manta de infiltração

A disposição final da água normalmente é feita de maneira pontual. Um geotêxtil permeável é utilizado para separar o material de preenchimento do material que cobre o dispositivo. A mesma separação deve ser feita entre o material de preenchimento e o solo subsuperficial. Condutos perfurados ou porosos distribuem a água que vem da fonte pontual, que em geral é um conduto tradicional.

Recomenda-se colocar armadilhas para sedimentos de óleos. A frequência de limpeza mínima deve ser de um ano. Uma das desvantagens deste tipo de estrutura é a manutenção que é difícil, bem como também o monitoramento da sua eficiência. Assim, quando há suspeitas do comprometimento da eficiência da estrutura, a mesma deve ser substituída.

Dimensionamento de pavimentos permeáveis e sistemas de infiltração em planos:

O procedimento adotado por CIRIA (1996) pode ser adaptado para os projetos dos sistemas de infiltração em planos e os pavimentos permeáveis. Os dados requeridos são os seguintes:

q : coeficiente de infiltração (m/h);

A : área a ser drenada (m^2);

ϕ : porosidade efetiva do material de preenchimento (volume de vazios/volume total); I : intensidade da chuva (mm/h);

t : a duração (h);

A_b : área base do sistema de infiltração (m^2).

Pode-se então dimensionar a profundidade máxima do dispositivo (h_{max}), da seguinte maneira:

1. Corrigir o coeficiente de infiltração q , dividindo o valor achado nos testes de campo pelo fator de segurança apropriado (tabelas 6.8);
2. Achar a porosidade efetiva do material de preenchimento granular ou estimar o valor na tabela 6.6;
3. Calcular a razão de drenagem $R = A/A_b$, onde A é a área a ser drenada e A_b a área da base da superfície de infiltração;
4. Calcular a intensidade de chuva I , função da IDF adotada, da duração t e do tempo de retorno TR (estruturas de controle na fonte $TR=10$ anos);
5. Calcular h_{max}

$$h_{max} = \frac{t}{\phi} (R.I - q) \quad (6.11)$$

6. Repita 4 e 5 para várias durações de chuva;
7. Selecione o maior valor dentre os obtidos no passo 6.

Se q excede $R \cdot I$, $h_{\max}$ assumirá valores negativos. Isto significa que toda água precipitada em um intervalo de tempo, infiltra, neste mesmo intervalo de tempo. Para o pavimento permeável, $R=1$ e o passo 3 é omitido. Neste caso, a máxima profundidade é dada por:

$$h_{\max} = \frac{t}{\phi} (I - q) \quad (6.12)$$

Caso se deseje o inverso, ou seja, dado $h_{\max}$, calcular A_b , o procedimento é o seguinte:

1. Obter o coeficiente de infiltração q , dividindo o valor achado nos testes de campo pelo fator de segurança apropriado (tabela 6.8);
2. Achar a porosidade efetiva do material de preenchimento granular ou estime o valor da (tabela 6.6);
3. Fornecer a área a ser drenada A e a profundidade máxima permitida, $h_{\max}$.
4. Calcular a intensidade de chuva I , função da IDF adotada, da duração t e do tempo de retorno

(i) Calcule $A \cdot I \cdot t$, $\phi \cdot h_{\max}$ e $q \cdot t$

(ii) Calcular A_b

$$A_b = \frac{A \cdot I \cdot t}{\phi \cdot h_{\max} + q \cdot t} \quad (6.13)$$

5. Repita 4 e 5 para várias durações de chuva;

(i) Selecione o maior valor dentre os obtidos no passo 5.

(ii) Se a área é inaceitavelmente grande, aumente $h_{\max}$ ou diminua A e repita o processo a partir do passo 3.

O sistema deverá prever o esgotamento do volume num período de 6 a 12 horas. O tempo de esvaziamento para este fim é dado pela seguinte expressão:

$$t_{\text{exp}} = \frac{\phi \cdot h_{\text{máx}}}{q} \quad (6.14)$$

Modelos de procedimento de projeto no padrão aqui adotado serão vistos nos exemplos.

Exemplo 6.2 – Deseja-se construir um estacionamento que sirva de dispositivo de infiltração em uma área de 4000 m². O coeficiente de infiltração do terreno é de 0,12 m/h.

Supondo que a área é propícia para este tipo de dispositivo, utilizam-se os modelos de procedimento de projeto “Dados para o dimensionamento para sistemas de infiltração/percolação” e “Obtenção da profundidade máxima para pavimentos permeáveis e mantas de infiltração”.

Modelo de procedimento de projeto Dados para o dimensionamento para sistemas de infiltração/percolação	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
1. Coeficiente de infiltração (q) Solo (marcar a opção): Cascalho (10 – 1000 mm/h) Areia (0,1 – 100 mm/h) Areia lemosa (0,01 – 1 mm/h) Lemo arenoso (0,05 – 0,50 mm/h) Lemo (0,001 – 0,1 mm/h) Lemo siltoso (0,0005 – 0,05 mm/h) Características Calcárias (0,001 – 100 mm/h) Lemo argilo arenoso (0,001 – 0,01 mm/h) Lemo argilo siltoso (0,00005– 0,05 mm/h) Argila (< 0,0001 mm/h) Rocha (0,00001– 0,1 mm/h) Outro valor de q*: _____ * Recomendável ensaios de campo para a determinação de q Nestes testes, tomar o menor valor 2. Porosidade (Item somente é considerado nos sistemas tridimensionais) que serão apresentados nos itens a seguir Existe preenchimento no dispositivo (Sim ou Não)	☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☒ $q = \underline{0,12} \text{ m/h}$ Sim Não ☒ ☐ Se Sim, observar as opções abaixo: Rocha dinamitada (30 %) Cascalho de granulometria uniforme (40 %) Cascalho graduado ($\leq \frac{1}{4}$ polegadas) (30 %) Cascalho de jazida (15 - 25 %) Outro valor de ϕ (Sim ou Não) Sim Não ☒ ☐ $\phi = \underline{40} \%$
Se Sim, informar porosidade: <u>Brita comercial número 3</u>	
3. Chuva $i = \frac{3000 \cdot T^{0,173}}{(t + 23,965)^{0,960}}, \text{ onde } T = 10 \text{ anos}$	
4. Durações utilizadas e intensidades correspondentes 10 min 30 min 60 min 120 min 240 min $I = \underline{151,47} \text{ mm/h}$ $I = \underline{97,12} \text{ mm/h}$ $I = \underline{63,53} \text{ mm/h}$ $I = \underline{37,86} \text{ mm/h}$ $I = \underline{21,16} \text{ mm/h}$	
Observações: Nesta planilha foram informados todos os dados necessários para o dimensionamento do pavimento. O passo seguinte é o dimensionamento da estrutura.	

Modelo de procedimento de projeto			
Obtenção da profundidade máxima para pavimentos permeáveis e mantas de infiltração			
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:			
1. Coeficiente de infiltração (Q) Aplicando o fator de segurança da Tabela 6.8 – Fator de Segurança (FS) Q de projeto = Q/FS Justificativa para FS: área que 1000 m² para estacionamento 2. Porosidade 3. Razão de drenagem Dispositivo escolhido: Pavimento Permeável Se o dispositivo escolhido for pavimento permeável R = 1 e não é necessário a razão a seguir Área a ser drenada Área base de infiltração R = A/A_b 4. Cálculo de h_{max} (Para pavimentos permeáveis, no mínimo h_{max} = 0.15 m) Se o dispositivo escolhido for pavimento permeável h_{max} deve ter no mínimo 0,15 m <u>Cálculos para durações (t) e intensidade (I):</u> A partir da planilha anteriormente preenchida: Modelo de procedimento de projeto “Dados para o dimensionamento de sistema de infiltração/percolação” transformar intensidade da chuva (I) para m/h e o tempo (t) para h e calcular h_{max}, utilizando a expressão h_{max} = (t/φ).(R.I – Q). Para pavimento permeável h_{max} = (t/φ).(I – Q). Selecionar o maior valor de A_b (somente no caso de ter fornecido o valor de h_{max}) 5. Tempo de esvaziamento completo (deve ser menor que 12 h) t_{esv} = φ.h_{max}/Q	Q = <u>0,12</u> m/h FS = <u>1,50</u> Q = <u>0,08</u> m/h φ = <u>40</u> % A = _____ m² A_b = _____ m² R = <u>1</u> m²		
	I(m/h)	t(h)	h _{max} (m)
	0,15	0,17	0,030
	0,10	0,50	0.025
	0,06	1,00	-0,050
	0,04	2,00	-0,200
	0,02	4,00	-0,600
	h _{max} =	0,03	m
	A_b = _____ m² T_{esv} = <u>0,15</u> m		
	Observações: Portanto, o pavimento permeável deverá ser implantado na área de 4000 m², e possuir uma profundidade de 0,03m. Como esta profundidade é muito pequena, poderiam ser realizados novos cálculos, diminuindo a área com pavimento permeável, e consequentemente aumentando a altura.		

6.3.4. Descrição e Critérios de Projeto para Sistemas que Infiltram na Base e nas Laterais

Bacias de infiltração

Trata-se de uma área de solo circundada por uma margem ou contenção que retém as águas pluviais até que estas infiltrem através da base e dos lados (Figura 6.6). Em geral são escavadas, mas podem ser aproveitadas pequenas encostas já existentes no terreno.

Podem ser utilizadas para, parcialmente, atenuarem picos de cheias juntamente com a função principal de estimular a infiltração. Quando o solo permite bastante infiltração, pode ocorrer uma subida não desejada e não prevista do lençol freático, causando falha do

dispositivo, pois ocorre uma diminuição da capacidade de infiltração. O projetista deve tentar estimar esta subida do nível de água subterrâneo quando a área da superfície infiltrante for menor que 50% da área impermeável tributária. Estes dispositivos apresentam uma tendência a perderem rapidamente a sua capacidade de infiltração (Urbonas e Stahre, 1993). O método de dimensionamento é o tridimensional de CIRIA (1996), apresentado a seguir.

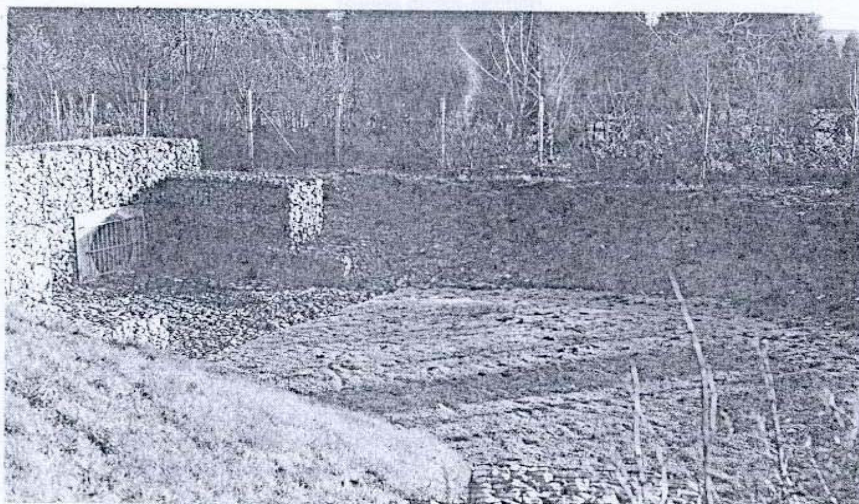
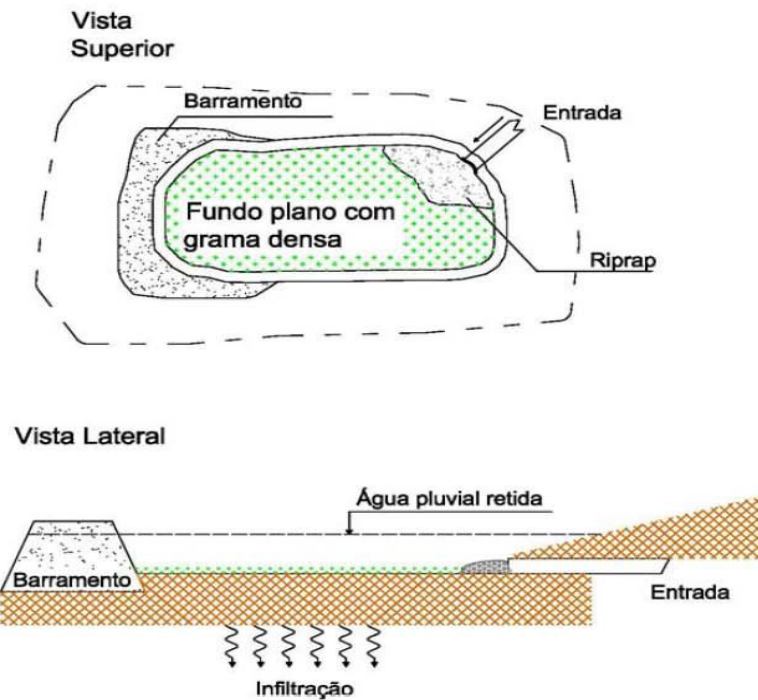


Figura 6.6 – Bacia de infiltração (CIRIA, 1996)

➤ *Valos de infiltração*

Estes são dispositivos de drenagem lateral, muitas vezes utilizados paralelos às ruas, estradas, estacionamentos e conjuntos habitacionais, entre outros (Figura 6.7). Esses valos concentram o fluxo das áreas adjacentes e criam condições para uma infiltração ao longo do seu comprimento, de forma que eles também podem agir como canais, armazenando e transportando água para outros dispositivos de drenagem.

Para facilitar ainda mais a infiltração, podem ser instaladas pequenas contenções ao longo do comprimento, transversalmente ao sentido do escoamento. Urbonas e Stahre (1993) recomendam isto quando a declividade for maior ou igual a 2%. Neste caso, o funcionamento dos valos se assemelha ao das bacias de infiltração.

Esse 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. Permite também a redução da quantidade de poluição transportada para jusante. Na Figura 6.8, é apresentada uma vista geral, mostrando sua aplicação. Na Figura 6.9, pode-se ver um caso especial, onde o valo vem acompanhado de um dispositivo de infiltração. Também são apresentados elementos para construção desse tipo de valo.

O método de dimensionamento é o tridimensional, de CIRIA (1996), apresentado a seguir, para o valo de infiltração. O método serve somente para o caso de não haver escoamento, ou seja, o valo não funcionar como canal. No caso de valos de infiltração com escoamento livre, é apresentado outro método de dimensionamento (Urbonas e Stahre, 1993).

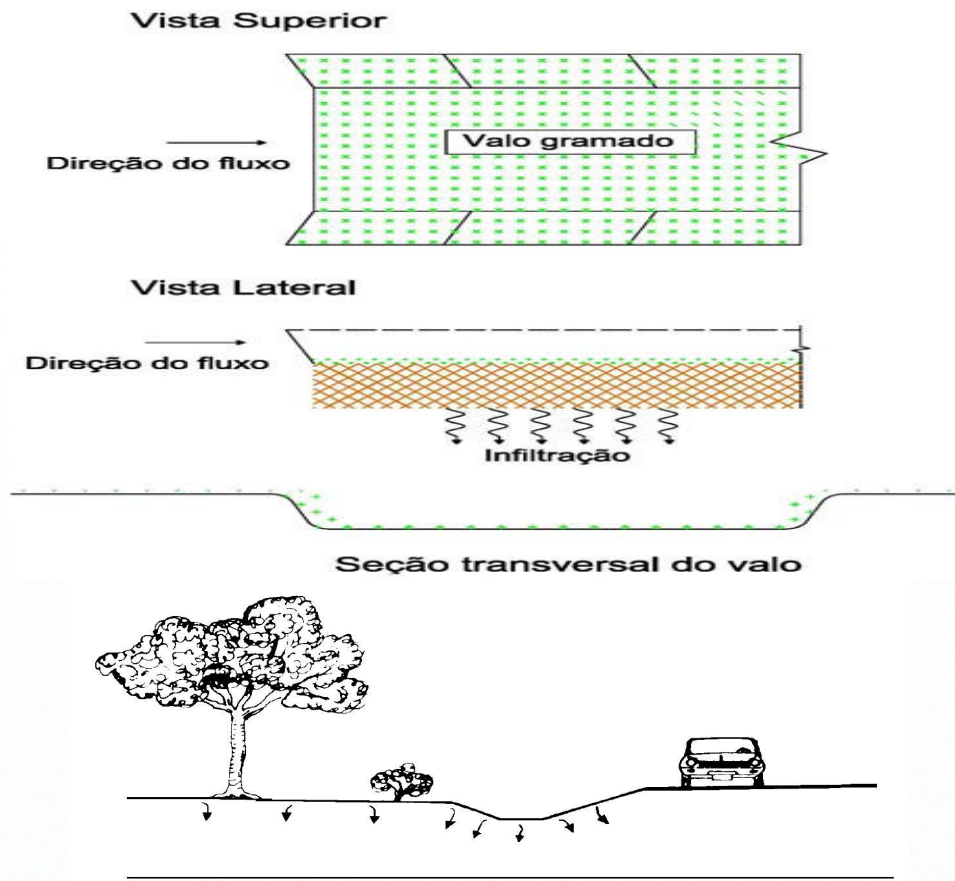


Figura 6.8 – Vista do valo de infiltração (Urbonas e Stahre, 1993)

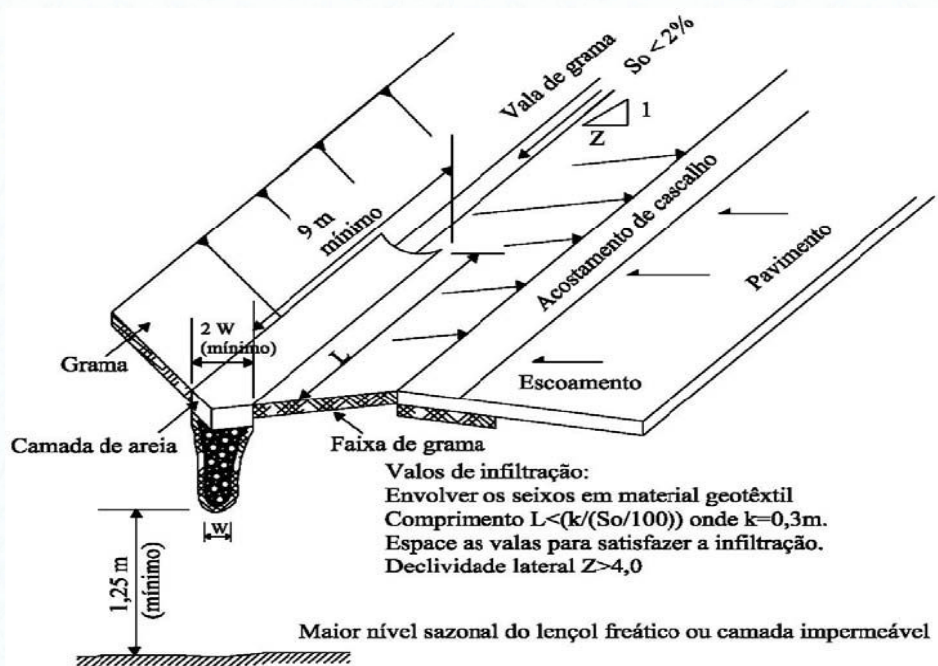


Figura 6.9 – Detalhe do valo com dispositivo de percolação (Urbonas e Stahre, 1993)

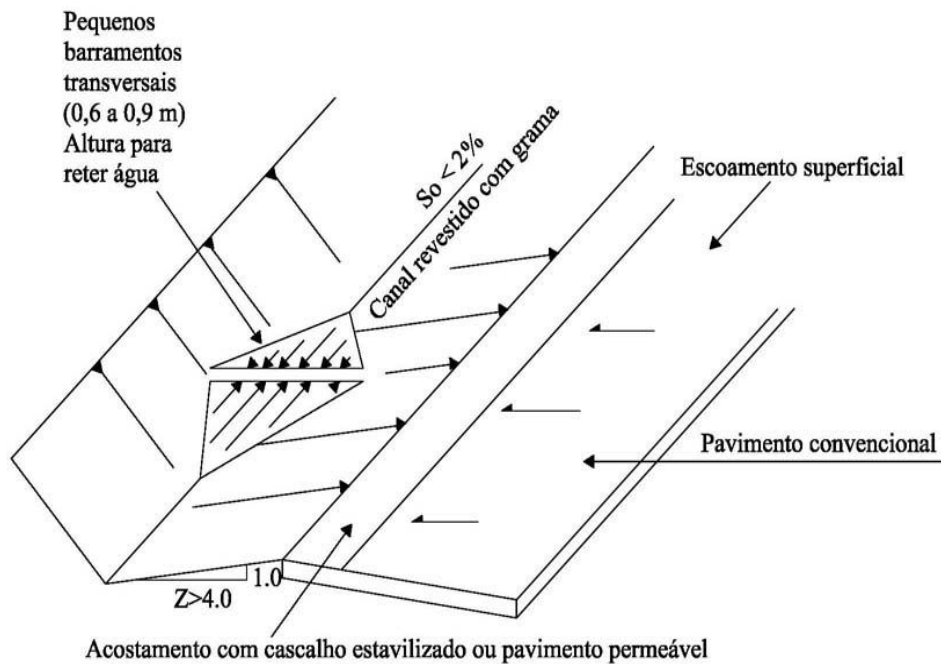


Figura 6.10 – Detalhe de um valão de infiltração com uma contenção (Urbonas e Stahre, 1993)

➤ Poços de infiltração

Consiste de uma escavação em forma cilíndrica ou retangular com uma estrutura ou preenchimento de pedras para manter a forma da escavação. Em locais maiores, vários poços podem ser conectados. Quando da ocorrência de um evento, parte da água fica armazenada, enquanto parte infiltra na base e nas laterais (CIRIA, 1996). Podem ser construídos de anéis de concreto perfurado, pré-moldados, etc.

Na figura 6.11, há um exemplo em formato cilíndrico. Na figura 6.12, há uma outra opção, em forma de trincheira, sendo semelhante a uma trincheira de infiltração.

Os dispositivos para retenção de sedimentos na entrada do dispositivo devem ser limpos regularmente, com frequência maior quando a área for grande ou com muita presença de material que possa causar obstrução.

A metodologia de dimensionamento foi apresentada anteriormente para estruturas tridimensionais.

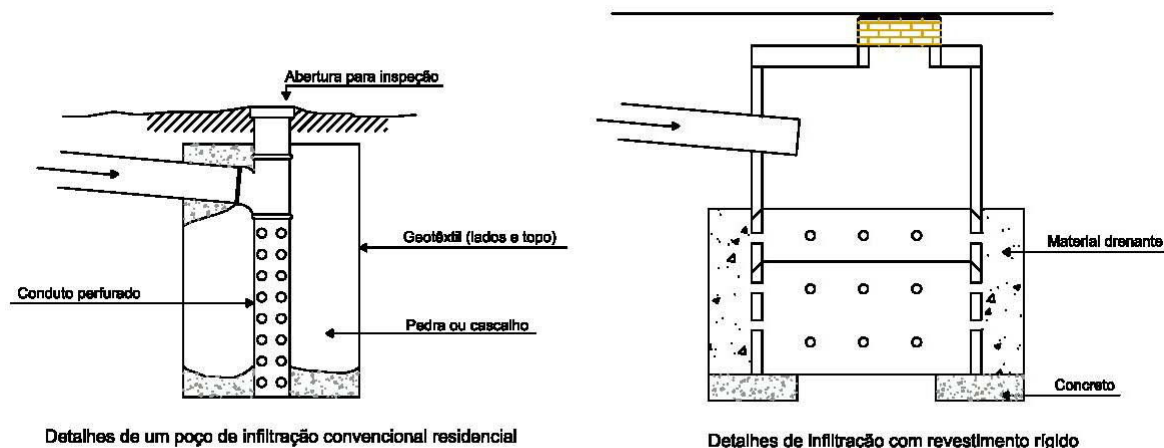


Figura 6.11 – Poço de infiltração (CIRIA, 1996)

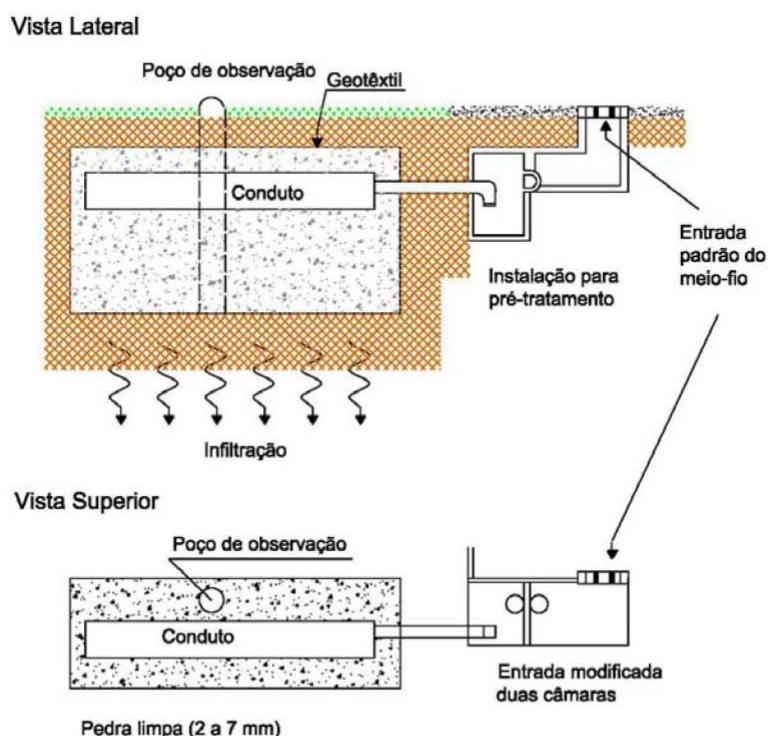


Figura 6.12 – Poço de infiltração em forma de trincheira (CIRIA, 1996)

Dimensionamento dos dispositivos: bacias, valos e poços de infiltração (CIRIA, 1996)

O método de dimensionamento recomendado é o de CIRIA (1996) para sistemas de infiltração tridimensionais, válido também para valos e poços de infiltração. Esta metodologia adota o procedimento abaixo, o qual será adaptado em um modelo de procedimento de projeto. Os dados requeridos são os seguintes: q , coeficiente de infiltração (m/h); A , área a ser drenada (m^2); ϕ é a porosidade efetiva do material de preenchimento (volume de vazios/volume total); I , intensidade da chuva em (m/h); d a duração (h) e A_b ,

área base do sistema de infiltração (m^2). Pode-se então dimensionar a profundidade máxima do dispositivo ($h_{\max}$), da seguinte maneira:

1. Corrigir o coeficiente de infiltração q , dividindo o valor achado nos testes de campo pelo fator de segurança apropriado (Tabela 6.8);
2. Achar a porosidade efetiva do material de preenchimento granular, ou estimá-lo da Tabela 6.6. Se a estrutura é aberta, como ocorre com as bacias e os valos de infiltração, $\phi = 1$. Caso a estrutura seja um poço de infiltração em formato cilíndrico, perfurado e instalado em um plano de escavação (retangular ou circular), com o espaço entre o anel e o solo sendo preenchido com pedra limpa, a porosidade efetiva tem que ser calculada por:

$$\phi' = \frac{\pi \cdot r'^2 + \phi(W \cdot L - \pi \cdot r'^2)}{W \cdot L} \quad (6.15)$$

onde:

r' : raio das seções dos anéis;

W : largura de escavação e;

L : comprimento de escavação.

3. (i) Fornecer a área a ser drenada (A) e a área da superfície de infiltração (A_b);
(ii) Escolha o tipo e a forma do sistema de infiltração, isto é, se a estrutura será um poço de infiltração cilíndrico ou retangular, trincheira de infiltração, valo ou bacia de infiltração;
4. Adotando as dimensões requeridas, isto é, o raio, no caso de poço de infiltração cilíndrico; a largura e o comprimento para o sistema retangular – parte-se para o cálculo da área da base A_b , e o perímetro, P ;
5. Determine o valor do coeficiente b :

$$b = \frac{P \cdot q}{A_b \phi} \quad (6.16)$$

6. Calcular a intensidade de chuva I , a partir da equação IDF do local, para a duração de tempo t e do tempo de retorno TR ;

7. Determine o valor de a :

$$a = \frac{Ab}{P} - \frac{A.I}{P.q} \quad (6.17)$$

8. Calcular $h_{\max}$

$$h_{\max} = a.(e^{-b.t} - 1) \quad (6.18)$$

onde:

e é o número de Euler = 2,718

9. Repetir os passos 6 a 8 para várias durações de chuva;

10. (i) Tomar o maior valor de $h_{\max}$

(ii) Se $h_{\max}$ é inaceitavelmente alta, retornar ao passo 4 e aumentar as dimensões

(iii) Se $h_{\max}$ é ainda inaceitavelmente alta:

Retorne ao passo 3(i) e reduza a área drenada a um sistema individual, ou

Retorne ao passo 3(ii) e escolha um tipo diferente de sistema

Sugere-se que a taxa de infiltração seja tal que o dispositivo esvazie pela metade em 24 horas. O tempo de esvaziamento para este fim é dado pela seguinte expressão:

$$t_{\text{esv}} = \frac{\phi \times A_b}{q \times P} \cdot \ln \left(\frac{h_{\max} + \frac{A_b}{P}}{\frac{h_{\max}}{2} + \frac{A_b}{P}} \right) \quad (6.19)$$

Esta metodologia de dimensionamento também pode ser utilizada para trincheiras de infiltração, conforme será apresentado no item Bacias de Percolação ou Trincheiras de Infiltração.

Dimensionamento de valos de infiltração para funcionarem como canais

Para que os valos de infiltração funcionem também como canais, os dados necessários para o dimensionamento são os seguintes (Wanielista apud Urbonas e Stahre, 1993):

V : distância vertical da declividade lateral;

H_v : distância horizontal da declividade lateral mais a largura de fundo;

S_v : declividade longitudinal;

n : coeficiente de rugosidade de Manning (consultar tabela Anexo F);

i : a taxa de infiltração saturada, estimada da tabela 6.4 ou medida no local;

L_v : é o comprimento necessário para infiltrar a taxa média de fluxo de projeto Q . A expressão é a seguinte:

$$L_v = \frac{10.000 \times 77,3 \times \left(\frac{V}{H_v} \right) \times \left(Q^{\frac{5}{8}} S_v^{\frac{3}{16}} \right)}{n^{\frac{3}{8}} \times i} \quad (6.20)$$

O valo deve ser tão plano quanto possível, e nunca com declividade (S_v) $\geq 2\%$. Pode-se alcançar isto com pequenas contenções. Lateralmente, recomenda-se 4H:1V ou mais plano (6H:1V, 8H:1V, 10H:1V, etc.) para maximizar a área de contato com a água.

Exemplo 6.3 – Aplicação do procedimento adotado por CIRIA (1996) para bacias e valos de infiltração para drenar 5000 m^2 . O coeficiente de infiltração obtido foi de $0,225 \text{ m/h}$. A primeira estimativa da área da superfície de infiltração A_b é $10 \text{ m} \times 8 \text{ m}$. O local é em Juiz de Fora.

Supondo que a área foi aprovada na avaliação preliminar (Verificação preliminar da aplicabilidade de estruturas de infiltração ou percolação – partes 1 e 2), ou seja, ela é candidata a receber este tipo de estrutura de infiltração, o que se deseja saber agora é a profundidade máxima a ser utilizada.

Modelo de procedimento de projeto	
Dados para o dimensionamento para sistemas de infiltração/percolação	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Bacia ou valo de infiltração Localização: Juiz de Fora - MG	
1. Coeficiente de infiltração (q) Solo (marcar a opção): Cascalho (10 – 1000 mm/h) Areia (0,1 – 100 mm/h) Areno lemoso (0,01 – 1 mm/h) Lemo arenoso (0,05 – 0,50 mm/h) Lemo (0,001 – 0,1 mm/h) Lemo siltoso (0,0005 – 0,05 mm/h) Características Calcárias (0,001 – 100 mm/h) Lemo argilo arenoso (0,001 – 0,01 mm/h) Lemo argilo siltoso (0,00005– 0,05 mm/h) Argila (< 0,0001 mm/h) Rocha (0,00001– 0,1 mm/h) Outro valor de q*: _____ * Recomendável ensaios de campo para a determinação de q Nestes testes, tomar o menor valor	☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☒ q = 0,225 m/h
2. Porosidade (Item somente é considerado nos sistemas tridimensionais) que serão apresentados nos itens a seguir Existe preenchimento no dispositivo (Sim ou Não)	☐ ☒ Sim Não
Se Sim, observar as opções abaixo: Rocha dinamitada (30 %) Cascalho de granulometria uniforme (40 %) Cascalho graduado ($\leq \frac{1}{4}$ polegadas) (30 %) Cascalho de jazida (15 - 25 %) Outro valor de ϕ : <u>Aberto e sem preenchimento</u>	
Se Sim, informar porosidade: <u>Brita comercial número 3</u>	
3. Chuva $i = \frac{3000 \cdot T^{0,173}}{(t + 23,965)^{0,960}}, \text{ onde } T = 10 \text{ anos}$	$\phi =$ <u>100</u> %
4. Durações utilizadas e intensidades correspondentes 10 min 30 min 60 min 120 min 240 min I = <u>151,47</u> mm/h I = <u>97,12</u> mm/h I = <u>63,53</u> mm/h I = <u>37,86</u> mm/h I = <u>21,16</u> mm/h	
Observações: Preenchida este modelo de dados, deve-se determinar a profundidade máxima, conforme procedimento da planilha a seguir.	

Modelo de procedimento de projeto Obtenção da profundidade máxima para bacias, valos, poços e trincheiras de infiltração ou bacia de percolação																																		
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Bacia ou valo de infiltração Localização: Juiz de Fora - MG																																		
1. Coeficiente de infiltração (q) Fator de segurança (f) q de projeto = q/f Justificativa para f		q = <u>0,225</u> m/h f = <u>1,50</u> q = <u>0,15</u> m/h Trata-se de uma residência, sem influências nos arredores																																
2. Porosidade ($\phi = 1$ para bacia ou valo de infiltração) Se a estrutura for um poço de infiltração em formato Cilíndrico perfurado preencher itens abaixo, se não ir para item 3		$\phi =$ <u>100</u> %																																
Sim Não X																																		
Raio das seções dos anéis Largura da escavação Comprimento da escavação Porosidade ϕ' $\phi' = [\pi \cdot r'^2 + \phi \cdot (W \cdot L - \pi \cdot r'^2)] / (W \cdot L)$		$r' =$ _____ m W = _____ m L = _____ m																																
3. Área drenada e dispositivo escolhido Dispositivo escolhido		$\phi =$ _____ % A = <u>5000</u> m ²																																
4. Valor es de a, b e h_{max} Área A_b de infiltração Perímetro P $a = A_b/P - A \cdot l/P \cdot q$ $b = P \cdot q/(A_b \cdot \phi)$ Para as durações (t) e intensidades (I) escolhidas no modelo de procedimento de projeto "Dados para o dimensionamento para sistemas de infiltração/percolação", calculam-se os valores de a, b e h_{max} Obs.: Desta vez, I está em m/h e t em h Máximo valor de h_{max} $h_{max} = a \cdot (e^{-b \cdot t} - 1)$		Bacia de infiltração Largura = 10 m e Comprimento = 8m $A_b = 10 \times 8 = 80 \text{ m}^2$ $P = 2 \times (10 + 8) = 36 \text{ m}$																																
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>I (m/h)</th> <th>t (h)</th> <th>a</th> <th>b h⁻¹</th> <th>h_{max} (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,151</td> <td>0,167</td> <td>-137,59</td> <td>0,0675</td> <td>1,54</td> </tr> <tr> <td>0,097</td> <td>0,500</td> <td>-87,59</td> <td>0,0675</td> <td>2,91</td> </tr> <tr> <td>0,064</td> <td>1,000</td> <td>-57,04</td> <td>0,0675</td> <td>3,72</td> </tr> <tr> <td>0,038</td> <td>2,000</td> <td>-32,96</td> <td>0,0675</td> <td>4,16</td> </tr> <tr> <td>0,021</td> <td>4,000</td> <td>-17,22</td> <td>0,0675</td> <td>4,07</td> </tr> </tbody> </table>			I (m/h)	t (h)	a	b h ⁻¹	h_{max} (m)	0,151	0,167	-137,59	0,0675	1,54	0,097	0,500	-87,59	0,0675	2,91	0,064	1,000	-57,04	0,0675	3,72	0,038	2,000	-32,96	0,0675	4,16	0,021	4,000	-17,22	0,0675	4,07
I (m/h)	t (h)	a	b h ⁻¹	h_{max} (m)																														
0,151	0,167	-137,59	0,0675	1,54																														
0,097	0,500	-87,59	0,0675	2,91																														
0,064	1,000	-57,04	0,0675	3,72																														
0,038	2,000	-32,96	0,0675	4,16																														
0,021	4,000	-17,22	0,0675	4,07																														
5. Tempo de esvaziamento da metade (< que 24 h) $t_{esv} = [\phi \cdot A_b / (q \cdot P)] \cdot \ln[(h_{max} + A_b/P) / (h_{max}/2 + A_b/P)]$		$h_{max} =$ <u>4,16</u> m $t_{esv} =$ <u>5,84</u> h																																
Observações: h_{max} tomou um valor considerado muito alto, visto que estava deixando a camada infiltrante muito próxima do lençol freático, de modo que foram escolhidas novas dimensões a serem testadas. Na planilha seguinte é testada a nova dimensão 15 x 15 m. Outro fator que poderia levar a um novo dimensionamento é o caso onde não há possibilidade de execução de escavação muito profunda.																																		

Modelo de procedimento de projeto

Obtenção da profundidade máxima para bacias, valos, poços e trincheiras de infiltração ou bacia de percolação

Projetista:

Empresa:

Data:

Projeto: Bacia ou valo de infiltração

Localização: Juiz de Fora - MG

1. Coeficiente de infiltração (q)

Fator de segurança (f)

q de projeto = q/f

Justificativa para f

2. Porosidade ($\phi = 1$ para bacia ou valo de infiltração)

Se a estrutura for um poço de infiltração em formato Cilíndrico perfurado preencher itens abaixo, se não ir para item 3

Sim

Não

Raio das seções dos anéis

Largura da escavação

Comprimento da escavação

Porosidade ϕ

$\phi' = [\pi \cdot r'^2 + \phi \cdot (W \cdot L - \pi \cdot r'^2)] / (W \cdot L)$

3. Área drenada e dispositivo escolhido

Dispositivo escolhido

4. Valor es de a, b e $h_{\max}$

Área A_b de infiltração

Perímetro P

$a = A_b/P - A \cdot l/P \cdot q$

$b = P \cdot q / (A_b \cdot \phi)$

Para as durações (t) e intensidades (I) escolhidas no modelo de procedimento de projeto "Dados para o dimensionamento para sistemas de infiltração/percolação",

calculam-se os valores de a, b e $h_{\max}$

Obs.: Desta vez, I está em m/h e t em h

Máximo valor de $h_{\max}$

$h_{\max} = a \cdot (e^{-b \cdot t} - 1)$

5. Tempo de esvaziamento da metade (< que 24 h)

$t_{\text{esv}} = [\phi \cdot A_b / (q \cdot P)] \cdot \ln[(h_{\max} + A_b/P) / (h_{\max}/2 + A_b/P)]$

q = 0,225 m/h

f = 1,50

q = 0,15 m/h

Trata-se de uma residência, sem influências nos arredores

$\phi =$ 100 %

$r' =$ _____ m

W = _____ m

L = _____ m

$\phi =$ _____ %

A = 5000 m²

Bacia de infiltração

Largura = 15 m e Comprimento = 15m

$A_b = 15 \times 15 = 225 \text{ m}^2$

$P = 2 \times (15 + 15) = 60 \text{ m}$

I (m/h)	t (h)	a	b h^{-1}	$h_{\max}$ (m)
0,151	0,167	-80,14	0,04	0,53
0,097	0,500	-50,14	0,04	0,99
0,064	1,000	-31,80	0,04	1,25
0,038	2,000	-17,36	0,04	1,33
0,021	4,000	-7,92	0,04	1,17

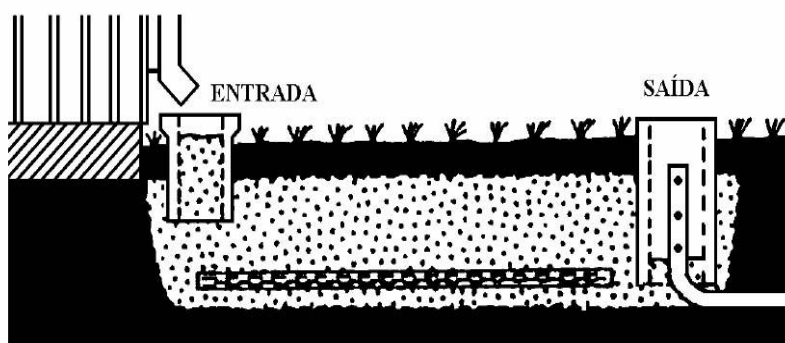
$h_{\max} =$ 1,33 m

$t_{\text{esv}} =$ 3,48 h

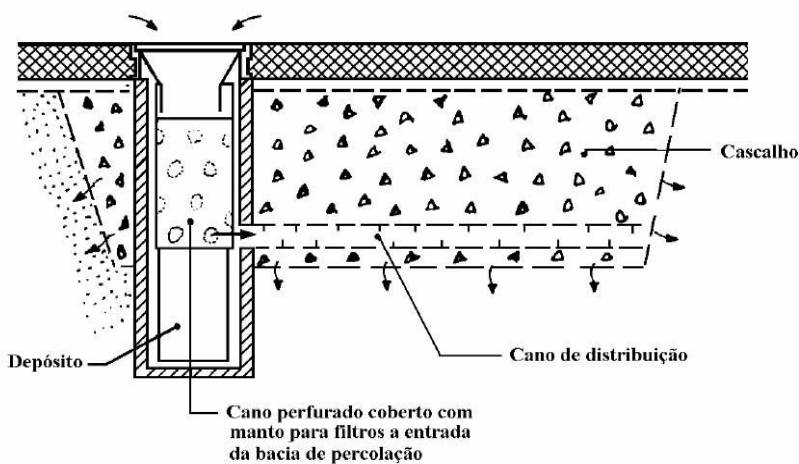
Observações: Primeiramente foram adotadas as dimensões 10 x 8 m. Como $h_{\max}$ tomou um valor muito alto (4,16 m), decidiu-se modificar as dimensões para 15 x 15 m. Os resultados obtidos com as novas dimensões, faz com que a estrutura seja passível de implementação (15m x 15m x 1,33m).

➤ *Bacias de percolação ou trincheira de infiltração*

Os dispositivos de percolação dentro de lotes permitem, também, aumentar a recarga no lençol freático e reduzir o escoamento superficial. O armazenamento depende da porosidade e da percolação. As bacias são construídas para recolher a água do telhado e criar condições de escoamento através do solo. Essas bacias são construídas removendo-se o solo e preenchendo-o com cascalho, que cria o espaço para o armazenamento. De acordo com o solo, é necessário criar-se maiores condições de drenagem. Na Figura 6.13 é apresentado um exemplo e o detalhe construtivo de um tipo de bacia. Para o solo argiloso com menor percolação, é necessário drenar o dispositivo de saída.



a - exemplo de bacia de percolação (Holmstrand, 1984)



b - detalhe de uma bacia de percolação (Urbonas e Stahre, 1993)

Figura 6.13 - Bacias de Percolação

A principal dificuldade encontrada com o uso desse tipo de dispositivo é o entupimento dos espaços entre os elementos pelo material fino transportado, portanto é recomendável o uso de um filtro de material geotêxtil. De qualquer forma, é necessária a sua limpeza após algum

tempo (Urbonas e Stahre, 1993). Holmstrand (1984) utilizou esses dispositivos no interior de lotes, como mostra a Figura 6.13. Para o dispositivo em solo argiloso, não foram observadas grandes mudanças no lençol freático após alguns anos. O coeficiente de escoamento estimado para um ano de análise foi de 0,35, equivalente ao de áreas naturais da região estudada.

Um tipo de trincheira de infiltração é mostrado na Figura 6.14. Sua aplicação pode ser vista na Figura 6.15.

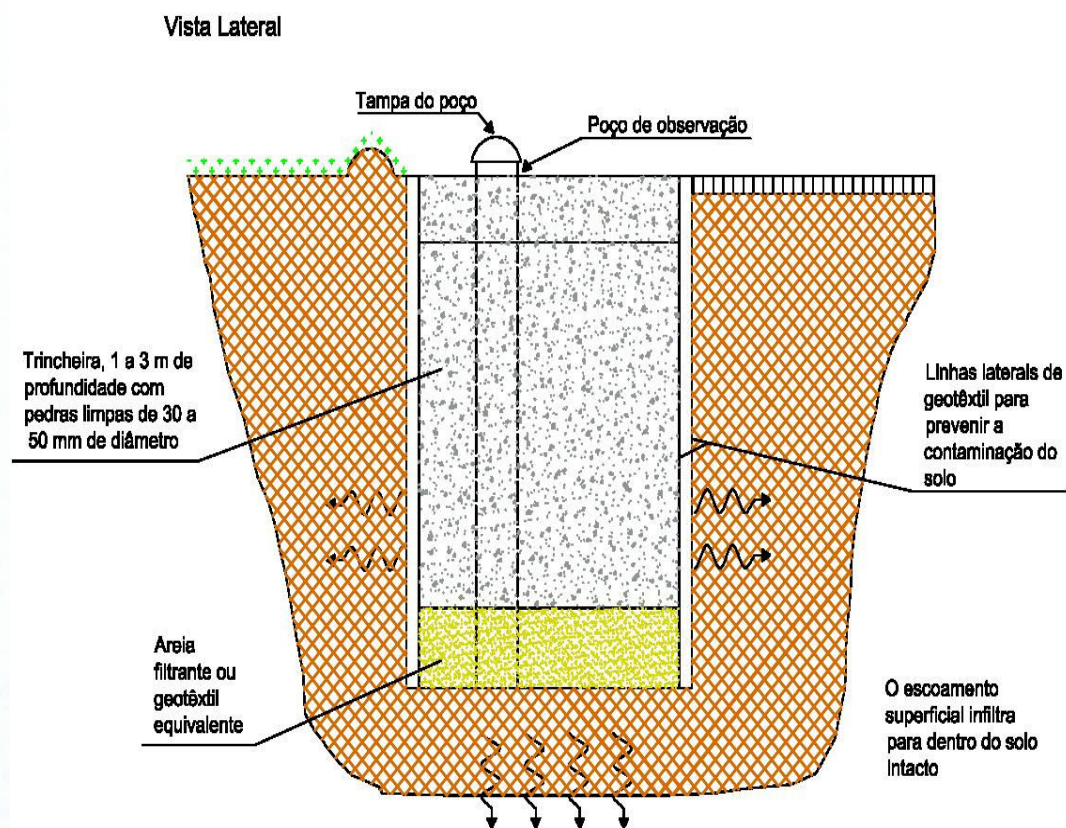


Figura 6.14 – Trincheira de infiltração (CIRIA, 1996)

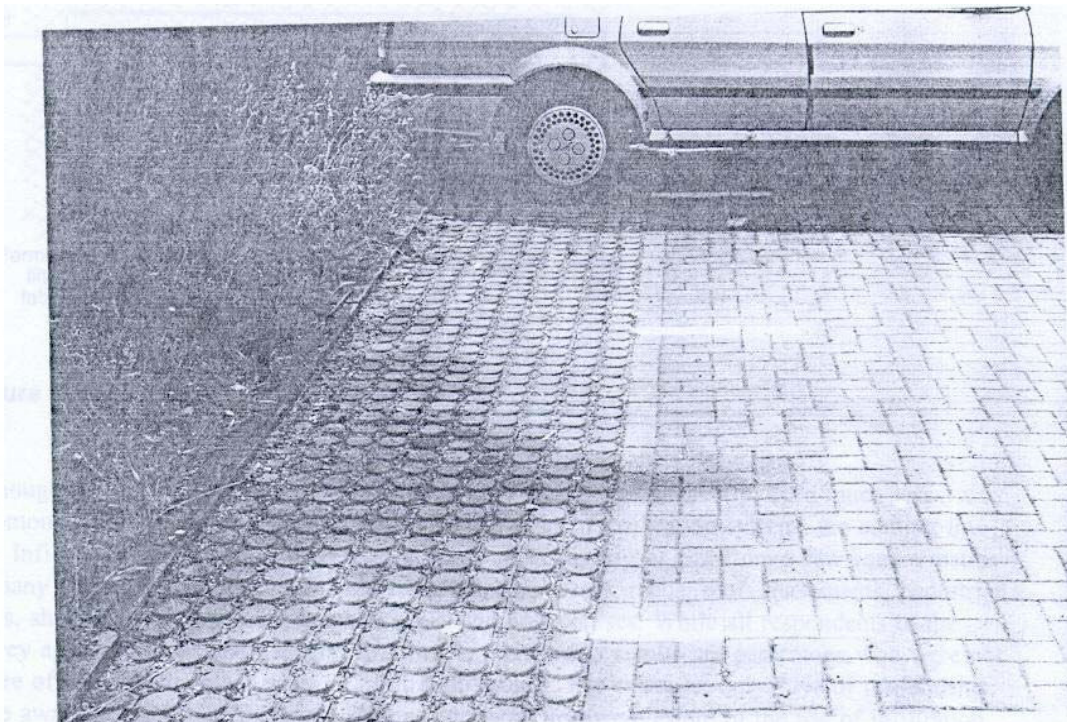


Figura 6.15 – Aplicação de uma trincheira de infiltração (CIRIA, 1996)

É apresentado a seguir um exemplo de dimensionamento (exemplo 6.4) de uma trincheira de infiltração usando o método de CIRIA (1996) para estruturas tridimensionais apresentado anteriormente.

Exemplo 6.4 – Dispõe-se de uma área de 320 m^2 , em região de Juiz de Fora, para ser drenada para um dispositivo de infiltração. O coeficiente de infiltração determinado em testes no local obteve o valor de $0,18 \text{ m/h}$. A princípio, pensou-se em uma trincheira retangular com as seguintes dimensões: $0,8 \text{ m}$ de largura por 14 m de comprimento. Dimensionar o dispositivo, sabendo-se que o mesmo foi preenchido com cascalho cuja porosidade é 35% .

Supondo já preenchido o modelo de procedimento de projeto “Dados para o dimensionamento para sistemas de infiltração/percolação”, utiliza-se o modelo de procedimento de projeto “Obtenção da profundidade máxima para bacias, valos, poços e trincheiras de infiltração ou bacia de percolação”.

Modelo de procedimento de projeto Obtenção da profundidade máxima para bacias, valos, poços e trincheiras de infiltração ou bacia de percolação																																		
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Bacia ou valo de infiltração Localização: Juiz de Fora - MG																																		
1. Coeficiente de infiltração (q) Fator de segurança (f) q de projeto = q/f Justificativa para f 2. Porosidade ($\phi = 1$ para bacia ou valo de infiltração) Se a estrutura for um poço de infiltração em formato cilíndrico perfurado preencher itens abaixo, se não ir para item 3 Sim ☐ Não ☒ Raio das seções dos anéis Largura da escavação Comprimento da escavação Porosidade ϕ' $\phi' = [\pi \cdot r^2 + \phi \cdot (W \cdot L - \pi \cdot r^2)] / (W \cdot L)$ 3. Área drenada e dispositivo escolhido Dispositivo escolhido 4. Valor es de a, b e $h_{\max}$ Área A_b de infiltração Perímetro P $a = A_b / P - A \cdot l / P \cdot q$ $b = P \cdot q / (A_b \cdot \phi)$ Para as durações (t) e intensidades (I) escolhidas no modelo de procedimento de projeto "Dados para o dimensionamento para sistemas de infiltração/percolação", calculam-se os valores de a, b e $h_{\max}$ Obs.: Desta vez, I está em m/h e t em h Máximo valor de $h_{\max}$ $h_{\max} = a \cdot (e^{-b \cdot t} - 1)$ 5. Tempo de esvaziamento da metade (< que 24 h) $t_{\text{esv}} = [\phi \cdot A_b / (q \cdot P)] \cdot \ln[(h_{\max} + A_b / P) / (h_{\max} / 2 + A_b / P)]$		q = <u>0,18</u> m/h f = <u>1,50</u> q = <u>0,12</u> m/h Trata-se de uma residência, sem influências nos arredores $\phi =$ <u>35</u> % $r' =$ _____ m W = _____ m L = _____ m $\phi =$ _____ % A = <u>320</u> m ² Bacia de infiltração Largura = 0,8 m e Comprimento = 14m $A_b = 0,8 \times 14 = 11,2 \text{ m}^2$ $P = 2 \times (0,8 + 14) = 29,6 \text{ m}$ <table border="1"> <thead> <tr> <th>I (m/h)</th> <th>t (h)</th> <th>a</th> <th>b h⁻¹</th> <th>$h_{\max}$ (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,151</td> <td>0,167</td> <td>-13,23</td> <td>0,906</td> <td>1,86</td> </tr> <tr> <td>0,097</td> <td>0,500</td> <td>-8,36</td> <td>0,906</td> <td>3,05</td> </tr> <tr> <td>0,064</td> <td>1,000</td> <td>-5,39</td> <td>0,906</td> <td>3,21</td> </tr> <tr> <td>0,038</td> <td>2,000</td> <td>-3,04</td> <td>0,906</td> <td>2,54</td> </tr> <tr> <td>0,021</td> <td>4,000</td> <td>-1,51</td> <td>0,906</td> <td>1,47</td> </tr> </tbody> </table> $h_{\max} =$ <u>3,20</u> m $t_{\text{esv}} =$ <u>0,65</u> h			I (m/h)	t (h)	a	b h ⁻¹	$h_{\max}$ (m)	0,151	0,167	-13,23	0,906	1,86	0,097	0,500	-8,36	0,906	3,05	0,064	1,000	-5,39	0,906	3,21	0,038	2,000	-3,04	0,906	2,54	0,021	4,000	-1,51	0,906	1,47
I (m/h)	t (h)	a	b h ⁻¹	$h_{\max}$ (m)																														
0,151	0,167	-13,23	0,906	1,86																														
0,097	0,500	-8,36	0,906	3,05																														
0,064	1,000	-5,39	0,906	3,21																														
0,038	2,000	-3,04	0,906	2,54																														
0,021	4,000	-1,51	0,906	1,47																														

A seguir, é apresentado outro procedimento de projeto, semelhante ao anteriormente apresentado, para bacias de percolação ou trincheira de infiltração. O método utiliza o volume máximo, ao invés da profundidade máxima, e segue a recomendação de Urbonas e Stahre (1993). Os autores recomendam a utilização do "rain-envelope-method" (método da curva envelope, apresentado na figura 6.2), que é um método simples, de aplicação direta dos dados de caracterização do local de implantação e da curva IDF. O método baseia-se na

determinação dos volumes acumulados de entrada e saída do dispositivo, como mostrado na figura 6.2. O volume do dispositivo deverá ser suficiente para armazenar a máxima diferença entre os volumes acumulados de entrada e saída (levando-se em consideração a porosidade do material de preenchimento).

Também é utilizada a condutividade hidráulica saturada e não o coeficiente de infiltração. O modelo de preenchimento para os parâmetros do projeto se chama “Parâmetros para a obtenção do volume de uma bacia de percolação ou trincheira de infiltração”. Para o preenchimento do dimensionamento, deve-se usar o procedimento “Determinação do volume de bacias de percolação ou trincheiras de infiltração “. Abaixo o procedimento é descrito:

Dimensionamento de trincheiras de infiltração/percolação – “Rain-envelope-method” (Urbonas e Sthare, 1993):

1. Para determinar o volume de projeto afluente à estrutura de infiltração ou percolação, utiliza-se a equação 6.21. Desta forma, obtém-se o volume afluente acumulado através da multiplicação da vazão pelo tempo, para diversas durações de chuva.

$$V_e = 1,25 \times \left[3600 \times C \times \left(\frac{I_T}{1000} \right) \times t \times A \right] \quad (6.21)$$

onde:

V_e : volume total escoado no tempo t para uma precipitação de T anos de retorno (m^3);

C : coeficiente de escoamento; I_T : intensidade da precipitação de T anos de retorno ($l/s/ha$);

t : duração da precipitação (h);

A : área da bacia de contribuição (ha).

Para o dimensionamento pode-se considerar que apenas as áreas impermeáveis estarão contribuindo para a estrutura, tendo um coeficiente de escoamento (C) entre 0,85 e 0,95 (Urbonas e Sthare, 1993).

2. Estimar as dimensões iniciais da trincheira e determinar o volume da estrutura (VT) para estas dimensões, conforme a equação 6.22.

$$V_T = L.h.b \quad (6.22)$$

onde:

V_T : volume da trincheira (m^3);

L : comprimento da trincheira (m);

h : altura da trincheira (m);

b : largura da trincheira (m).

3. Construir a curva de volumes acumulados de saída (V_S), com base na condutividade hidráulica saturada e nas dimensões atuais.

$$V_S = K. A_{perc}.3600.t \quad (6.23)$$

onde:

V_S : volume acumulado de saída, para diversas durações t ;

k : condutividade hidráulica saturada;

A_{perc} : área de infiltração ou percolação;

t : duração da precipitação (h).

Uma vez que os solos tendem a se tornarem gradualmente colmatados com o tempo, reduzindo sua condutividade hidráulica disponível, é recomendado que a condutividade seja reduzida por um fator de segurança. Recomenda-se que o valor seja reduzido por um coeficiente de segurança 2 ou 3, de acordo com o local onde está inserida a estrutura de percolação.

A área de percolação (A_{perc}) corresponde à área das paredes laterais da estrutura de infiltração, podendo ser determinada pela equação 6.24.

$$A_{perc} = h.2 (b + L) \quad (6.24)$$

onde h , b e L são as características das dimensões da trincheira.

4. Identificar o ponto de máxima diferença entre as curvas de volume afluente (V_e) e o volume de saída da trincheira (V_s). A máxima diferença corresponde ao volume (V) da trincheira.

$$V = \text{máx.}(V_e - V_s) \quad (6.25)$$

5. Considerando a porosidade do material que será usado para o preenchimento, determinar o volume necessário para o armazenamento (V_{dim}).

$$V_{\text{dim}} = \frac{V}{\phi} \quad (6.26)$$

onde ϕ é a porosidade do material.

6. Comparar o volume da trincheira (V_T) com o volume de dimensionamento (V_{dim}):

se $V_T \gg V_{\text{dim}} \rightarrow$ reduzem-se as dimensões da trincheira e recomeça-se no passo 3;

se $V_T < V_{\text{dim}} \rightarrow$ aumentam-se as dimensões da trincheira e recomeça-se no passo 3;

se $V_T \geq V_{\text{dim}} \rightarrow$ fim do processo de dimensionamento.

Mesmo com todos os critérios alcançados, o solo pode não ter uma condutividade hidráulica (k) suficiente para esvaziar a instalação, no tempo adotado, utilizando somente a percolação. Por isso, pode ser necessário a colocação de um conduto de saída que coleta a água da bacia de percolação e descarrega esta água lentamente através de um orifício ou uma válvula de estrangulamento.

Recomenda-se o uso deste auxílio em solos com $2 \times 10^{-5} < k < 5 \times 10^{-4}$ m/s (Urbonas e Stahre, 1993). O conduto auxiliar de saída deve sempre ser equipado com um restritor de fluxo, que, por sua vez, é projetado para fornecer uma taxa total de saída (percolação através do solo mais conduto auxiliar) equivalente a uma bacia tendo uma taxa de percolação de 5×10^{-4} m/s.

Exemplo 6.5 – Dimensione uma trincheira de infiltração que recebe o escoamento de uma área de 900 m^2 com coeficiente de escoamento de 0,85. A condutividade hidráulica medida

em campo é de 8×10^{-4} m/s. O local está em Juiz de Fora e a porosidade do solo é 30%. Para a adoção dos parâmetros, preenche-se o modelo de procedimento de projeto “Parâmetros para a obtenção do volume de uma bacia de percolação ou trincheira de infiltração”. O tempo de retorno é de 10 anos. O dimensionamento pode ser feito observando modelo de procedimento de projeto “Determinação do volume de bacias de percolação ou trincheiras de infiltração”.

Modelo de procedimento de projeto																																		
Determinação do volume de bacias de percolação ou trincheiras de infiltração																																		
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Trincheira de infiltração Localização: Juiz de Fora - MG																																		
1. Material Porosidade (ϕ) 2. Solo Condutividade hidráulica saturada (k) Reduzir o valor da condutividade por um fator de segurança		$\phi = \underline{0,30}$ $k = \underline{8 \times 10^{-4}}$ m/s Em caso de redução: Fator = <u>2</u> $k/\text{Fator} = \underline{4 \times 10^{-4}}$ m/s																																
Condutividade hidráulica de projeto em caso de redução 3. Coeficiente de escoamento (C) (Entre 0,85 e 0,95) 4. Área contribuinte (A) 5. Dimensões iniciais da trincheira Comprimento Largura Altura (recomenda-se alturas entre 1 e 2 m) Área de percolação $A_{\text{perc}} = 2 \cdot h \cdot (b + L)$ Volume da trincheira ($V_T = h \cdot b \cdot L$)		$C = \underline{0,85}$ $A = \underline{900}$ m ² = 0,09 há $L = \underline{15}$ m $b = \underline{1,5}$ m $h = \underline{1}$ m $A_{\text{perc}} = \underline{33}$ m ² $V_T = \underline{22,50}$ m ³																																
6. Curvas de volume de entrada e saída da estrutura Obs.: A intensidade da precipitação é fornecida em (l/s/ha) Volume afluente: $V_e = 1,25 \cdot [3600 \cdot C \cdot (I/1000) \cdot t \cdot A]$ Volume de saída: $V_s = k \cdot (A_{\text{perc}}/2) \cdot 3600 \cdot t$ Volume necessário: $V = \max(V_e - V_s)$ Volume dimensionamento: $V_{\text{dim}} = V/\phi$ Compara V_T com V_{dim} : - se $V_T >> V_{\text{dim}} \Rightarrow$ reduzem-se as dimensões da trincheira e recomeçar no item 5; - se $V_T < V_{\text{dim}} \Rightarrow$ aumentam-se as dimensões da trincheira e recomeça-se no item 5; - se $V_T \geq V_{\text{dim}} \Rightarrow$ fim do processo de dimensionamento.		<table border="1"> <thead> <tr> <th>t (h)</th> <th>I (l/s/ha)</th> <th>V_e (m³)</th> <th>V_s (m³)</th> <th>$V_e - V_s$ (m³)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,17</td> <td>421,09</td> <td>24,64</td> <td>4,04</td> <td>20,60</td> </tr> <tr> <td>0,50</td> <td>269,98</td> <td>46,47</td> <td>11,88</td> <td>34,59</td> </tr> <tr> <td>1,00</td> <td>176,61</td> <td>60,80</td> <td>23,76</td> <td>37,04</td> </tr> <tr> <td>2,00</td> <td>105,25</td> <td>72,46</td> <td>47,52</td> <td>24,94</td> </tr> <tr> <td>4,00</td> <td>58,81</td> <td>80,98</td> <td>95,04</td> <td>-14,06</td> </tr> </tbody> </table>			t (h)	I (l/s/ha)	V_e (m ³)	V_s (m ³)	$V_e - V_s$ (m ³)	0,17	421,09	24,64	4,04	20,60	0,50	269,98	46,47	11,88	34,59	1,00	176,61	60,80	23,76	37,04	2,00	105,25	72,46	47,52	24,94	4,00	58,81	80,98	95,04	-14,06
t (h)	I (l/s/ha)	V_e (m ³)	V_s (m ³)	$V_e - V_s$ (m ³)																														
0,17	421,09	24,64	4,04	20,60																														
0,50	269,98	46,47	11,88	34,59																														
1,00	176,61	60,80	23,76	37,04																														
2,00	105,25	72,46	47,52	24,94																														
4,00	58,81	80,98	95,04	-14,06																														
		Volume (V) = 37,04 m ³ $V_{\text{dim}} = 123,46$ m ³ $V_T < V_{\text{dim}} \Rightarrow 22,50 < 123,46$ Voltar ao item 4 e aumentar as dimensões da trincheira																																
Observações: Vamos preencher novamente este modelo a partir do item 5																																		
$i = \frac{3000 \times T^{0,173}}{(t + 23,965)^{0,960}} = I \text{ (l/s/ha) onde } a = \text{minutos}$																																		

Modelo de procedimento de projeto																																			
Determinação do volume de bacias de percolação ou trincheiras de infiltração																																			
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Trincheira de infiltração Localização: Juiz de Fora - MG																																			
*5. Dimensões iniciais da trincheira Comprimento Largura Altura (recomenda-se alturas entre 1 e 2 m) Área de percolação $A_{perc} = 2 \cdot h \cdot (b + L)$ Volume da trincheira ($V_T = h \cdot b \cdot L$)			$L = \underline{40} \text{ m}$ $b = \underline{1,5} \text{ m}$ $h = \underline{1} \text{ m}$ $A_{perc} = \underline{83} \text{ m}^2$ $V_T = \underline{60} \text{ m}^3$																																
*6. Curvas de volume de entrada e saída da estrutura Obs.: A intensidade da precipitação é fornecida em (l/s/ha) Volume afluente: $V_e = 1,25 \cdot [3600 \cdot C \cdot (I/1000) \cdot t \cdot A]$ Volume de saída: $V_s = k \cdot (A_{perc}/2) \cdot 3600 \cdot t$ Volume necessário: $V = \max(V_e - V_s)$ Volume dimensionamento: $V_{dim} = V/\phi$ Compara V_T com V_{dim} : - se $V_T \gg V_{dim} \Rightarrow$ reduzem-se as dimensões da trincheira e recomeçar no item 5; - se $V_T < V_{dim} \Rightarrow$ aumentam-se as dimensões da trincheira e recomeça-se no item 5; - se $V_T \geq V_{dim} \Rightarrow$ fim do processo de dimensionamento.			<table border="1"> <thead> <tr> <th>t (h)</th> <th>I (l/s/ha)</th> <th>V_e (m³)</th> <th>V_s (m³)</th> <th>$V_e - V_s$ (m³)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,17</td> <td>421,09</td> <td>24,64</td> <td>10,15</td> <td>14,49</td> </tr> <tr> <td>0,50</td> <td>269,98</td> <td>46,47</td> <td>29,88</td> <td>16,59</td> </tr> <tr> <td>1,00</td> <td>176,61</td> <td>60,80</td> <td>59,76</td> <td>1,04</td> </tr> <tr> <td>2,00</td> <td>105,25</td> <td>72,46</td> <td>119,52</td> <td>-47,06</td> </tr> <tr> <td>4,00</td> <td>58,81</td> <td>80,98</td> <td>239,04</td> <td>-158,06</td> </tr> </tbody> </table>			t (h)	I (l/s/ha)	V_e (m ³)	V_s (m ³)	$V_e - V_s$ (m ³)	0,17	421,09	24,64	10,15	14,49	0,50	269,98	46,47	29,88	16,59	1,00	176,61	60,80	59,76	1,04	2,00	105,25	72,46	119,52	-47,06	4,00	58,81	80,98	239,04	-158,06
t (h)	I (l/s/ha)	V_e (m ³)	V_s (m ³)	$V_e - V_s$ (m ³)																															
0,17	421,09	24,64	10,15	14,49																															
0,50	269,98	46,47	29,88	16,59																															
1,00	176,61	60,80	59,76	1,04																															
2,00	105,25	72,46	119,52	-47,06																															
4,00	58,81	80,98	239,04	-158,06																															
7. Conduto auxiliar (Sim ou Não)			Volume (V) = 16,59 m ³ $V_{dim} = 55,3 \text{ m}^3$ $V_T \cong V_{dim} \Rightarrow 60 \cong 55,3$ Fim do dimensionamento																																
Sim ☐ Não ☒																																			
Observações: A trincheira de infiltração terá comprimento de 40 m, uma largura de 1,50m e altura de 1 m																																			

6.4. Dispositivos de Armazenamento

O efeito do armazenamento no escoamento no hidrograma de pequenas áreas pode ser observado na Figura 6.16. O escoamento das superfícies urbanas tem pequeno tempo de concentração em lotes em virtude das pequenas áreas. O hidrograma tende a apresentar um patamar de escoamento para precipitações altas de duração média. O efeito do volume na retenção é de diminuição do pico, como mostra a referida figura.

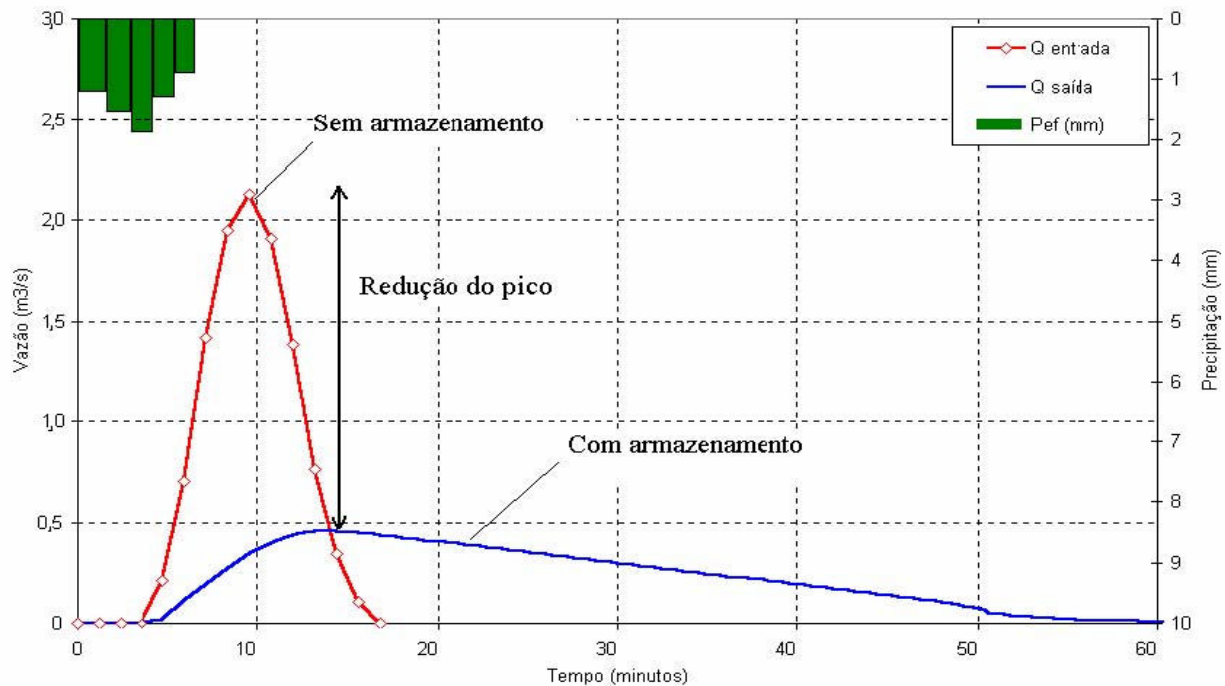


Figura 6.16 – Hidrogramas típicos de pequenas áreas urbanas, onde o tempo de concentração é muito pequeno.

O armazenamento pode ser efetuado em pequenos reservatórios distribuídos no lote, em passeios, gramados, estacionamentos e áreas esportivas. Portanto, 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. Na Figura 6.17 (a) pode-se observar um pátio com drenagem através de uma grelha que drena para fora do lote e não armazena água; na Figura 6.17 (b), a grelha está localizada na área gramada, e conforme o esquema, há formação de um reservatório de $2,7 \text{ m}^3$, obtido a partir do produto da superfície pela altura ($\text{Volume} = 6 \times 3 \times 0,15 = 2,7 \text{ m}^3$). Observa-se desta forma que o volume pode ser obtido em diferentes planos do lote. Na Figura 6.17 (c) é mostrada a fotografia do pátio de uma residência onde foi aplicado este tipo de estrutura (onde os drenos estão assinalados em laranja), combinada com um sistema de trincheira de infiltração (destacada em roxo) que recebe a água proveniente do telhado da residência.

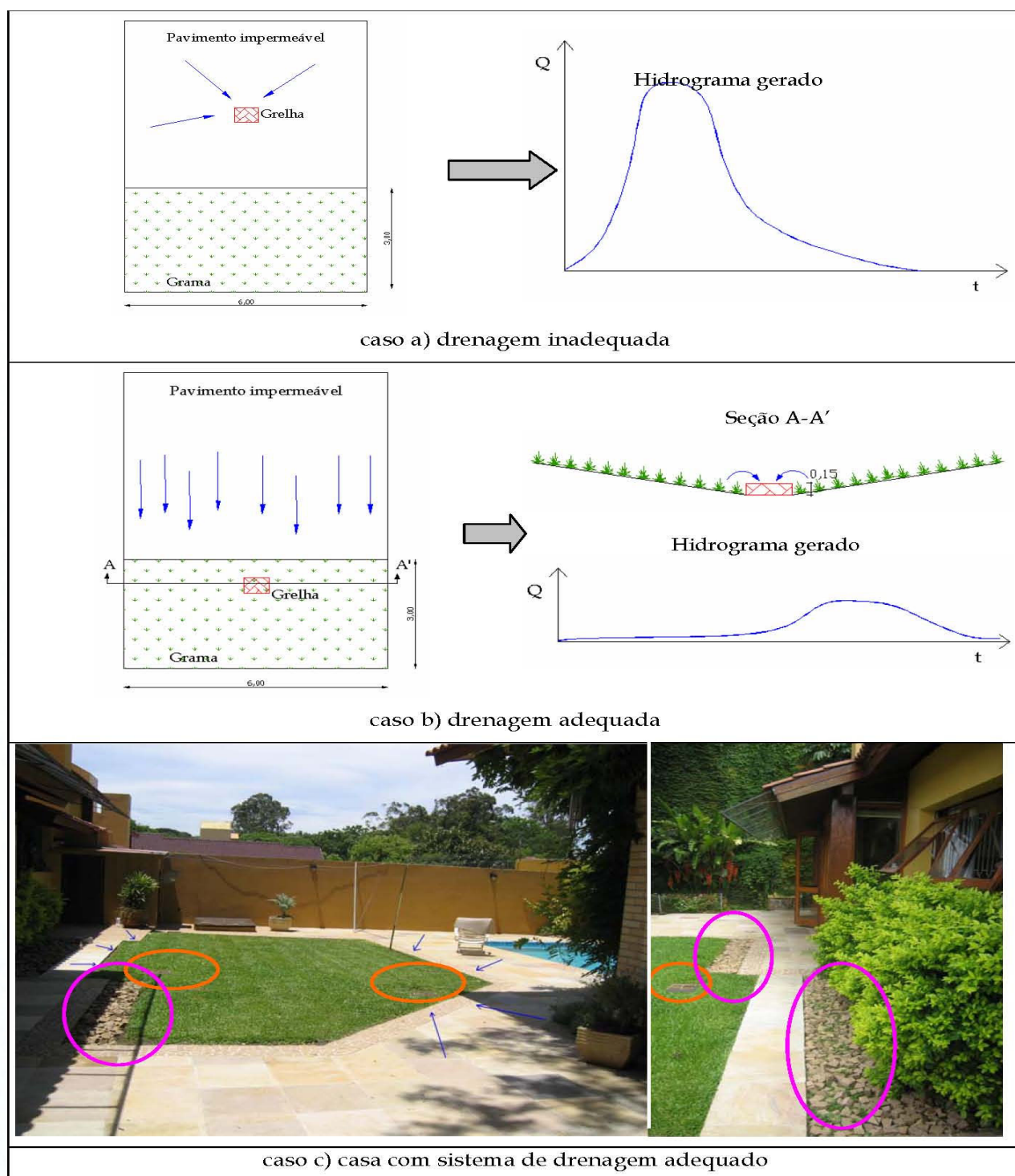


Figura 6.17 – Exemplo de sistemas de drenagem adequado

Como pode-se ver, um reservatório para controle na fonte pode ser aberto, utilizando o relevo do terreno, enterrado em concreto, de tijolos ou de pedra. No anexo C são apresentados alguns croquis de tipos de reservatórios que podem ser construídos em lotes e áreas individualizadas, bem como algumas fotos de dispositivos de armazenamento já implantados. Uma configuração padrão pode ser observada na Figura 6.18.

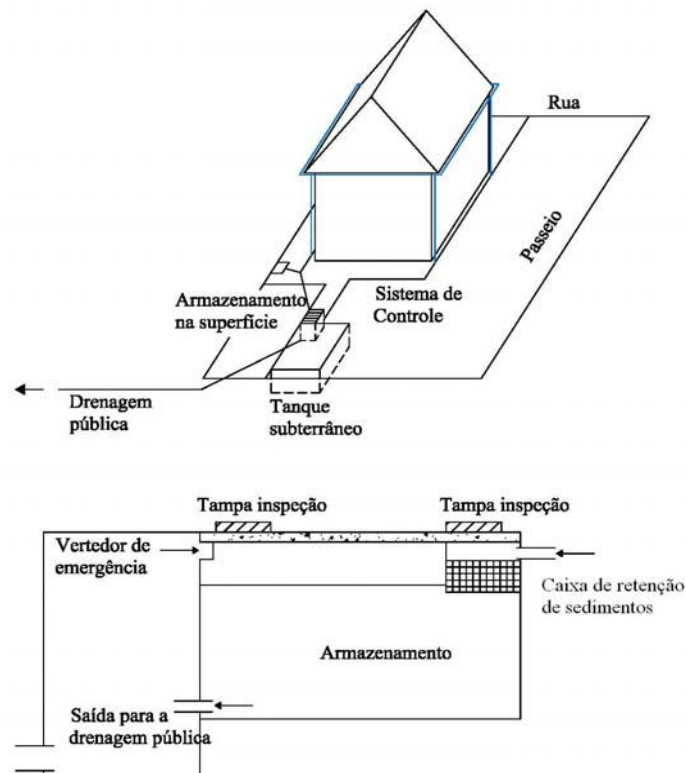


Figura 6.18 – Detenção na fonte

Existe uma infinidade de reservatórios de detenção que podem ser utilizados em um lote. As condições básicas de seu dimensionamento são:

- Limite da vazão de saída da área;
- Volume que permitirá o controle da vazão da saída.

Além da limitação da legislação existem as restrições físicas:

- Cota da rede pluvial;
- Cota do terreno.

Em alguns casos, a cota da rede pluvial limita a profundidade de escavação e a cota onde o conduto de saída deve se posicionar, considerando a sua declividade. Com base nesta profundidade de escavação será determinada a área necessária para atender ao volume do reservatório. Quando não existir esta restrição, pode-se otimizar as dimensões do mesmo.

Este volume pode ser distribuído de forma enterrada, com abertura para limpeza, ou aberto na forma de gramados ou mesmo áreas pavimentadas, desde que a sua saída atenda a exigência de manutenção da vazão limite na saída do lote.

Geralmente, os dispositivos abertos, quando possível são os mais recomendados, pois podem integrar-se ao paisagismo da área com custo menor que as detenções enterradas, além de facilitar a limpeza das folhagens que a drenagem transporta. Algumas das áreas típicas que podem ser utilizadas para retenção na fonte são: áreas de estacionamento, parques e passeios.

A seguir é descrita a metodologia para dimensionamento das estruturas de armazenamento para a cidade de Juiz de Fora/MG, baseada na Lei Municipal, que regulamenta aspectos relativos ao controle na fonte.

A metodologia apresentada a seguir compreende uma fase de verificação hidráulica, visto que a simples determinação do volume necessário, através da legislação mencionada, não garante o adequado funcionamento hidráulico da estrutura.

6.4.1. Determinação da Vazão Máxima de Saída do Lote

A vazão de pré-desenvolvimento (Q_{pd}) é determinada a partir da área do lote ou loteamento, para áreas de até 100 ha, segundo a equação:

$$Q_{pd} = 0,0266.A \quad (6.27)$$

onde:

Q_{pd} : vazão de pré-desenvolvimento (m^3/s);

A: área do lote ou loteamento (ha).

6.4.2. Determinação do Volume de Armazenamento

O volume de armazenamento para as áreas de drenagem menores ou iguais a 100 ha deve ser determinado com a equação abaixo

$$V = 523.AI \quad (6.28)$$

onde:

V : volume de necessário para armazenamento (m^3);

AI : toda área impermeável que drena a precipitação para os condutos pluviais (ha).

Para áreas maiores que 100 ha, é necessário um estudo hidrológico específico.

6.4.3. Determinação da Altura Disponível para Armazenamento

Existem várias formas de armazenamento, desde um cubo, cilindro, e outras formas adaptadas ao espaço disponível. Veja, por exemplo, a Figura 6.17c, onde o volume de armazenamento inicia com $2,7 m^3$ e aumenta de acordo com o volume acumulado acima do dreno. O dreno é o limitante, e deverá ter como vazão de saída igual ou menor que é permitido para a área do terreno. Por exemplo, para uma área do terreno de $400 m^2$, a vazão máxima será: $0,04 \times 26,6 = 1,064 l/s$. A altura do reservatório de armazenamento pode ser condicionada, em alguns casos, pela disponibilidade de cota para conexão do reservatório à rede de drenagem pluvial pública. Neste caso, há necessidade de projetar a cota de fundo do reservatório de forma adequada; ou seja, a cota de fundo do reservatório sempre deve ficar acima da cota de conexão com a rede de drenagem pluvial pública. Esta medida evita possíveis inversões de fluxo no sistema, ou seja, a água da rede pluvial entrar no reservatório. Conhecidos estes condicionantes, determina-se a altura (H) que pode ser utilizada para o dimensionamento do reservatório. Esta altura corresponde à diferença entre a cota de fundo do reservatório e a cota de topo da estrutura. A área em planta da estrutura de armazenamento é determinada segundo a equação 6.29.

$$A_{planta} = \frac{V}{H} \quad (6.29)$$

Onde:

A_{planta} : área em planta do reservatório (m^2);

V: volume de armazenamento necessário (m^3), determinado através da equação 6.28;

H: altura do reservatório (m).

Caso não haja limitação de altura para a implantação do reservatório, o critério utilizado para o dimensionamento pode ser a disponibilidade de área em planta para a implantação da estrutura. Desta forma, conhecendo a área disponível, deve-se determinar a altura do reservatório segundo a equação abaixo:

$$H = \frac{V}{A_{planta}} \quad (6.30)$$

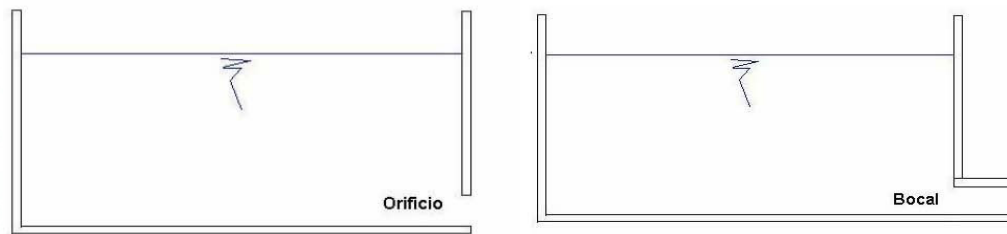
No item 6.4.4 é apresentado o procedimento para o dimensionamento do descarregador de fundo. Deve-se considerar que a vazão de saída pelo descarregador é função da carga hidráulica no reservatório; portanto, quanto maior a altura do reservatório, menor será a seção transversal do descarregador.

6.4.4. Determinação da Seção do Descarregador de Fundo

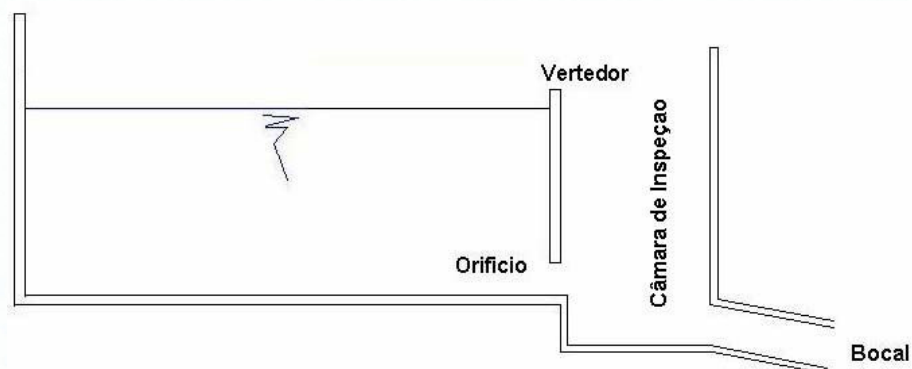
O descarregado de fundo deve ser instalado no reservatório de forma a permitir a liberação gradual da água armazenada. Deve-se instalar o descarregador junto ao fundo do reservatório, evitando assim o acúmulo de água no interior da estrutura. Recomenda-se, ainda, que para não haver obstrução do descarregador, seja colocada uma grade antes do mesmo.

Dependendo do tipo de descarregador utilizado, ele pode funcionar como um orifício, ou seja, uma simples abertura na parede lateral do reservatório; ou como um bocal, onde existe um tubo que faz a drenagem para fora da estrutura. Em casos onde o reservatório é fechado, e utiliza-se um vertedor de emergência, em geral utiliza-se um orifício, que faz uma

passagem para a segunda câmara, que serve para a inspeção e limpeza. Na Figura 6.19 são apresentadas as situações onde o descarregador funciona como orifício (6.19 a) e como bocal (6.19 b); na Figura 6.19 c é apresentado o modelo com câmara de inspeção.



(a) – O descarregador é um orifício (b) – O descarregador é um bocal



(c) – O descarregador é um orifício – com câmara de inspeção

Figura 6.19 – Característica do descarregador de fundo

Para determinar a área da seção transversal do descarregador de fundo pode-se utilizar a equação 6.31(a) para o caso de um orifício ou a equação 6.31(b) para o caso de um bocal. Caso o descarregador de fundo a ser utilizado seja circular, pode-se determinar a área da seção transversal e consultar o diâmetro comercial correspondente na tabela 6.14.

$$A_c = \frac{0,37.Q_{pd}}{\sqrt{h_c}} \quad 6.31(a)$$

$$A_c = \frac{0,45.Q_{pd}}{\sqrt{h_c}} \quad 6.31(b)$$

Onde:

Q_{pd} : vazão de pré-desenvolvimento, determinada com a equação 6.27 (m^3/s);

h_c : diferença entre o nível máximo da água e o ponto médio da abertura da seção de saída (m) – conforme Figura 6.20;

A_c : área da seção transversal do descarregador (m^2).

Tabela 6.14 – Área da seção transversal dos descarregadores de fundo - circulares

Área (m^2)	Diâmetro comercial (mm)
0,00049	25
0,00071	30
0,00080	32
0,00126	40
0,00196	50
0,00283	60
0,00785	100
0,01766	150
0,03140	200
0,07065	300
0,12560	400
0,19625	500
0,28260	600
0,38465	700
0,50240	800

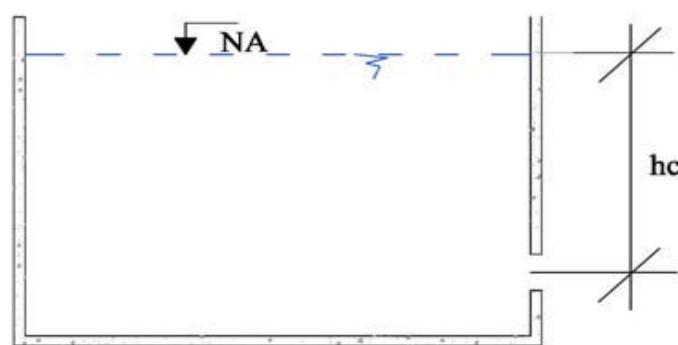


Figura 6.20 – Determinação de h_c em um reservatório

Pode-se também determinar o diâmetro do descarregador de fundo diretamente da equação 6.32(a) para o caso de um bocal ou a equação 6.32(b) para o caso de um orifício.

$$D = \frac{0,76\sqrt{Q_{pd}}}{\sqrt{\sqrt{h_c}}} \quad 6.32(a)$$

$$D = \frac{0,69\sqrt{Q_{pd}}}{\sqrt{\sqrt{h_c}}} \quad 6.32(b)$$

onde o diâmetro é dado em m.

Caso a área da seção transversal tenha resultado menor que 0,00049 m² ou o diâmetro for menor que 25 mm, usar o diâmetro mínimo de 25 mm, ou seção transversal com esta área. Para valores maiores, aproxime sempre para o diâmetro superior.

Nas Figuras 6.21 (para diâmetros até 6 cm) e 6.22 (para diâmetros maiores que 6 cm) são apresentadas as curvas que fornecem o diâmetro do descarregador (orifício) em função da carga hidráulica h_c e da máxima vazão de saída permitida Q_{pd} . As mesmas curvas são apresentadas para o caso de descarregador funcionando como bocal nas Figuras 6.23 e 6.24.

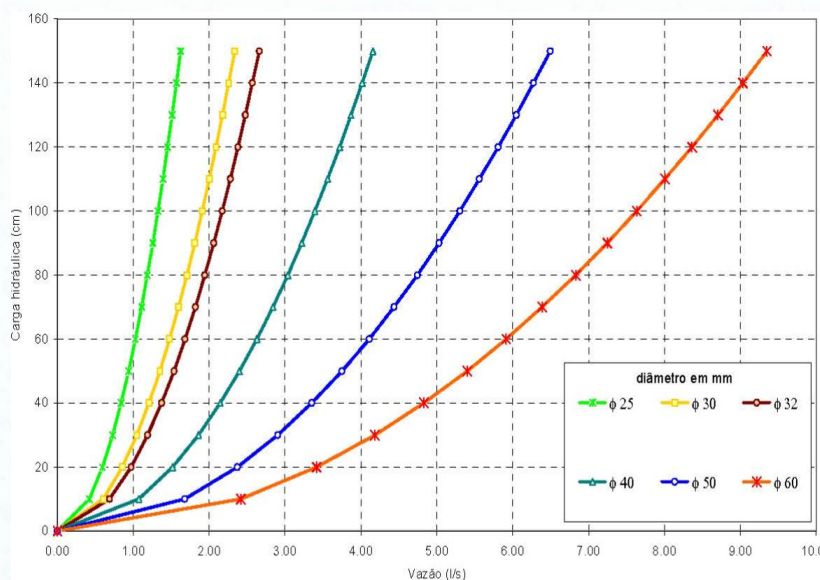


Figura 6.21 – Diâmetro dos descarregadores de fundo (orifícios) em função da vazão e da carga hidráulica (diâmetros até 60mm)

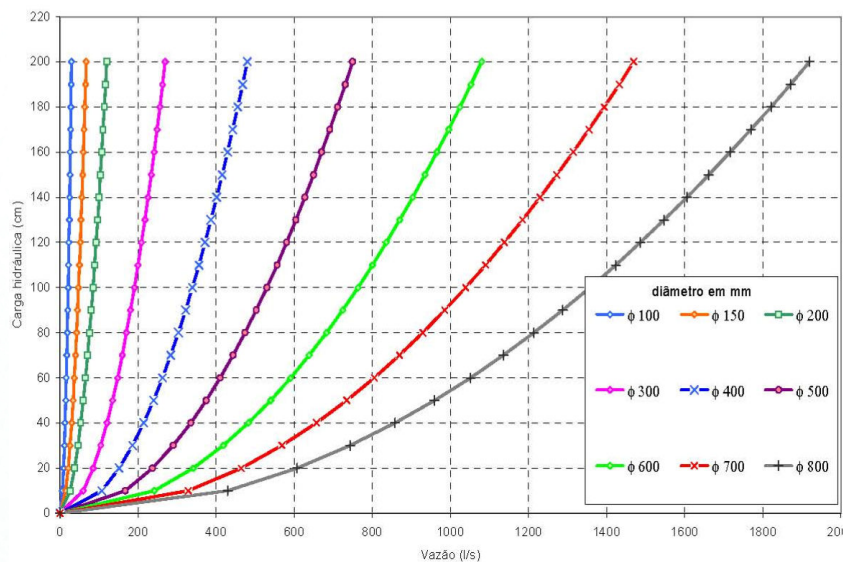


Figura 6.22 – Diâmetro dos descarregadores de fundo (orifícios) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetro maiores que 60mm)

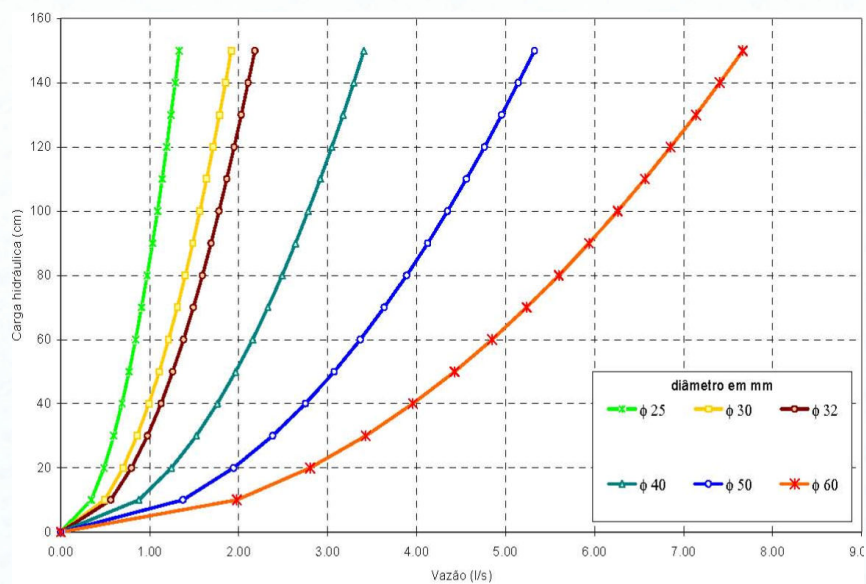


Figura 6.23 – Diâmetro dos descarregadores de fundo (bocal) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetro até 60mm)

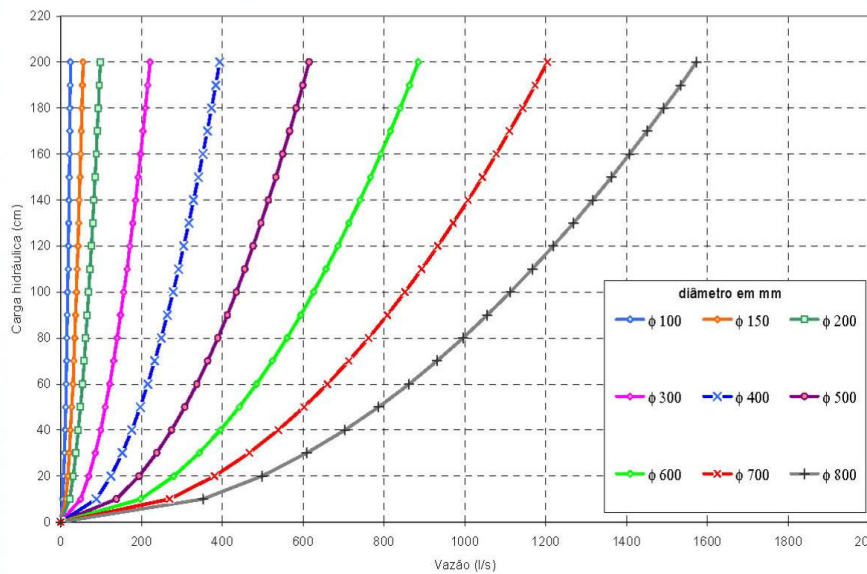
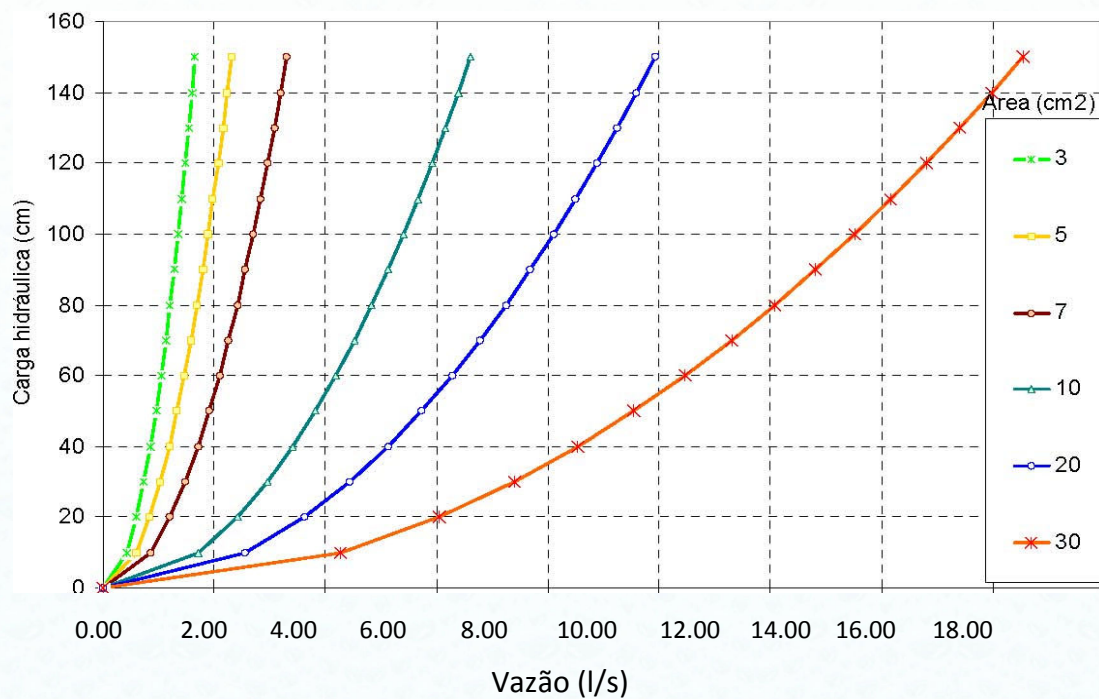


Figura 6.24 – Diâmetro dos descarregadores de fundo(bocal) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetros maiores que 60mm)

Na Figura 6.25 são apresentadas as curvas da área da seção transversal do descarregador (orifício) em função da carga hidráulica h_c e da máxima vazão de saída permitida Q_{pd} .



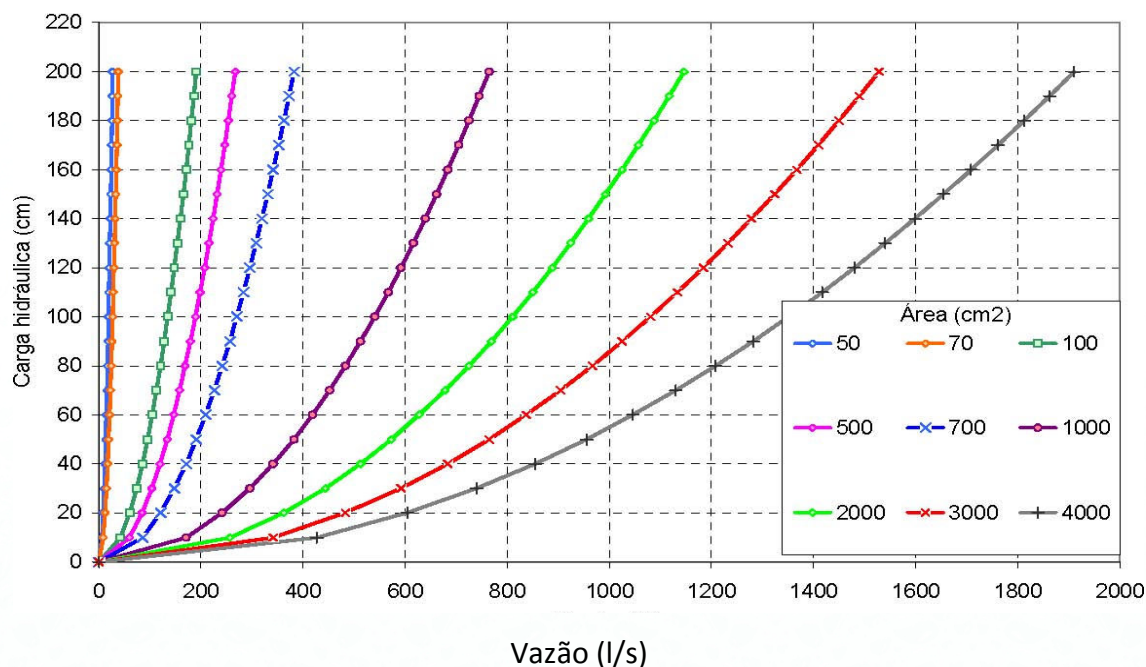


Figura 6.25 – Área da seção transversal do descarregador de fundo (orifício)
em função da vazão e carga hidráulica

Recomenda-se que seja utilizado o maior tamanho (diâmetro, área) possível obtido no dimensionamento do descarregador, evitando, por exemplo, a utilização de dois descarregadores. Esta medida evitará possíveis entupimentos da estrutura.

6.4.5. Dimensionamento do Vertedor de Excessos

O vertedor de excessos, como o próprio nome sugere, tem a finalidade de escoar o excesso de água que entra no reservatório, quando ocorrem chuvas com intensidade superior à utilizada no dimensionamento.

Recomenda-se, no entanto, que o dimensionamento do vertedor seja feito somente quando o extravasamento do reservatório possa provocar danos na propriedade. Na maioria dos casos este dispositivo é desnecessário, visto que a água fica acumulada nas superfícies por um curto período de tempo.

O vertedor, de acordo com aspectos construtivos utilizados, podem ser de paredes delgadas ou de parede espessa. Esta classificação é:

- Parede delgada: $e < 2/3 h_{max}$

- Parede espessa: $e \geq 2/3 h_{max}$

onde e é a espessura da parede do vertedor; e h_{max} é a carga máxima desejada no vertedor ($h_{max} = z - z_w$, sendo z é a cota corrente e z_w é a cota da crista).

Neste manual recomenda-se a utilização de $h_{max} = 5$ cm. Assim, o vertedor será de parede delgada quando a espessura da parede for menor ou igual a 3 cm, e de parede espessa quando a espessura for maior que 3 cm.

A vazão de descarga do vertedor (Q_v) deve ser determinada a partir da equação 6.33 (Método Racional).

$$Q_v = 0,278.C.I.A \quad (6.33)$$

onde:

Q_v : vazão de descarga do vertedor (m^3/s);

C : coeficiente de escoamento da área que contribui para a estrutura (entre 0,85 e 0,95);

A : área drenada para a estrutura (km^2);

I : intensidade da precipitação (mm/h). A intensidade I deve ser obtida a partir da equação IDF do local em estudo, para uma duração igual ao tempo de concentração (t_c), com tempo de retorno de 50 anos. O tempo de concentração em planos deve ser estimado a partir da equação da onda cinemática-Manning (equação 6.34 – maiores detalhes podem ser encontrados no Anexo D).

$$t_c = \frac{5,474(n.L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} . S^{0,4}} \quad (6.34)$$

onde:

t_c : tempo de concentração (minutos);

S : declividade (m/m);

n : coeficiente de rugosidade de Manning (conforme tabela D1);

L : comprimento do escoamento (m);

P_{24} : precipitação com 24 horas de duração (mm). A P_{24} é determinada para IDF correspondente ao local em estudo, considerando o tempo de retorno de projeto.

Quando não existirem contribuições externas, a área contribuinte for, no máximo, de 1 ha, e a declividade média for menor ou igual a 0,2 m/m, o tempo de concentração inicial não deve ser calculado pela formulação acima, mas sim adotado igual a 5 minutos.

A equação 6.35 deve ser utilizada para o dimensionamento do vertedor de parede delgada, e a equação 6.36 deve ser utilizada para paredes espessas:

$$L_v = \frac{Q_v}{2,95.C_v.(h_{máx})^{1,5}} \quad (6.35)$$

$$L_v = \frac{Q_v}{1,704.C_v.(h_{máx})^{1,5}} \quad (6.36)$$

onde:

L_v : comprimento da crista do vertedor (m);

Q_v : vazão de descarga do vertedor, determinada conforme equação 6.33 (m^3/s);

$h_{máx}$: carga sobre o vertedor (m);

C_v : coeficiente de descarga do vertedor.

Recomenda-se usar $C_v=0,64$ para vertedores de parede delgada, e $C_v=0,86$ para vertedores de parede espessa, e $h_{máx}$ igual a 5 cm.

Exemplo 6.6 – Dimensione um reservatório de detenção em um lote na região de Juiz de Fora, com dimensões de 30x30 m, no qual se pretende impermeabilizar aproximadamente 75% da área, através da implementação da residência. Uma inspeção em campo mostrou que não existe muita cota disponível para a implantação do reservatório, sendo possível usar no máximo uma altura de 90 cm. Utilizando a metodologia apresentada acima e o “Modelo de procedimento de projeto para o dimensionamento de reservatórios”, proceder o dimensionamento do reservatório. O descarregador utilizado será um orifício circular.

Exemplo 6.7 – Considerando os dados do exemplo acima, redimensionar o reservatório, mas desta vez não existe problema com disponibilidade de cota para a conexão do reservatório com a rede de drenagem pública, e o proprietário deseja utilizar no máximo 20 m² da área total do seu terreno para reservação. Deve-se preencher novamente o “Modelo de procedimento de projeto para o dimensionamento de reservatórios”.

Modelo de procedimento de projeto Dimensionamento de reservatório

Projetista:

Empresa:

Projeto: Volume do reservatório – Exemplo 6.6

Localização: Juiz de Fora - MG

1. Características da área

Largura do lote

Comprimento do lote

Área A = (l.C)/10.000

Declividade média (mm)

Comprimento do talvegue ou rede contribuinte (m)

Coeficiente de escoamento correspondente à impermeabilização

2. Determinação da vazão máxima da saída do lote

$Q_{pd} = 0,0266.A$

3. Determinação do volume de armazenamento

Área impermeável que drena a precipitação para os condutos pluviais

Volume a ser armazenado ($V = 523.AI$)

4. Determinação das características de reservatório

Existe restrição de cota para a implantação do reservatório

Sim

Não

☒ X
☐

Se a resposta for Sim, informar a altura H a ser usada no dimensionamento e calcular a área em planta necessária para o armazenamento ($A_{planta} = V/H$)

Se a resposta for Não, informar a área em planta desejada

e calcular a altura necessária para o armazenamento ($H = V/A_{planta}$)

5. Determinação da seção de descarregador de fundo

Informar a diferença h_c entre o nível máximo da água e o ponto médio da

Abertura da seção de saída ($H - 0,05$)

Se o descarregador utilizado for um orifício $A_c = 0,37.Q_{pd}/\sqrt{h_c}$

Se o descarregador utilizado for um bocal $A_c = 0,45.Q_{pd}/\sqrt{h_c}$

Caso o descarregador utilizado seja circular definir o diâmetro

Se o descarregador é um orifício e circular $D = 0,69.\sqrt{Q_{pd}/\sqrt{h_c}}$

Se o descarregador utilizado for um bocal $D = 0,76.\sqrt{Q_{pd}/\sqrt{h_c}}$

6. Dimensionamento de vertedor de excessos

Espessura da parede do vertedor

Se $e < 3$ cm $C_v = 0,64$; Se $e > 3$ cm $C_v = 0,86$

Tempo de concentração (Conforme metodologia do Anexo D)

IDF do local: $i = \frac{3000 \times T^{0,173}}{(t + 23,965)^{0,960}}$

Determinar a vazão de descarga do vertedor $Q_v = 0,278.C.I.A$ onde A em km²

Determinação do comprimento do vertedor (L_v)

$l = 30$ m

$c = 30$ m

$A = 0,09$ ha

$S = 0,05$ m/m

$L = 30$ m

$C = 0,95$

$Q_{pd} = 0,00239$ m³/s

$AI = 75$ %

$V = 35,30$ m³

$H = 0,90$ m

$A_{planta} = 39,22$ m²

$A_{planta} =$ m²

$H =$ m

$h_c = 0,85$ m

$A_c = 0,00096$ m²

$\varphi = 40$ mm

$D =$ m

$e = 2,5$ cm

$C_v = 0,64$

$t_c = 5$ minutos

$I_{50 \text{ anos}} = 233,15$ (mm/h)

$Q_v = 0,055$ m³/s

Se o vertedor for de parede delgada $L_v = \frac{Q_v}{2,95 \cdot C_v \cdot (h_{max})^{1,5}}$ e $h_{max} = 0,05m$

$L_v = 2,60$ m

Se o vertedor for de parede espessa $L_v = \frac{Q_v}{1,704 \cdot C_v \cdot (h_{max})^{1,5}}$ e $h_{max} = 0,05$

Modelo de procedimento de projeto Dimensionamento de reservatório

Projetista:

Empresa:

Projeto: Volume do reservatório – Exemplo 6.7

Localização: Juiz de Fora – MG

1. Características da área

Largura do lote

Comprimento do lote

Área $A = (I.C)/10.000$

Declividade média (mm)

Comprimento do talvegue ou rede contribuinte (m)

Coefficiente de escoamento correspondente à impermeabilização

2. Determinação da vazão máxima da saída do lote

$Q_{pd} = 0,0266.A$

3. Determinação do volume de armazenamento

Área impermeável que drena a precipitação para os condutos pluviais

Volume a ser armazenado ($V = 523.AI$)

4. Determinação das características de reservatório

Existe restrição de cota para a implantação do reservatório

Sim
Não

☐
☒

Se a resposta for Sim, informar a altura H a ser usada no dimensionamento e calcular a área em planta necessária para o armazenamento ($A_{planta} = V/H$)

Se a resposta for Não, informar a área em planta desejada

e calcular a altura necessária para o armazenamento ($H = V/A_{planta}$)

5. Determinação da seção de descarregador de fundo

Informar a diferença h_c entre o nível máximo da água e o ponto médio da

Abertura da seção de saída ($H - 0,05$)

Se o descarregador utilizado for um orifício $A_c = 0,37 \cdot Q_{pd} / \sqrt{h_c}$

Se o descarregador utilizado for um bocal $A_c = 0,45 \cdot Q_{pd} / \sqrt{h_c}$

Caso o descarregador utilizado seja circular definir o diâmetro

Se o descarregador é um orifício e circular $D = 0,69 \cdot \sqrt{Q_{pd} / \sqrt{h_c}}$

Se o descarregador utilizado for um bocal $D = 0,76 \cdot \sqrt{Q_{pd} / \sqrt{h_c}}$

6. Dimensionamento de vertedor de excessos

Espessura da parede do vertedor

Se $e < 3$ cm $C_v = 0,64$; Se $e > 3$ cm $C_v = 0,86$

Tempo de concentração (Conforme metodologia do Anexo D)

IDF do local: $i = \frac{3000 \times T^{0,173}}{(t + 23,965)^{0,960}}$

Determinar a vazão de descarga do vertedor $Q_v = 0,278 \cdot C_v \cdot I \cdot A$ onde A em km^2

Determinação do comprimento do vertedor (L_v)

Se o vertedor for de parede delgada $L_v = Q_v / 2,95 \cdot C_v \cdot (h_{max})^{1,5}$ e $h_{max} = 0,05m$

Se o vertedor for de parede espessa $L_v = \frac{Q_v}{1,704 \cdot C_v \cdot (h_{max})^{1,5}}$ e $h_{max} = 0,05$

$I = 30$ m

$c = 30$ m

$A = 0,09$ ha

$S = 0,05$ m/m

$L = 30$ m

$C = 0,95$

$Q_{pd} = 0,00239$ m³/s

$AI = 75$ %

$V = 35,30$ m³

$H =$ m

$A_{planta} =$ m²

$A_{planta} = 20,00$ m²

$H = 1,76$ m

$h_c = 1,70$ m

$A_c = 0,00068$ m²

$\varphi = 30$ mm

$D =$ m

$e = 2,5$ cm

$C_v = 0,64$

$t_c = 5$ minutos

$I_{50 \text{ anos}} = 233,15$ (mm/h)

$Q_v = 0,055$ m³/s

$L_v = 2,60$ m

Observações Conforme pode-se comparar com o exemplo anterior, o aumento da altura do reservatório em detrimento da área em planta, reduz o diâmetro do descarregador.

7. Microdrenagem

A microdrenagem urbana é definida pelo sistema de condutos pluviais no loteamento ou na rede primária urbana. Neste capítulo, são apresentados os procedimentos convencionais utilizados no projeto de uma rede deste tipo, juntamente com o conceito de controle do aumento da vazão.

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

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

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.

7.1. 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;

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

- tipo de ocupação das áreas (residências, comércio, praças, etc.);
- porcentagem de 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: as informações são as seguintes:

- indicações sobre o nível de água máximo do canal/córrego 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.

7.2. Configuração da Drenagem

Com base na topografia disponível e na rede de drenagem é realizado o traçado da rede pluvial. Para estudar a configuração da drenagem é necessário realizar um processo interativo com o projetista do arranjo e disposição da área, principalmente para que se obtenha um melhor aproveitamento das áreas de detenção ou retenção, de acordo com a filosofia de projeto da área.

7.2.1. Critérios para o Traçado da Rede Pluvial

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

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

- preferencialmente os sistemas de detenções devem 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 deve estabelecer a área máxima impermeável de cada lote do parcelamento, além das áreas comuns.

7.2.2. Componentes da Rede Hidráulica

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

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

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

- as galerias pluviais são projetadas para funcionamento a seção plena com a vazão de projeto. A velocidade máxima admissível determina-se em função do material a ser empregado na rede. Para tubo de concreto, a velocidade máxima admissível é de 4,5m/s, a velocidade mínima é de 0,80 m/s;
- o recobrimento mínimo da rede deve ser de 1,00m, 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 7.1

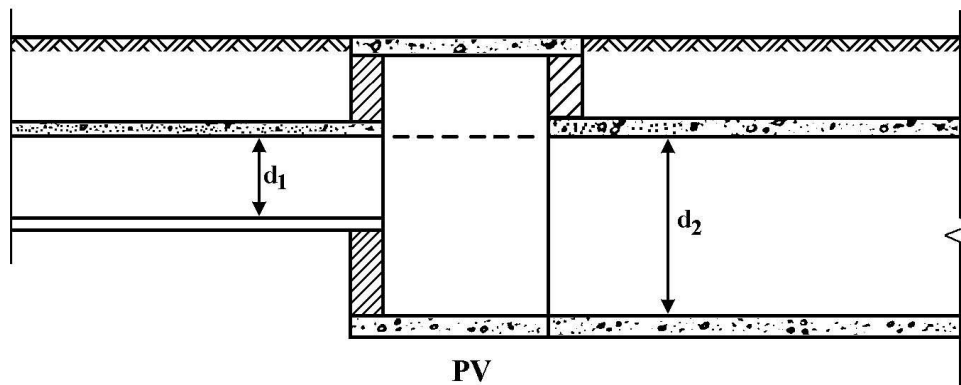


Figura 7.1 - Alinhamento dos condutos

7.2.3. Controle da Vazão Utilizando Amortecimento

A medida de controle, tradicionalmente utilizada para eliminar as inundações na microdrenagem, 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.

A impermeabilização e a canalização produzem aumento da vazão máxima e do escoamento superficial. Para que esse acréscimo de vazão máxima não seja transferido para jusante, 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

➤ Características e funções dos reservatórios

Os reservatórios são utilizados de acordo com o objetivo do controle desejado. Esse dispositivo pode ser utilizado 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 da vazão a jusante, reduzindo a seção hidráulica dos condutos e procurando manter as condições de vazão pré-existente na área desenvolvida.

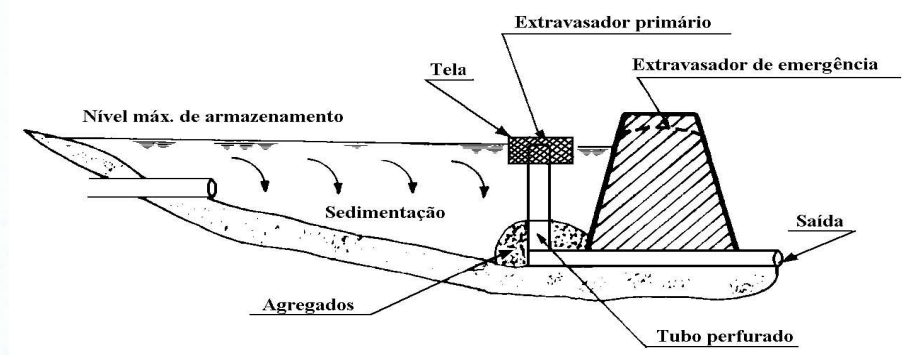
-Controle do volume: normalmente, esse tipo de controle é utilizado quando o escoamento de esgotos sanitários e pluvial são transportados por condutos combinados ou quando recebe a água de uma área sujeita à contaminação. Como a capacidade de uma estação de tratamento é limitada, é necessário armazenar 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.

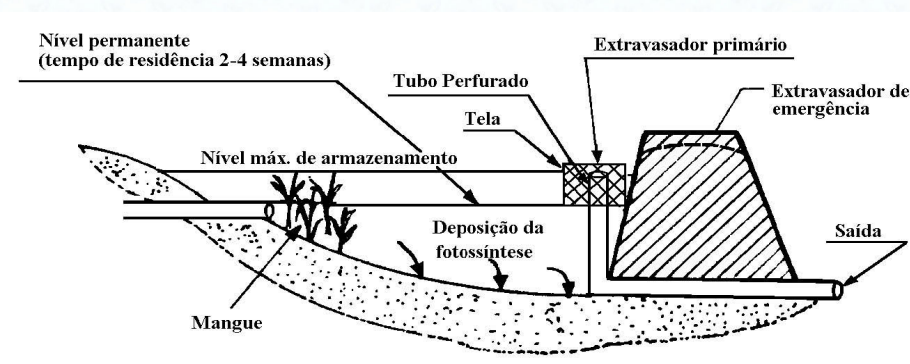
Os reservatórios podem ser dimensionados para manterem uma lâmina permanente de água (retenção), ou secarem após o seu uso, durante uma chuva intensa para serem utilizados em outras finalidades (detenção) (Figura 7.2). A vantagem da manutenção da lâmina de água e do consequente volume morto é que não 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. A vantagem de utilização do dispositivo seco é que pode ser utilizado para outras finalidades. Uma prática comum consiste em dimensionar uma determinada área do reservatório para escoar uma cheia frequente, 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.

Na Figura 7.2, são apresentados, de forma esquemática, o reservatório de detenção, e o reservatório com lâmina de água permanente (retenção). Os reservatórios ou bacias de detenção 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 (Urbonas e Roesner, 1994), sendo que para esta finalidade é mais indicado o uso de um reservatório de retenção. Este tipo 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.

ASCE (1985) menciona que as instalações de detenção têm maior sucesso quando a instalação está integrada a outros usos, como a recreação, já que a comunidade, no seu cotidiano, usará esse espaço de recreação. Portanto, é desejável que o projeto desse sistema esteja integrado ao planejamento do uso da área.



a - reservatório de detenção



b - reservatório de retenção

Figura 7.2 - Reservatórios para controle de material sólido (Maidment, 1993)

7.2.4. Disposição dos Componentes

- **Traçado preliminar** - através de critérios usuais de drenagem urbana, devem ser estudados diversos traçados da rede de galerias, considerando-se os dados topográficos existentes e o pré-dimensionamento hidrológico e hidráulico. A definição da concepção inicial é mais importante para a economia global do sistema do que os estudos posteriores de detalhamento do projeto, de especificação de materiais, etc.

Esse trabalho deve ser desenvolvido simultaneamente ao plano urbanístico das ruas e das quadras, pois, caso contrário, ficam impostas, ao sistema de drenagem, restrições que levam sempre a maiores custos. O sistema de galerias deve ser planejado de forma homogênea, proporcionando, a todas as áreas, condições adequadas de drenagem.

- **Coletores** - existem duas hipóteses para a locação da rede coletora de águas pluviais: (i) no passeio, a 1/3 da guia (meio-fio) e (ii) a menos utilizada, sob o eixo da via pública (figura 7.3). Além disso, deve possibilitar a ligação das canalizações de escoamento das bocas-de-lobo.

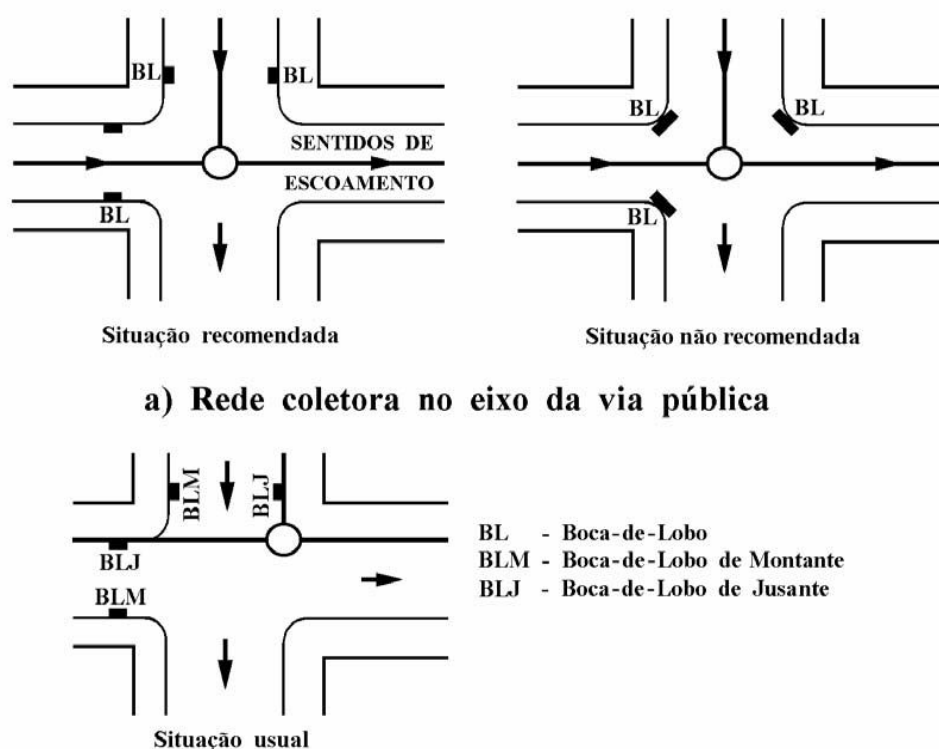


Figura 7.3 – Rede coletora

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

- serão locadas em ambos os lados da rua, quando a saturação da sarjeta assim o exigir ou quando forem ultrapassadas as suas capacidades de engolimento;
- serão locadas nos pontos baixos da quadra;
- a localização das bocas-de-lobo deve ser determinada através do cálculo da capacidade hidráulica da sarjeta, considerando-se uma altura do meio-fio de 0,15 m e uma largura da lâmina d'água variável (estipulada caso a caso, nas diretrizes de projeto fornecidas pela SAU);
- a melhor solução para a instalação de bocas-de-lobo é que esta seja feita em pontos pouco a montante de cada faixa de cruzamento usada pelos pedestres, junto às esquinas;
- não é conveniente a sua localização junto ao vértice de ângulo de interseção das sarjetas de duas ruas convergentes, pelos seguintes motivos: (i) os pedestres, para cruzarem uma rua, teriam que saltar a torrente num trecho de máxima vazão superficial; (ii) as torrentes convergentes pelas diferentes sarjetas teriam, como resultante, um escoamento de velocidade em sentido contrário ao da afluência para o interior da boca-de-lobo.

-**Poços de visita e de queda** - o poço de visita tem a função primordial de permitir o acesso às canalizações para limpeza e inspeção, de modo que se possam mantê-las em bom estado de funcionamento. Sua locação é sugerida nos pontos de mudanças de direção, cruzamento de ruas (reunião de vários coletores), mudanças de declividade e mudança de diâmetro. O espaçamento recomendado para os poços de visita é de 50 m (casos excepcionais devem ser submetidos à avaliação da SAU).

-**Detenção ou retenção**: Como foi mencionado acima, 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.

Quando o sistema descarrega diretamente o volume drenado para o reservatório, trata-se de uma reservação do tipo on-line. No caso em que o escoamento é transferido para a área de amortecimento somente após atingir uma certa vazão, o sistema é denominado off-line.

Quanto à localização dos reservatórios, pode-se dizer que ela dependerá 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 regiões de baixo valor econômico, aproveitando as depressões naturais ou parques existentes. Um bom indicador de localização são as áreas naturais que formam pequenos lagos antes do seu desenvolvimento.

7.3. Determinação da Vazão de Projeto para Rede de Microdrenagem: Método Racional

7.3.1. Equacionamento

O método racional é largamente utilizado na determinação da vazão máxima de projeto para bacias pequenas.

Para o dimensionamento de redes, utilizando o método racional, adota-se como limite uma área de até 2km².

Os princípios básicos do Método Racional 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, portanto não pode ser utilizado para o dimensionamento de reservatórios de amortecimento.

A equação do modelo é a seguinte:

$$Q = 2,78.C.I.A \quad (7.1)$$

onde:

Q: vazão máxima (m³/s);

C: coeficiente de escoamento;

I: intensidade da precipitação (mm/h);

A: área da bacia (ha).

A intensidade da precipitação depende dos seguintes fatores:

- Equação IDF característica da região: a equação IDF da cidade de Juiz de Fora está apresentada no Capítulo 5, Precipitação;
- Tempo de concentração: para a estimativa da intensidade da precipitação, é necessário conhecer o tempo de concentração da bacia, já que o mesmo é considerado igual à duração
- da precipitação máxima. A metodologia a ser utilizada para a determinação do tempo de concentração é apresentada no Anexo D;
- Tempo de retorno (TR): o TR utilizado na microdrenagem varia de dois a dez anos, conforme Capítulo 4, item 4.3, Risco e Incerteza. A SAU pode estabelecer o critério a ser utilizado no dimensionamento;

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

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

Os coeficientes de escoamento recomendado para as superfícies urbanas estão apresentados na Tabela 7.2. Na Tabela 7.3 são apresentados coeficientes de escoamento com base em superfícies de revestimento. 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 utilizadas pelo método.

Tabela 7.2 - Valores de C por tipo de ocupação (adaptado: ASCE, 1969 e Wilken, 1978)

Descrição da área	C
Área Comercial/Edificação muito densa:	0,70 - 0,95
Partes centrais, densamente construídas, em cidade com ruas e calçadas pavimentadas	
Área Comercial/Edificação não muito densa:	0,60 - 0,70
Partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	
Área Residencial:	0,35 - 0,50
residências isoladas; com muita superfície livre	
unidades múltiplas (separadas); partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,50 - 0,60
unidades múltiplas (conjugadas)	0,60 - 0,75
lotes com > 2.000 m ²	0,30 - 0,45
áreas com apartamentos	0,50 - 0,70
Área industrial:	
indústrias leves	0,50 - 0,80
indústrias pesadas	0,60 - 0,90
Outros:	
Matas, parques e campos de esporte, partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas e parques ajardinados	0,05 - 0,20
parques, cemitérios; subúrbio com pequena densidade de construção	0,10 - 0,25
Playgrounds	0,20 - 0,35
pátios ferroviários	0,20 - 0,40
áreas sem melhoramentos	0,10 - 0,30

Tabela 7.3 - Valores de C de acordo com superfícies de revestimento (ASCE, 1969)

Superfície	C
Pavimento	
Asfalto	0,70 – 0,95
Concreto	0,80 – 0,95
Calçadas	0,75 – 0,85
Telhado	0,75 – 0,95
Cobertura: grama/areia	
plano (declividade 2%)	0,05 – 0,10
Grama, solo pesado	
plano (declividade 2%)	0,13 – 0,17
médio (declividade de 2 a 7%)	0,18 – 0,22
alta (declividade 7%)	0,25 – 0,35

7.4. Dimensionamento Hidráulico da Rede de Condutos

7.4.1. Capacidade de Condução Hidráulica de Ruas e Sarjetas

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

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

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

Para a primeira hipótese, admitem-se a declividade da rua (seção transversal) de 3% (Figura 7.4) e a altura de água na sarjeta $h_1 = 0,15$ m. Para a segunda hipótese, admite-se declividade também de 3% e $h_2 = 0,10$ m.

O dimensionamento hidráulico pode ser obtido pela equação de Manning transformada:

$$Q = \frac{A.Rh^{\frac{2}{3}}.S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (7.2)$$

onde:

Q : vazão (m^3/s);

A : área de seção transversal (m^2); Rh : raio hidráulico (m);

S : declividade do fundo (m/m);

n : o coeficiente de rugosidade de Manning (consultar tabela, Anexo F). Para via pública, o coeficiente de rugosidade, em geral, é de 0,017.

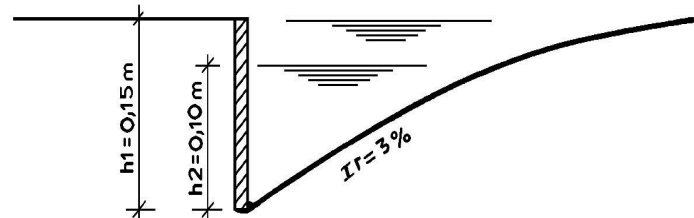


Figura 7.4 – Seção da sarjeta

Exemplo 7.1 – Calcule a vazão máxima que escoar pela sarjeta com uma altura de 15 cm 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:

$$0,15/0,03 = 5 \text{ m.}$$

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

$$A = \frac{0,15 \times 5,0}{2} = 0,375 m^2$$

O perímetro é obtido pela altura no meio fio 0,15, somado da hipotenusa do triângulo $[(0,15)^2 + (5,0)^2]^{1/2} = 5,004$, o que resulta $P = 5 + 0,15 = 5,15$ m. A vazão resulta:

$$Q = \frac{0,375 \cdot \left(\frac{0,375}{5,15}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot (0,005)^{\frac{1}{2}}}{0,017} = 0,272 m^3 / s$$

Para os dois lados da rua, resulta $Q = 2 \cdot 0,272 = 0,544 m^3 / s$

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

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

7.4.2. 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 às depressões (rebaixamento) em relação ao nível da superfície normal do perímetro e ao seu número (simples ou múltipla) - Figura 7.5.

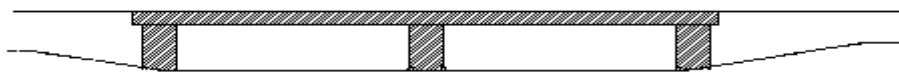


Figura 7.5 - Boca de lobo múltipla (Fernandes, 2010)

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

$$Q = 1,7.L.y^{3/2} \quad (7.3)$$

onde:

Q : vazão de engolimento (m^3 / s);

y : altura de água próxima à abertura na guia (m);

L : comprimento da soleira (m).

Nas Figuras 7.6 e 7.7, 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:

$$Q = 3,01.L.h^{3/2} (y_1/h)^{1/2} \quad (7.4)$$

onde:

L : comprimento da abertura (m);

h : altura da guia (m);

y_1 : carga da abertura da guia (m) ; ($y_1 = y - h/2$). Para cargas de uma a duas vezes a altura da abertura da guia ($1 < y_1/h < 2$), 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 7.3, 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:

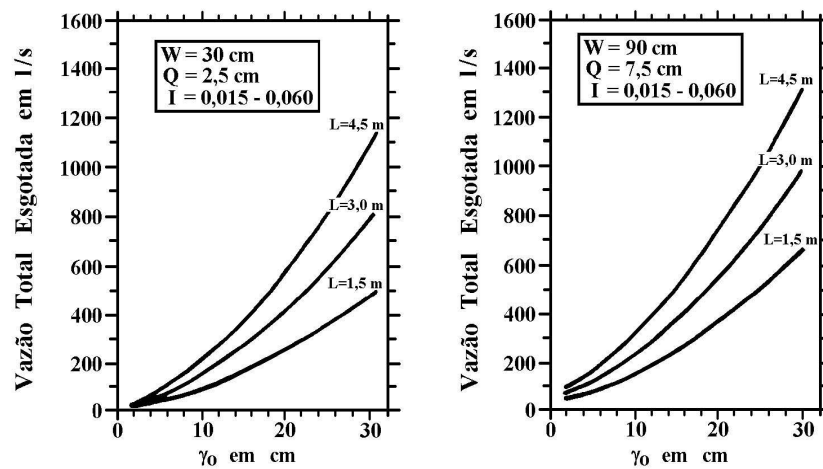
$$Q = 2,91.A.y^{1/2} \quad (7.5)$$

onde:

A : área da grade, excluídas as áreas ocupadas pelas barras (m^2);

y : altura de água na sarjeta sobre a grelha (m). Na faixa de transição entre 12 e 42 cm, a carga a ser adotada é definida segundo julgamento do projetista.

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



Onde: W = largura da depressão em m; Q = altura da depressão em cm; I = declividade transversal do leito carroçável em m/m.

Figura 7.6 – Capacidade de engolimento (DAEE/CESTER, 1980)

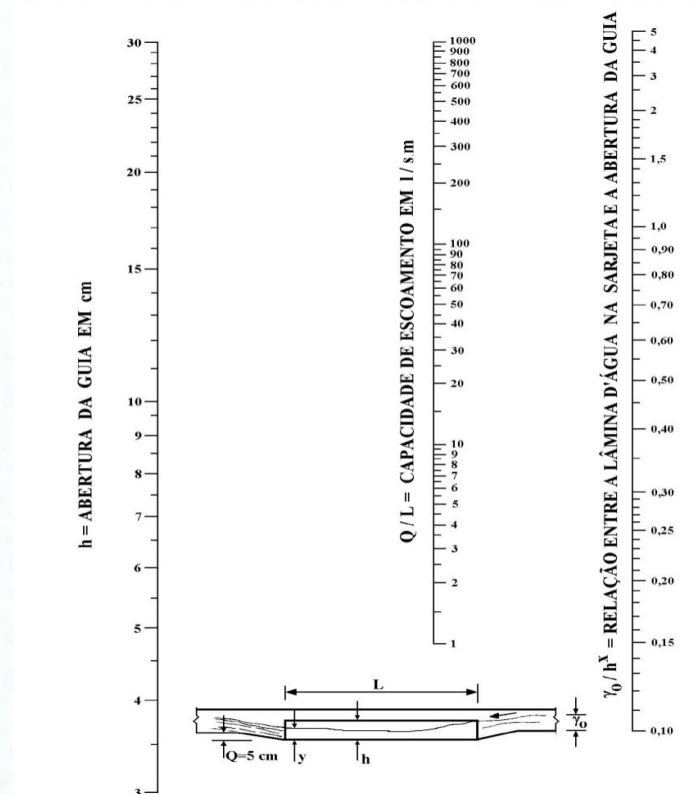


Figura 7.7 – Capacidade de escoamento das bocas-de-lobo (Q/L) com depressão de 5 cm em pontos baixos das sarjetas (DAFE/CETESB, 1980)

Exemplo 7.2 – Dimensione uma boca-de-lobo para uma vazão de 94 l/s na sarjeta e uma lâmina de água de 0,10 m.

Solução: como boca-de-lobo de guia: da equação 7.3, pode-se isolar L, resultando:

$$L = \frac{Q}{1,7y^{\frac{3}{2}}} = \frac{0,094}{1,7 \times 0,10^{\frac{3}{2}}} = 1,75m$$

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. Entra-se na Figura 7.7 com h = 15 cm (abertura da guia padrão) e com $\gamma_o/h = 0,10/0,15 = 0,67$, a partir da identificação destes dois pontos no gráfico, traça-se uma reta unindo ambos. A interseção da reta com a linha da escala Q/L permite determinar a capacidade de escoamento (l/s.m).

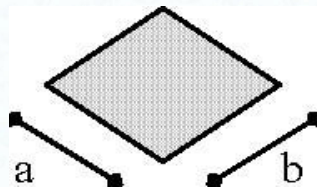
Como Q/L = 55 l/s.m, Q= 94 l/s, logo: L = 94/55 = 1,71 m. Semelhante ao anterior.

Trabalhando como boca-de-lobo combinada, vem:

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

$$Q = 1,7.L.y^{\frac{3}{2}} = 1,7.1,0.(0,10)^{\frac{3}{2}} = 54 \text{ l/s}$$

b) boca-de-lobo grelha padrão (a = 0,87 e b = 0,29m, conforme esquema)



$$Q = 1,7.P.y^{\frac{3}{2}} = 1,7.(0,87 + 2.0,29).(0,10)^{\frac{3}{2}} = 78 \text{ l/s}$$

$$Q_{total} = 54 + 78 = 132 \text{ l/s } (> 94 \text{ l/s})$$

portanto o dimensionamento atende às necessidades de drenagem do local.

Fatores de redução da capacidade de escoamento - A capacidade de escoamento

anteriormente citada pode, segundo alguns autores, sofrer redução no valor calculado, dadas 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, carros estacionados, lixo, etc. Na Tabela 7.4 são apresentados valores recomendados de fatores de redução.

Tabela 7.4 - Fatores de redução de escoamento das sarjetas (DAEE/CETESB, 1980)

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

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 7.5 são propostos alguns coeficientes de redução para estimar essa redução.

Tabela 7.5 – Fator do escoamento para bocas-de-lobo (DAEFE/CETESB, 1980)

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

* Valor que multiplica os indicados nas grelhas correspondentes.

7.4.3. Galerias

O dimensionamento das galerias é realizado com base nas equações hidráulicas de movimento uniforme, como a de Manning (equação 7.2), 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 o Anexo F.

Os elementos geométricos das principais seções transversais de redes de drenagem, utilizadas em drenagem urbana, estão apresentadas no Anexo G (outras informações podem ser obtidas em Chow, 1959).

Os passos a serem seguidos para o dimensionamento de uma rede de microdrenagem pluvial estão explicados em detalhe no exemplo 7.4.

Exemplo 7.3 – Determine o diâmetro necessário 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, $R_h = D/4$ (seção plena), deduz-se a expressão para o diâmetro:

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

$$D = 1,55 \times \left(\frac{Q \cdot n}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} = 0,458m$$

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

Exemplo 7.4 – Dimensione a rede de águas pluviais das Figuras 7.8 e 7.9. Na Figura 7.8, é apresentada a rede de águas pluviais e, na figura 7.9, a delimitação das áreas contribuintes (somente da primeira rede). Os dados adicionais à figura e os principais elementos do projeto são apresentados ao longo da descrição do exemplo.

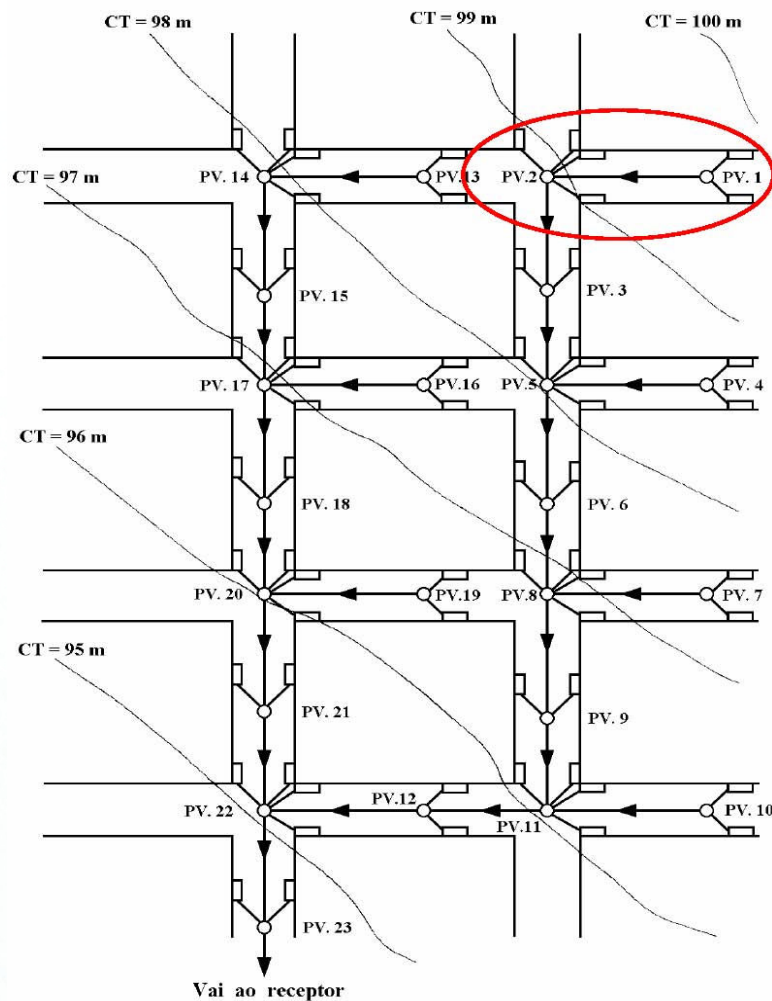


Figura 7.8 – Rede de águas pluviais

Solução:

a) Precipitação de projeto:

Neste exemplo, selecionou-se a equação IDF de Juiz de Fora (equação 7.6), apresentada no Capítulo 5 Precipitação, item 5.2

$$i = \frac{3000 \times T^{0,173}}{(t + 23,965)^{0,960}} \quad (7.6)$$

Primeiramente é calculado o tempo de concentração médio calculado para a região mais a montante do sistema, através da metodologia apresentada no Anexo D, sendo que este valor resultou em aproximadamente 10 minutos.

Conforme orientação do setor competente, o período de retorno de dimensionamento desta obra será de 5 anos.

Substituindo o tempo de retorno e duração na equação 7.6 encontra-se uma intensidade de precipitação de 134,35 mm/h.

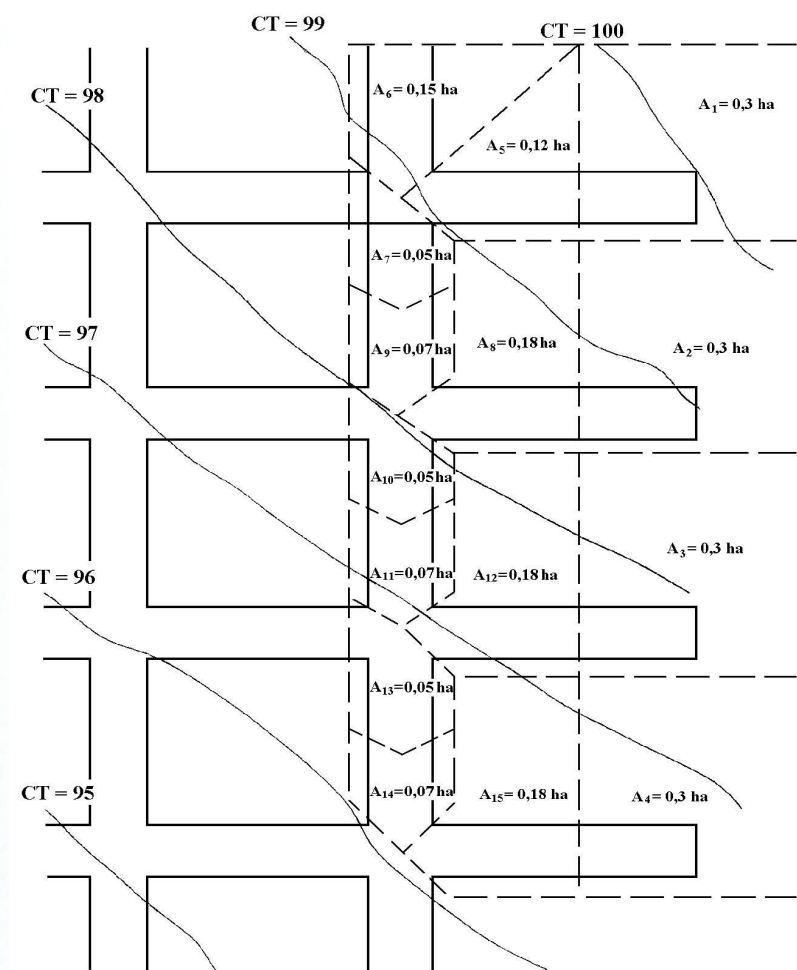


Figura 7.9 – Delimitação das áreas de contribuição

b) Determinação do coeficiente de escoamento:

A região do projeto é predominantemente residencial (aproximadamente 70% da área total), cujos lotes possuem cerca de 40% de área impermeável.

Como o restante da área, cerca de 30% da superfície da região, é impermeabilizada pelas ruas e passeios, deve-se utilizar um coeficiente de escoamento ponderado, contemplando as diferentes superfícies.

Áreas de residências: Vamos considerar que o coeficiente de escoamento (C) das áreas impermeáveis das residências seja correspondente ao de um telhado, ou seja, 0,95 (consultar tabela 7.3). Nas áreas permeáveis adotaremos um coeficiente de escoamento de 0,22 (grama, solo pesado – visto que em áreas urbanas normalmente o solo está compactado). Calculando, então, um C médio, tem-se:

$$C = (0,60 \cdot 0,22) + (0,40 \cdot 0,95) = 0,512$$

Áreas públicas (ruas e passeios): Como estas superfícies normalmente são revestidas por pavimento impermeável, considera-se um C de 0,95. Portanto, o coeficiente de escoamento final é:

$$C = (0,7 \cdot 0,512) + (0,95 \cdot 0,30) = 0,64$$

c) Dimensionamento hidráulico: utilizando-se a equação de Manning (equação 7.2), e substituindo-se $Q = v \cdot A$, e isolando-se o termo em v , pode-se determinar a velocidade:

$$v = \frac{Rh^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

substituindo a rugosidade $n=0,014$ (consultar Anexo F).

$$v = \frac{Rh^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}}{0,014}$$

Procede-se o cálculo, seguindo os seguintes passos:

- Considerando-se que a precipitação origina-se no limite físico do loteamento, calculou-se o tempo de concentração $t_c = 10$ min., que é, então, o tempo de concentração de partida.
- Estabelecem-se os percursos da rede e delimitam-se as áreas contribuintes a cada trecho, como mostram as figuras 7.8 e 7.9.
- Uma planilha auxiliar de cálculo é apresentada (Planilha 7.1), e procede-se o cálculo em sequência. Para o trecho PV1- PV2 (inicial, com 50 m de comprimento na Figura 7.8), onde a

área de contribuição é de 0,3 ha (Figura 7.9) ou 0,003 km²:

Utilizando então a equação 7.1 – Método Racional:

$$Q = 0,278.C.I.A = 0,278 \cdot 0,64 \cdot 134,35 \cdot 0,003 = 0,072 \text{ m}^3/\text{s}$$

Determinando a declividade do trecho:

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

Utilizando a equação de Manning do exemplo 7.3 onde isolou-se o diâmetro, determina-se o diâmetro necessário, lembrando que o diâmetro mínimo utilizado em microdrenagem é de 50 cm.

$$D = 1,55 \times \left(\frac{Q.n}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 1,55 \times \left(\frac{0,072 \times 0,014}{0,014^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} = 0,260 \text{ m}$$

Como $D_{\text{mínimo}} = 0,50 \text{ m}$ é maior que $D_{\text{calculado}} = 0,264 \text{ m}$ calculado, adota-se o diâmetro mínimo de 50 cm.

d) Como $D_{\text{adotado}} > D_{\text{calculado}}$, deve-se calcular a lâmina percentual (y/D), a qual levará ao raio hidráulico R_h real e a velocidade efetiva v de escoamento no conduto. Os elementos de um conduto parcialmente cheio podem ser obtidos a partir das expressões geométricas apresentadas no Anexo G.

Para a determinação de y/D , deve-se primeiramente determinar o fator hidráulico (F_h) da seção circular. Este fator é dado pela equação 7.7.

$$Fh = \frac{Q.n}{D^{\frac{8}{3}}.S^{\frac{1}{2}}} \quad (7.7)$$

substituindo os valores na equação,

$$Fh = \frac{0,072 \times 0,014}{0,50^{\frac{8}{3}} \times 0,014^{\frac{1}{2}}} = 0,054$$

determinado FH, entra-se com este valor na tabela apresentada no Anexo I (Relações para Fator Hidráulico de seções circulares) e determinam-se as relações Rh/D e y/D.

Resulta então, para Fh=0,054 (este valor não está tabelado, portanto, deve-se usar uma interpolação entre o limite superior e inferior). Logo:

$$Rh/D = 0,162$$

$$y/D = 0,282$$

como D é conhecido, calcula-se agora o $Rh = 0,162.D = 0,162.0,50 = 0,081 \text{ m}$

Recorrendo-se novamente à equação de Manning, determinamos a velocidade v:

$$v = \frac{(0,081)^{\frac{2}{3}} \times (0,014)^{\frac{1}{2}}}{0,014} = 1,57 \text{ m/s}$$

e) O tempo de viagem do escoamento é obtido pela equação de movimento uniforme (considerando o comprimento do trecho):

$$te = \frac{\text{comprimento}}{\text{velocidade}} = \frac{50}{1,57} = 31,8 \text{ s} \approx \frac{31,8}{60} = 0,53 \text{ min}$$

f) Para os trechos subsequentes, o tempo de concentração tc será do trecho inicial de dez minutos mais o tempo de escoamento te. Para o trecho PV2-PV3, resulta:

$$tc = 10 + 0,53 = 10,53 \text{ min}$$

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

g) Calcula-se a precipitação para a duração de 10,53 min, a partir da IDF (equação 7.6), o que resulta 132,37 mm/h.

h) Para o trecho PV2-PV3, fica:

$$A = 0,3 + 0,15 + 0,12 = 0,57 \text{ ha} = 0,0057 \text{ km}^2$$

$$Q = 0,278 \cdot 0,64 \cdot 132,37 \cdot 0,0057 = 0,134 \text{ m}^3/\text{s}$$

Determinando a declividade do trecho, onde o comprimento do trecho 2 – 3 é 40m:

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

Determinando o diâmetro:

$$D = 1,55 \times \left(\frac{0,134 \times 0,014}{0,0075^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} = 0,368 \text{ m}$$

Adota-se D = 0,50 m, e calculam-se os elementos hidráulicos:

$$Fh = \frac{0,134 \times 0,014}{0,50^{\frac{8}{3}} \times 0,0075^{\frac{1}{2}}} = 0,138$$

consulta-se o Anexo I:

$$Rh/D = 0,292 \times Rh = 0,50 \cdot 0,239 = 0,120 \text{ m}$$

$$y/D = 0,466$$

Determinando a velocidade:

$$v = \frac{(0,120)^{\frac{2}{3}} \times (0,0075)^{\frac{1}{2}}}{0,014} = 1,49 \text{ m/s}$$

Determinando o tempo de viagem:

$$te = \frac{40}{1,49} = 26,8s \approx \frac{26,8}{60} = 0,45 \text{ min}$$

Para facilitar o cálculo, recomenda-se que seja montada uma planilha, conforme a Planilha 7.1. Este procedimento é repetido sequencialmente para todos os sub-trechos da rede.

Planilha 7.1 – Planilha de cálculo de redes de microdrenagem – Exemplo 7.4

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 (m)		Cotas do PV (m)		Profund (m)	
											mont	jus	mont	jus	mont	jus
1 – 2	50	0,30	0,30	10	72,0	0,5	0,014	28,2	1,57	0,53	99,50	98,80	98,50	97,80	1,00	1,00
2 – 3	40	0,27	0,57	10,53	134,0	0,5	0,0075	46,6	1,49	0,45	98,80	98,50	97,80	97,50	1,00	1,00
3 – 5	40	0,05	0,62	10,99												
4 – 5	50	0,30	0,30													
5 – 6	40	0,25	1,17													
6 – 8	40	0,05	1,22													
7 – 8	50	0,30	0,30													
8 – 9	40	0,25	1,77													
9 – 11	40	0,05	1,82													
10 – 11	50	0,30	0,30													
11 – 12	50	0,25	2,37													

7.5. Dimensionamento do Reservatório de Amortecimento

Tratando-se do dimensionamento de reservatórios de amortecimento, o método racional não deve ser utilizado. Neste caso, para áreas de até 1 km², pode-se utilizar o procedimento apresentado no Capítulo 6, item 6.4 Dispositivos de Armazenamento. Para áreas superiores a 1 km², ou a critério do projetista, utiliza-se a metodologia apresentada no Capítulo 8, item 8.2 Modelos, seguindo o roteiro: 1) determinação dos hidrogramas de pré e pós-desenvolvimento, utilizando o procedimento de transformação chuva-vazão apresentado no item 8.2.1 (Hidrograma do SCS); 2) propagação do hidrograma em reservatório utilizando o algoritmo de Puls apresentado no item 8.2.3.

O dimensionamento do reservatório envolve as seguintes etapas:

- Disposição espacial do reservatório;
- Determinação do volume;
- Dimensionamento hidráulico dos dispositivos de saída.

7.5.1. Disposição Espacial do Reservatório

Além da disposição espacial, os reservatórios devem ser projetados considerando os seguintes condicionantes:

I) Nos trechos em que não existe sistema separador absoluto da rede de drenagem com relação a rede de esgotos, o controle da qualidade da água não pode ser realizado por uma detenção aberta *online*. 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 7.10). O canal ou galeria que drena a vazão paralelamente ao reservatório chamamos de *by-pass*. Durante a estiagem, o escoamento que é transportado pelo sistema de drenagem é uma combinação de esgoto sanitário com a contribuição natural da bacia.

Este mesmo dispositivo pode funcionar com um vertedor lateral ou com uma galeria ou canal, extravasando para a área de detenção a partir de uma vazão, como pode ser

observado na figura 7.11. Estes são sistemas de detenção parcialmente *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.

II) Quando existe sistema separador absoluto, 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 (recomenda-se este tipo de estrutura quando existe sistema separador absoluto). Este tipo de dispositivo é denominado de Detenção estendida porque mantém a água da primeira parte da cheia, que contém maior quantidade de contaminação por um período de 6 a 40 horas na detenção. Geralmente este tipo de reservatório funciona *on-line*, com uma câmara de entrada para reter os resíduos sólidos e uma canaleta para o escoamento na estiagem.

Além deste sistema, existem dispositivos denominados de Retenção que são reservatórios com lâmina de água, que são 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.

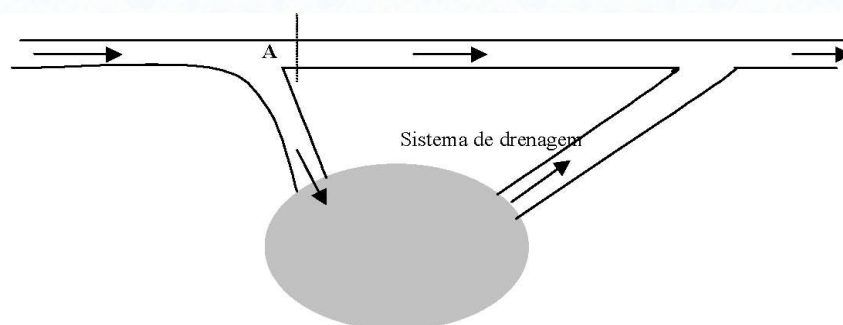


Figura 7.10 – Sistema de drenagem com capacidade limitada na seção A e uso da detenção para amortecimento da vazão para volume superior a capacidade de escoamento em A (*detenção off-line*)

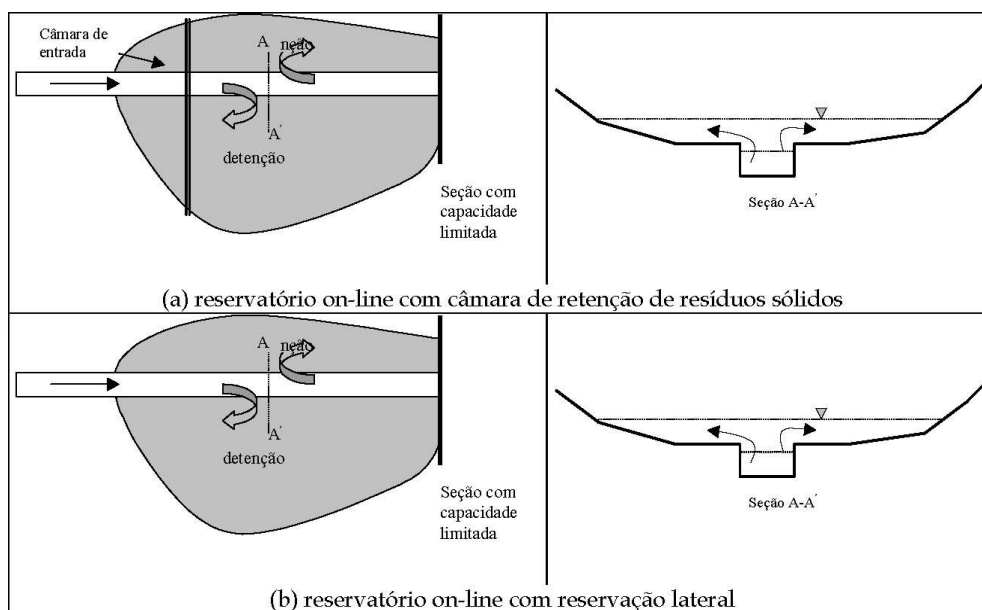


Figura 7.11 – Detenção ao longo do sistema de drenagem (parcialmente off-line). Controle de saída limitado pela seção de jusante.

7.5.2. Volume do Reservatório

Como foi descrito anteriormente os reservatórios podem possuir as seguintes funções básicas: controle de vazão máxima, da qualidade da água e dos sedimentos. O volume do reservatório é dimensionado de acordo com o tipo de controle desejado.

O volume, conforme mencionado, pode ser determinado através do procedimento apresentado no Capítulo 6 (preencher o Modelo de procedimento de projeto - Dimensionamento de reservatório) para áreas de até 1 km^2 , desde que no dimensionamento não sejam utilizadas estruturas especiais como o by-pass (reservatório off-line). Caso contrário, para área superior a esta, ou se o projetista preferir um dimensionamento mais criterioso, deve-se utilizar a metodologia apresentada no Capítulo 8.

A seguir são comentados os casos frequentes de utilização de reservatório e o procedimento a ser seguido para a determinação do seu volume.

- Dimensionamento de um reservatório em loteamento, ou situação similar:

É necessário manter a vazão máxima de pré-ocupação na saída do empreendimento, portanto, deve-se conhecer o hidrograma anterior à ocupação. É necessário também determinar o novo hidrograma, ou seja, aquele após instaladas as edificações no empreendimento, ruas pavimentadas, etc. Desta forma, tem-se dois hidrogramas conhecidos: hidrograma de pré-ocupação x hidrograma de pós-ocupação (Figura 7.12). Caso seja instalado um reservatório do tipo *on-line*, o volume preliminar a ser armazenado corresponde à área hachurada da Figura 7.11. Se for instalado um dispositivo do tipo *off-line*, com um *by-pass*, deve-se dimensionar o *by-pass* e descarregador de fundo, para que a soma de suas vazões máximas de descarga não ultrapassem a vazão máxima de pré-ocupação. Neste último caso, o volume preliminar de armazenamento pode ser estimado como na Figura 7.13.

Se for o caso no qual se enquadra a aplicação da metodologia apresentada no Capítulo 6, item 6.4 Dispositivos de Armazenamento, não é necessária a determinação do hidrograma de pré-ocupação, visto que neste caso, tanto a vazão de pré-ocupação como o volume de armazenamento são determinados diretamente, a partir de equações empíricas, desenvolvidas para Juiz de Fora. No entanto, este procedimento, além da área limita-se a reservatórios simples operando na linha do sistema (*on-line*).

Já quando deve-se utilizar o dimensionamento apresentado no Capítulo 8, item 8.2 Modelos, devem ser determinados os dois hidrogramas a partir da metodologia do SCS. Neste caso, a diferença entre os cenários de pré e pós-ocupação serão representados através dos parâmetros CN e tempo de concentração. Após a determinação dos dois hidrogramas utiliza-se o algoritmo de Puls, também apresentado no Capítulo 8, item 8.23 para fazer a propagação do hidrograma de entrada, que no caso é o hidrograma de pós-ocupação. Durante a propagação do hidrograma também é feito o dimensionamento das estruturas de descarga (descarregador de fundo e *by-pass*, quando houver), observando sempre que a vazão máxima de descarga não supere a vazão máxima de pré-ocupação. O exemplo 8.5, apresentado no Capítulo 8 mostra esta situação, embora tenha sido feito para uma região de macrodrenagem, o procedimento a ser seguido é o mesmo. Na Figura 7.14 é apresentado um fluxograma apresentando o procedimento acima mencionado.

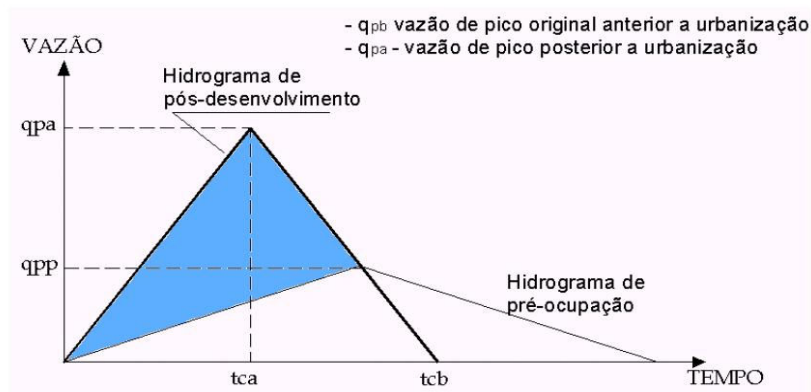


Figura 7.12 – Hidrogramas de pré e pós-ocupação – on-line

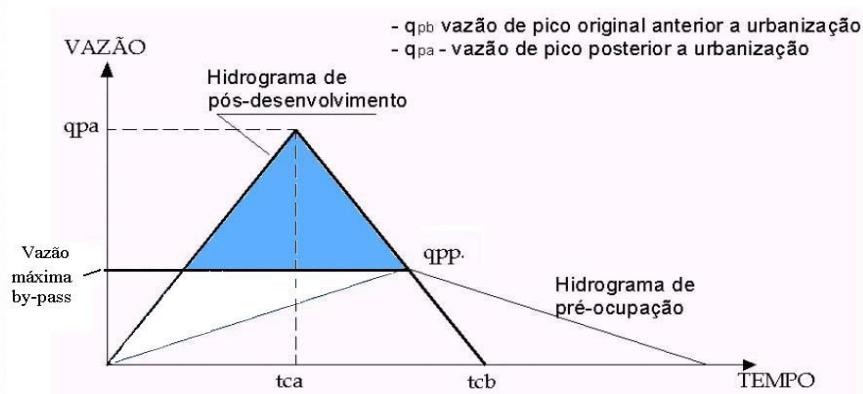
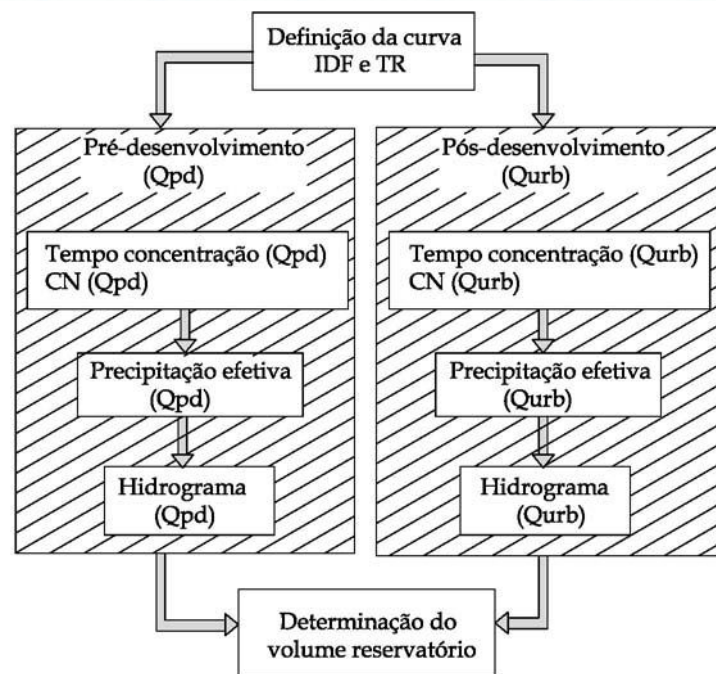


Figura 7.13 – Hidrogramas de pré e pós-ocupação – off-line



Hidrograma urbanizado



Figura 7.14 - Fluxograma para a determinação do volume do reservatório utilizando o SCS

- Dimensionamento de um reservatório de microdrenagem para atenuação de inundações:

Neste caso, o reservatório será utilizado para atenuar as vazões de pico, eliminando a necessidade de ampliação das redes de microdrenagem a jusante. Para o dimensionamento do reservatório, neste caso, deve-se conhecer a capacidade de drenagem da rede que encontra-se a jusante do reservatório, e que receberá a descarga do mesmo. Assim, o reservatório deverá ser dimensionado de forma a armazenar os volumes gerados, e as estruturas de descarga devem drenar no máximo a capacidade da rede a jusante, ou caso esta rede de drenagem já receba contribuições, deve-se drenar a vazão complementar, até atingir o limite de capacidade do sistema. As recomendações para o cálculo de volume são as mesmas mencionadas no item anterior.

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.

Exemplos de aplicação da metodologia de dimensionamento de reservatório, bem como de estruturas hidráulicas, são apresentados nos capítulos 6 (equações empíricas para Juiz de Fora) e 8 (dimensionamento utilizando algoritmo de Puls).

8. Macro drenagem

A macro drenagem envolve bacias geralmente com área superior a 2 km², onde o escoamento é composto pela drenagem de áreas urbanizadas e não urbanizadas. O planejamento da drenagem urbana na macro drenagem envolve a definição de cenários, medidas de planejamento do controle de macro drenagem e estudos de alternativas de projeto.

Neste capítulo são apresentados o planejamento da bacia, nas suas diferentes etapas, a metodologia de simulação quantitativa dos diferentes cenários e a verificação com os elementos de controles previstos, além de indicadores de custo que podem ser utilizados para a decisão na escolha de uma ou outra alternativa.

8.1. Planejamento da Macro drenagem

8.1.1. Planejamento Inadequado

Com raras exceções, a grande maioria dos projetos de drenagem no Brasil tem como fundamento o afastamento das águas através de obras de canalização. A título de ilustração para a importância dos projetos de macro drenagem eficientes, consideremos a bacia hidrográfica qualitativamente ilustrada na Figura 8.1 na qual no primeiro estágio a bacia não está densamente ocupada. A partir do momento em que este trecho é canalizado, as inundações deixam de ocorrer. Assim, a suposta segurança torna estas áreas valorizadas, com ocupações muitas vezes nobres. Com o desenvolvimento da bacia de montante, e o respectivo aumento da vazão máxima, que não é controlada pelo poder público, as inundações voltam a ocorrer no antigo leito maior. Nesta etapa já não existe mais espaço para ampliar lateralmente o canal, sendo necessário aprofundá-lo, aumentando os custos em escala quase exponencial, já que é necessário estruturar as paredes do mesmo.

Além dos problemas mencionados, a simples transferência das vazões gera problemas para as regiões a jusante da saída desta bacia.

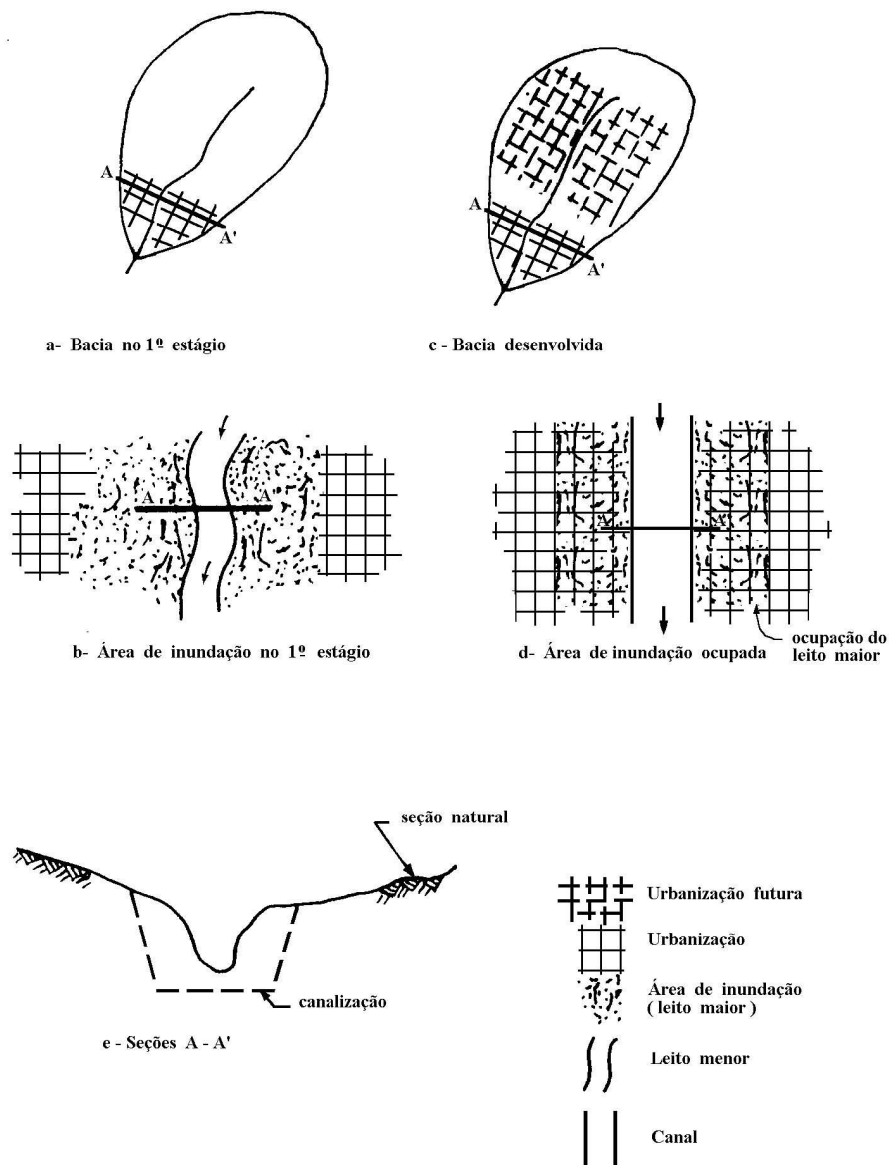


Figura 8.1 – A ocupação da bacia hidrográfica e suas consequências

8.1.2. Planejamento Proposto

Este processo de planejamento é recomendado para o ordenamento e gerenciamento adequado do desenvolvimento da bacia. Existem geralmente duas situações onde o planejamento é diferenciado:

- a) *Bacia desenvolvida com loteamentos implantados*: desenvolvimento do plano de controle, com medidas de retenção e ampliação de rede pluvial, tratando a bacia de forma

integrada e considerando todos os efeitos do escoamento.

b) *Bacia em estágio rural*: a bacia está no primeiro estágio de urbanização ou é ainda rural. Neste caso, pode-se utilizar a estratégia apresentada na Figura 8.2:

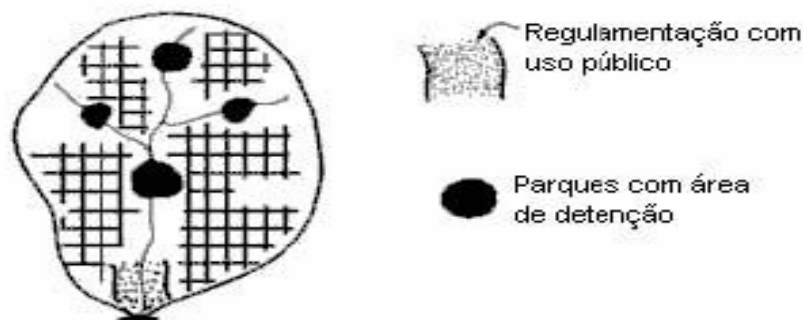


Figura 8.2 – Planejamento de controle de bacia no primeiro estágio de urbanização

- o poder público deve regulamentar o uso e ocupação, especialmente as áreas naturalmente inundáveis;
- combinar estas áreas inundáveis para que atuem como reservatórios de retenção urbano;
- regulamentar a microdrenagem para não ampliar a enchente natural;
- planejar parques e demais áreas públicas com lagos para amortecer e preservar os hidrogramas, de uma mesma bacia, ou entre diferentes sub-bacias;
- para as áreas ribeirinhas de risco, quando não pertencentes ao poder público, deve-se prever uso adequado para que haja boa convivência com as inundações. Pode-se reduzir os impostos de acordo com as restrições e prever a troca por solo criado para implementação de uso público, como parques, campos de esporte, entre outros;
- motivar a ocupação alternativa, ordenada, das áreas desapropriadas pelo poder público com infra estrutura, como parques, jardins e/ou áreas de lazer para evitar invasões inesperadas.

8.1.3. Etapas do Planejamento, Dimensionamento e Verificação

No estudo de planejamento do controle da drenagem urbana de uma bacia são recomendadas as seguintes etapas de desenvolvimento (Figura 8.3 e na Figura 8.4 a caracterização das etapas de simulação):

a) Caracterização da bacia: esta etapa envolve o seguinte: (i) avaliação da geologia, tipo de solo, hidrogeologia, relevo, ocupação urbana, população caracterizada por sub-bacia para os cenários de interesse; (ii) 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 a drenagem; (ii) dados hidrológicos: precipitação, sua caracterização pontual, espacial e temporal; verificar a existência de dados de chuva e vazão que permitam ajustar os parâmetros dos modelos utilizados; dados de qualidade da água e produção de material sólido.

b) Definição dos cenários de planejamento: os cenários de planejamento são definidos de acordo com o desenvolvimento previsto para a cidade, representado pelo Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano (PDDU), bem como as áreas ocupadas que não foram previstas, áreas desocupadas parceladas e áreas que deverão ser parceladas no futuro. Nos estudos realizados neste PDDU foram definidos os cenários, apresentados no Capítulo 4 – Item 4.4 Cenários de planejamento e alternativas de projeto, deste volume. Poderão existir variantes dos cenários em função de condições específicas de cada bacia.

c) Escolha do risco da precipitação de projetos: para a macrodrenagem a Secretaria de Atividades Urbanas/PJF fornecerá o tempo de retorno a ser utilizado no dimensionamento (usualmente 10 anos). No caso de prejuízos maiores e riscos de vida, este tempo de retorno pode ser aumentado (Capítulo 4 – Item 4.3 Risco e Incerteza).

d) 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 (veja capítulo 5). Este valor

deve ser distribuído no tempo em intervalos de tempo escolhido 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^2 deve-se verificar o abatimento espacial do valor máximo de precipitação (Capítulo 5 – Item 5.3 Distribuição espacial e coeficiente de abatimento).

e) Simulação dos cenários de planejamento com modelo hidrológico: os cenários são simulados para as redes de drenagem existentes ou projetadas. O modelo hidrológico utilizado deve ser capaz de representar a região hidrográfica da simulação da forma mais realista possível dentro do cenário previsto. A finalidade destas simulações é identificar se o sistema tem capacidade de comportar os acréscimos de vazão gerados pela evolução urbana de cada cenário, no caso de verificação; ou no caso de projeto, se o sistema foi corretamente dimensionado para a vazão existente. Quando utiliza-se o cenário de ocupação urbana atual, o objetivo é verificar a capacidade de escoamento das redes de drenagem existentes. A análise dos resultados permite identificar os locais onde o sistema de drenagem não tem capacidade de escoar as vazões, gerando, portanto, inundações.

f) Seleção de alternativas para Controle: considerando as condições simuladas no item anterior, quando a situação for de verificação da capacidade das redes de drenagem, devem ser identificadas as limitações existentes no sistema e os locais onde ocorrem (caso não exista, esta etapa não é realizada). Neste caso, o planejador deve buscar analisar as alternativas de controle, priorizando medidas de retenção ou detenção, que não transfiram para jusante os acréscimos de vazão máxima. Geralmente, a combinação de soluções envolve reservatórios urbanos em áreas públicas, ou áreas potencialmente 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, córregos ou canais a jusante do sistema. No caso de dimensionamento, a alternativa de controle deve prever a utilização de estruturas de amortecimento da cheia para não ampliar a enchente a jusante, e deve-se verificar se a rede projetada tem capacidade para escoar a atual vazão.

g) Simulação das alternativas de controle: definidas as alternativas na fase anterior, as mesmas devem ser simuladas para o risco e cenário definido como meta. Nas simulações é verificado se a alternativa de controle também evita as inundações das ruas para riscos

menores ou iguais ao de projeto. No caso de verificação, a mesma pode ser realizada para o cenário atual de ocupação e/ou para um cenário de ocupação futura. Nesta análise também deve ser examinado o impacto para riscos superiores ao de projeto (até 100 anos), com a finalidade de alertar a Defesa Civil, tráfego e outros elementos urbanos, sobre os riscos à população envolvidos quando ocorra esta situação.

h) Avaliação qualidade da água: as etapas da avaliação da qualidade da água são: (i) determinação da carga proveniente do esgoto sanitário que não é coletada pela rede de esgotamento sanitário; (ii) determinação da carga de resíduo sólido; (iii) determinação da carga produzida pelo esgotamento pluvial; (iv) 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.

i) Avaliação econômica: os custos das alternativas devem ser quantificados, permitindo analisar a alternativa mais econômica para controle da drenagem, envolvendo, quando possível, também a melhoria da qualidade da água pluvial.

j) 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, sequência de implementação das obras e programas que sejam considerados necessários.

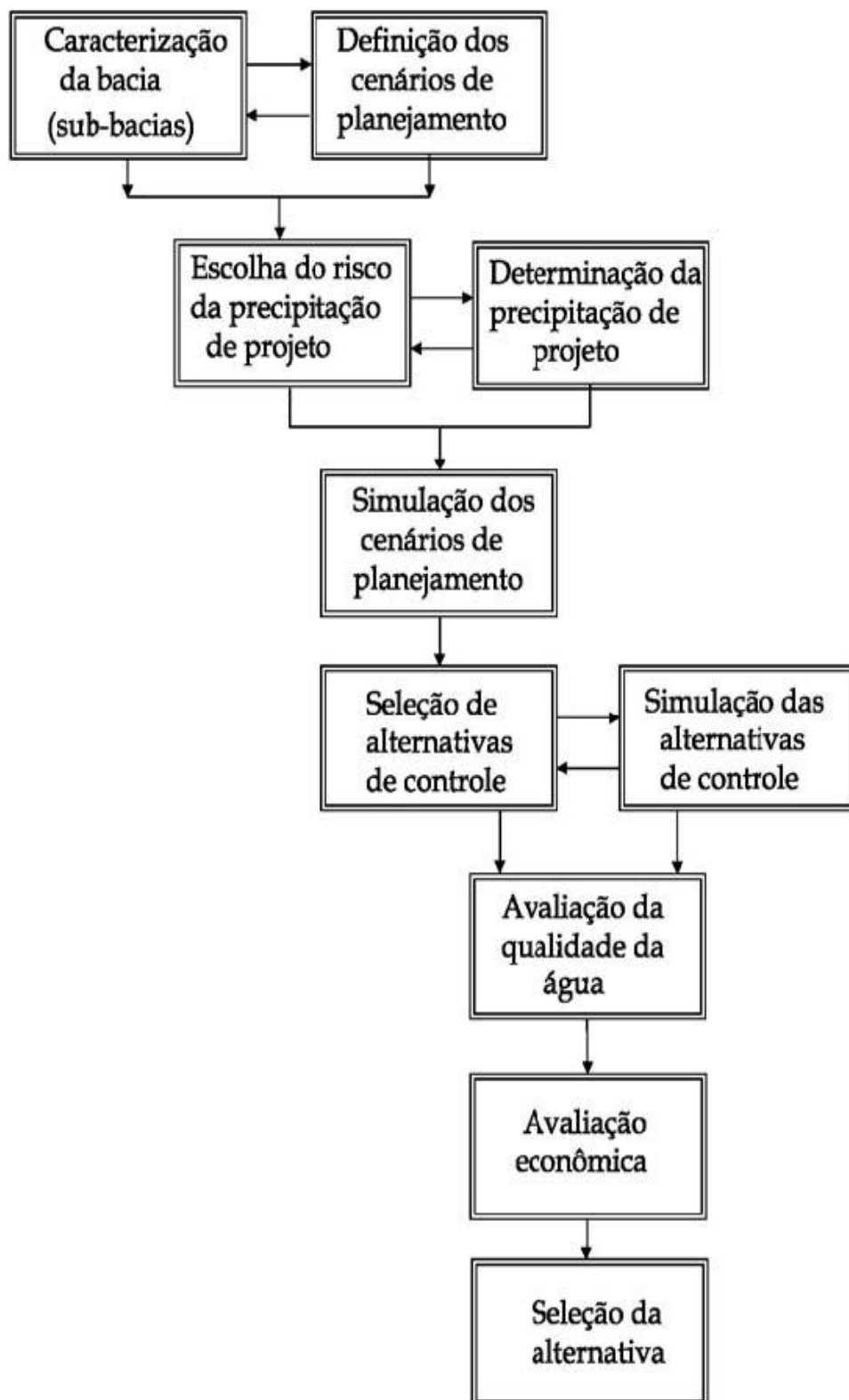


Figura 8.3 – Etapas do planejamento

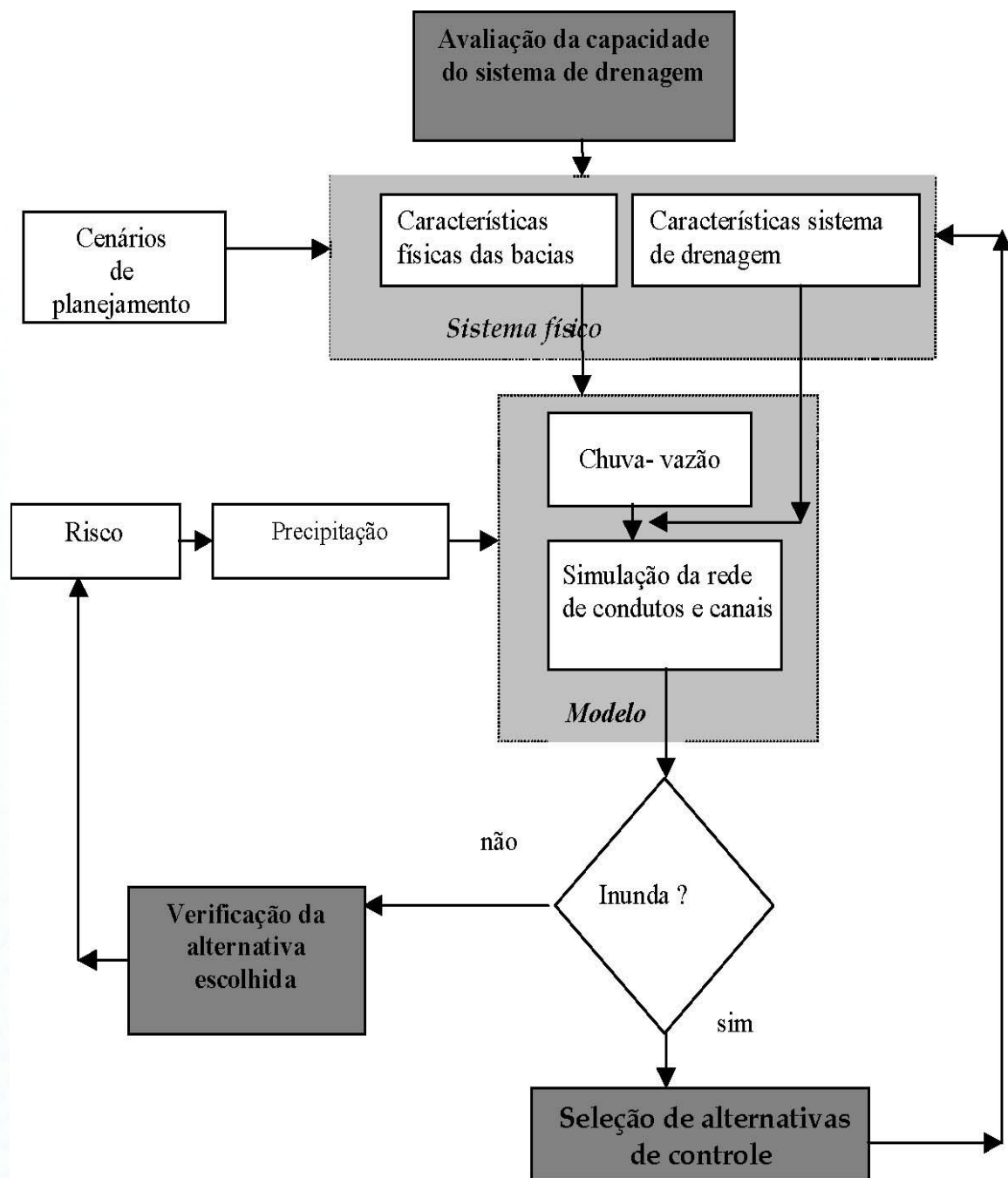


Figura 8.4 – Caracterização das etapas de simulação

Exemplo 8.1 – Tomando a bacia sub-bacia (BD-29) da Zona Norte, pode-se seguir os modelos de procedimento de projeto “Caracterização da bacia para estudos de macrodrenagem - parte 1” e “Caracterização da bacia para estudos de macrodrenagem - parte 2”.

Modelo de procedimento de projeto	
Caracterização da bacia para estudos de macrodrenagem – parte 1	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização: Zona Norte do Município de Juiz de Fora	
1. Localização 2. Área 3. Contexto de bacia É sub-bacia de alguma outra sub-bacia? (Sim ou Não) Em caso afirmativo, qual a bacia? Sim ☒ Não ☐ 4. Comprimento 5. Desnível 6. Tempo de concentração (Anexo D) $tc = \frac{5,474.(n.L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5}.S^{0,4}}$ 7. Afluentes Há algum afluente? (Sim ou Não) Descrever caso a opção marcada for a Sim Sim ☒ Não ☐	Zona Norte de Juiz de Fora $A = 6,37 \text{ km}^2$ Sub-bacia – BD-29 $L = 1,12 \text{ km}$ $H = 103 \text{ m}$ $tc = 7,25 \text{ min}$ O trecho inferior recebe a contribuição de 2 (dois) afluentes e no trecho superior remanescente, recebe a contribuição de mais 6(seis) afluentes. O curso d'água principal é o córrego Santa Cruz. A nascente do córrego Santa Cruz tem coordenadas geográficas 69°18'58,9" W e 176°40'38,52"S, e a foz tem coordenadas 76°14'37,33" W e 135°34'13,57" S. Solo 41% Mata 41,8% Área urbana 9,8% Outros 0,3%
8 – Descrição da área	
Observações:	

Modelo de procedimento de projeto
Caracterização da bacia para estudos de macrodrenagem – parte 2
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização: Sub-bacia do Córrego Santa Cruz –Zona Norte de Juiz de Fora
1 – Rede de drenagem não canalizada - sem informação precisas à respeito 2 – Rede de drenagem canalizada - sem informação precisas à respeito 3 – Outra descrições Atual : A sub-bacia do Córrego Santa Cruz no trecho inferior recebe a contribuição de 2 (dois) afluentes e no trecho superior remanescente, recebe a contribuição de mais 6(seis) afluentes. O curso d'água principal é o córrego Santa Cruz. A nascente do córrego Santa Cruz tem coordenadas geográficas 69°18'58,9" W e 176°40'38,52"S, e a foz tem coordenadas 76°14'37,33" W e 135°34'13,57" S. 4 – Urbanização A sub-bacia do Córrego Santa Cruz possui área total de 6,37km² divididos da seguinte forma: área de mata 1,433km²; área urbana igual a 2,235km² e área de pastos/solo exposto 2,696km².
Observações:

Exemplo 8.2 – Definição de cenários. Continuando com a sub-bacia (BD-29) da Zona Norte, pode-se seguir o modelo de procedimento de projeto “Definição de cenários para estudos de macrodrenagem”.

Modelo de procedimento de projeto “Definição de cenários para estudos de macrodrenagem”	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização: Sub-bacia (BD-29) da Zona Norte	
1. Número de cenários	3
2. Descrição dos cenários. A sub-bacia está subdividida da seguinte forma: - solo: 41%; - mata: 41,8%; - área urbana: 9,8%; - e outros: 0,3%. Os cenários compreendem a situação, atual e a situação após a implantação do plano de drenagem	
Observações:	

8.2. Modelos

Para a simulação dos cenários prováveis de inundação podem ser usados diferentes modelos de acordo com as necessidades do sistema e do problema.

Os modelos são sub-divididos nos seguintes tipos: bacia, canal (ou conduto) e reservatório. No modelo bacia são representados os principais processos de transformação da chuva em vazão. No modelo canal a vazão é transportada pelos canais e condutos através do sistema de drenagem, que podem ser naturais ou construídos. No modelo reservatório é representado o amortecimento das vazões nos reservatórios através do balanço entre os volumes de entrada e saída.

A seguir são apresentados os modelos aplicados a cada um destes módulos, e recomendados por este manual. Normalmente a vazão do projeto em um trecho de rio é determinada por um modelo que converte a precipitação na bacia em vazão-canal.

8.2.1. Simulação Precipitação-Vazão

Nesta simulação são determinados, a partir da transformação de chuva em vazão, os hidrogramas ou vazões de aporte às galerias, condutos ou reservatórios. Simplificadamente, os processos hidrológicos que ocorrem na bacia são: precipitação, perdas iniciais, infiltração e escoamento superficial. Cada um destes processos pode ser tratado com um algoritmo específico, até a determinação final do escoamento superficial que será utilizado para o dimensionamento. Alguns exemplos de modelos que tratam estes processos são IPH II (Tucci et al., 1981); SCS (SCS, 1975).

O modelo utilizado na bacia deve possuir condições de representar os cenários de urbanização (planejamento) além das condições de infiltração, dadas pelo tipo e uso do solo. Em resumo, na bacia os processos são basicamente:

- Precipitação
- Simulação da transformação de precipitação em vazão que possui dois sub-módulos básicos: separação do escoamento e propagação do escoamento superficial.

➤ Precipitação

A precipitação é um dado hidrológico de entrada para a simulação. Existem as seguintes situações:

- Precipitação de projeto (obtida a partir de uma equação IDF);
- Precipitação conhecida (evento observado).

A precipitação de projeto é determinado com base nos elementos apresentados no Capítulo 5 Precipitação. As etapas são as seguintes:

1. Escolha um posto pluviográfico representativo da área em estudo. Caso a região

esteja sob a influência de mais de um posto, deve-se calcular a precipitação, utilizando por exemplo os Polígonos de Thiessen (Sanchez, 1986);

2. Determine o tempo de concentração (t_c) da bacia em estudo. Quando envolver trechos em canais o tempo de concentração deve considerar também o tempo de propagação na seção principal a ser simulada. A metodologia para o cálculo do tempo de concentração é apresentada no anexo D, juntamente com alguns exemplos;

3. A duração total da chuva e o tempo de simulação devem ser de aproximadamente 2 vezes o tempo de concentração da bacia;

4. Determine o intervalo de tempo de simulação (Δt) com base no seguinte critério

$\Delta t \leq t_c/5$. Se a bacia for subdividida em sub-bacias e a simulação for conjunta o intervalo de tempo deve ser o menor entre as bacias estudadas;

5. Determinar a partir da curva IDF 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 $P(30 \text{ min})$; $P(60 \text{ min})$; $P(90 \text{ min})$, etc., até o tempo total de precipitação;

6. Utilize o fator de redução espacial da precipitação para áreas superiores a 25 km^2 (veja Capítulo 5 – Item 5.3 Distribuição espacial e coeficiente de abatimento);

7. Obtenha as precipitações de cada intervalo de tempo e a sua distribuição temporal crítica (Capítulo 5 – Item 5.4 Distribuição temporal).

Para a transformação da precipitação em vazão a seguir é apresentado o método do SCS, com propagação superficial utilizando o hidrograma unitário triangular.

➤ *Transformação chuva-vazão e propagação superficial com o hidrograma unitário do SCS*

O recomendado neste manual é a utilização do modelo de precipitação-vazão do SCS (Soil Conservation Service, 1975) com a propagação superficial pelo hidrograma unitário triangular do SCS.

Separação do escoamento:

O modelo SCS (1975) faz a separação do escoamento com base na equação 8.1 quando $P > 0,2 S$:

$$P_{ef} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8.S} \quad (8.1)$$

e quando $P \leq 0,2 S$, $P_{ef} = 0$, onde:

P : precipitação em mm;

P_{ef} : precipitação efetiva;

S : armazenamento no solo em mm, estimado por:

$$S = \left(\frac{25400}{CN} - 254 \right) \quad (8.2)$$

O CN é um valor estimado com base no tipo de solo e características de cobertura (consultar Anexo H). A área impermeável é determinada com base na densidade habitacional através das relações apresentadas no anexo E.

Determinação do hidrograma unitário:

No hidrograma unitário triangular do SCS, pode está representado na Figura 8.5.

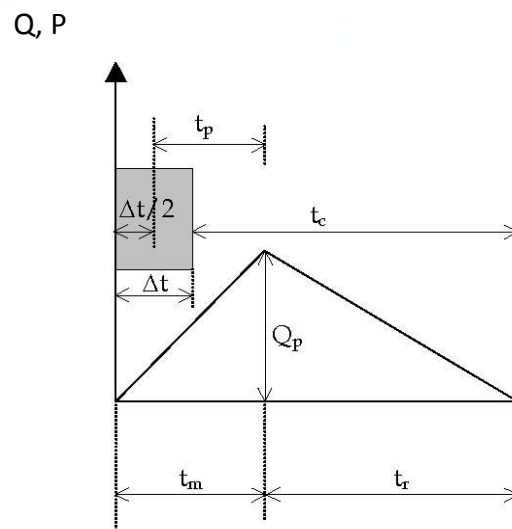


Figura 8.5 - Hidrograma unitário triangular do SCS

Para a determinação do hidrograma unitário, deve-se inicialmente determinar alguns parâmetros, conforme roteiro a seguir:

- 1) Determinar o tempo de concentração (t_c) da bacia (conforme Anexo D).
- 2) Determinar o parâmetro t_m ,

$$t_m = \frac{\Delta t}{2} + 0,6t_c$$

onde:

Δt : intervalo de tempo de simulação, obtido a partir da precipitação;

t_c : tempo de concentração da bacia.

- 3) Determinar o tempo de pico do hidrograma t_p , $t_p = 0,6.t_c$
- 4) Determinar o tempo de recessão do hidrograma t_r , $t_r = 1,67.t_p$
- 5) Determinar o tempo de base do hidrograma t_b , $t_b = t_m + t_r$
- 6) Determinar a vazão máxima utilizando a equação 8.3

$$Q_p = \frac{0,208.A}{t_m} \quad (8.3)$$

onde:

Q_p : vazão máxima do hidrograma triangular em m^3/s ;

A : área da bacia em km^2 ;

O intervalo de tempo é definido em unidades de t_p . Recomenda-se a utilização de $\Delta t = t_p/5$.

Propagação do escoamento:

O hidrograma resultante, obtido a partir da precipitação de projeto, é obtido utilizando a equação de convolução discreta expressa por (e exemplificado na Figura 8.6):

$$Q_t = \sum_{i=1}^t P_{ef_i} h_{t-i+1} \quad \text{para } t < k$$
(8.4)

$$Q_t = \sum_{i=t-k+1}^t P_{ef_i} h_{t-i+1} \quad \text{para } t \geq k$$

onde:

Q_t : vazão de saída da bacia (m^3/s);

H : ordenadas do hidrograma unitário ($m^3/s/mm$);

P_{ef} : valores de precipitação efetiva no intervalo de tempo (mm);

K : número de ordenadas do hidrograma unitário, que pode ser obtido por

$k = n - m + 1$, onde m é o número de valores de precipitação e n é o número de valores de vazões do hidrograma.

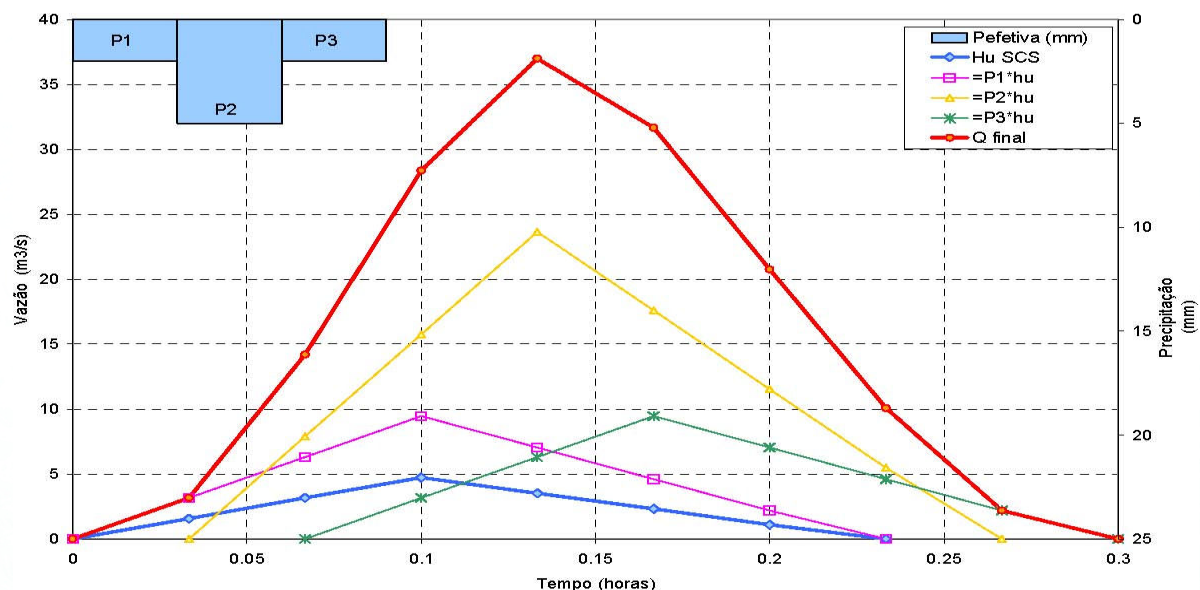


Figura 8.6 – Convolução do hidrograma unitário do SCS

A seguir, é apresentado um exemplo de aplicação deste modelo para o dimensionamento da macrodrenagem.

Exemplo 8.3 – Deseja-se fazer uma simulação precipitação-vazão, utilizando o modelo SCS. Para o exemplo será utilizada a sub-bacia (BD-29) do Plano de Drenagem da Zona Norte do Município de Juiz de Fora, cujo rio principal é o córrego Santa Cruz, cujos dados são os seguintes (vide Exemplo 8.1):

O período de retorno a ser adotado é de 2 anos.

Área: 6,37 km²

Comprimento da drenagem do córrego Santa Cruz: 1.120 m

Desnível: 103 m

Tempo de concentração: 7,25 minutos

CN: 80 (Anexo H)

Solução: Primeiramente, preenchem-se os modelos de procedimento de macrodrenagem “Determinação do CN e parâmetros para a precipitação de projeto”. Para a determinação do HU, utiliza-se o hidrograma triangular conforme o modelo de procedimento de projeto “Hidrograma Unitário triangular SCS”.

Modelo de procedimento de macrodrenagem	
Determinação do CN e parâmetros para a precipitação de projeto	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização: Sub-bacia BD-29 do córrego Santa Cruz	
1. Cenário 2. Área 3. Comprimento 4. Desnível 5. CN Valor do CN 6. Armazenamento e perdas iniciais $S = (25400/CN) - 254$ $I_a = 0,2S$ 7. Tempo de concentração (Anexo D) $tc = \frac{5,474 \cdot (n \cdot L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S^{0,4}}$ 8. Tempo de retorno 9. Duração da chuva e discretização Duração da chuva (recomendado = 2.tc) Discretização (recomendado = tc/5) 10. Número de intervalos de tempo $N_{int} = t/\Delta t$ 11. Curva IDF: $i = \frac{3000 \times T^{0,173}}{(t + 23,965)^{0,960}}$ 12. Reordenamento Assinale Sim ou Não se Sim, informar a posição do pico Sim ☒ Não ☐ se Sim 25% ☐ 50% ☒ 75% ☐	Atual $A = 6,37 \text{ km}^2$ $L = 1,12 \text{ km}$ $H = 103 \text{ m}$ $CN = 80$ $S = 63,50 \text{ mm}$ $I_a = 12,70 \text{ mm}$ $tc = 7,25 \text{ min}$ $Tr = 2 \text{ anos}$ $t = 14,50 \text{ min}$ $\Delta t = 2 \text{ min}$ $N_{int} = 7,25 \text{ intervalos}$ Adotado = 8 intervalos
Observações:	

Determinados os parâmetros para a determinação da vazão de projeto, determina-se a precipitação efetiva conforme é mostrado na planilha P1 – exemplo 8.3 a seguir. Todos os cálculos de precipitação estão em mm.

Planilha P1 – Exemplo 8.3

Nint	Δt (min)	Pacum IDF	Pdesagregada	Pprojeto	Pprojeto acum	P _{ef}	P _{ef} '
1	2	4,94	4,94	2,33	2,33	2,02	0,00
2	4	9,20	4,26	2,90	5,23	1,00	0,00
3	6	12,91	3,71	3,71	8,95	0,24	0,00
4	8	16,18	3,27	4,94	13,88	0,02	0,00
5	10	19,08	2,90	4,26	18,14	0,43	0,41
6	12	21,68	2,59	3,27	21,41	1,05	0,62
7	14	24,01	2,33	2,59	24,01	1,71	0,66
8	16	26,12	2,11	2,11	26,11	2,34	0,63

onde:

Col 1: item 9 do modelo de procedimento de macrodrenagem

Col 2: item 8 do modelo de procedimento de macrodrenagem

Col 3: precipitação obtida a partir da curva IDF para Juiz de Fora

Col 4: precipitação desagregada (Nint) = Pacum IDF(Nint) – Pacum IDF (Nint-1)

Col 5: precipitação reordenada segundo distribuição temporal escolhida no item 12

Col 6: Pprojeto acum (Nint) = Pprojeto(Nint-1) + Pprojeto (Nint)

Col 7: precipitação acumulada obtida da equação: $P_{ef} = (P - 0,2S)^2 / (P + 0,8S)$

Sempre que: $P \leq 0,2S$ $P_{ef}^* = 0$

Col 8: precipitação não acumulada e reordenada segundo o método dos blocos alternado (Capítulo 5 – Item 5.4.1 Método dos Blocos Alternados)

Modelo de procedimento de projeto

Hidrograma Unitário triangular SCS

Projetista:

Empresa:

Data:

Projeto:

Localização: Sub-bacia BD-29 do córrego Santa Cruz

1. Área

 $A = 6,37 \text{ km}^2$

2. Tempo de concentração (7,25 min. /60)

 $t_c = 0,12 \text{ h}$

3. Tempo de pico

 $t_p = 0,60 t_c$
 $t_p = 0,07 \text{ h}$

4. Intervalo de tempo em hora (2/60)

 $\Delta t = 0,03 \text{ h}$

5. Vazão máxima do HU - Triangular

 $t_m = \Delta t / 2 + t_p$
 $t_m = 0,09 \text{ h}$
 $Q_p = 0,208 \cdot A / t_m$
 $Q_p = 14,72 \text{ m}^3/\text{s}$

6. Tempo de recessão

 $t_r = 1,67 \cdot t_p$
 $t_r = 0,12 \text{ h}$

7. Tempo de base

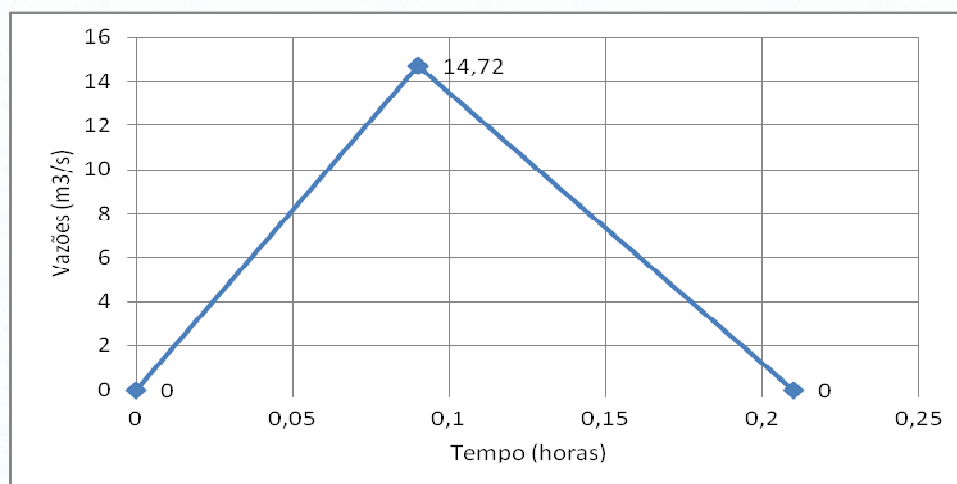
 $t_b = t_r + t_m$
 $t_b = 0,21 \text{ h}$
Observações: O HU do SCS é apresentado na figura 8.7


Figura 8.7 – Hidrograma Triangular unitário

Determinado o hidrograma unitário triangular, é necessário determinar o hidrograma gerado pela chuva de projeto considerada. O procedimento a ser executado a seguir é a convolução da chuva, para obter o hidrograma de escoamento direto.

Parâmetros para a convolução	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização: Sub-bacia BD-29 do córrego Santa Cruz	
1. Tempo de base 2. Intervalo de tempo 3. Número de ordenadas do hidrograma unitário $k = tb/\Delta t$ 4. Número de ordenadas da precipitação 5. Número de intervalos de tempo do hidrograma Número de ordenadas do hidrograma resultante calculado é $n = k + m - 1$ Os valores diferentes de zero de vazão são calculados até n	$tb = \frac{0,21}{0,03} \text{ h}$ $\Delta t = \frac{0,03}{0,03} \text{ h}$ $k = \frac{7}{7} = 1$ ordenada(s) adotado = 7 ordenada(s) = 8 ordenada(s) $n = \frac{14}{14}$ ordenada(s) n adotado = 14 ordenada(s)
Observações:	

Col1	Col2	Col3	Col4	Col5	Col6	Col7	Col8	Col9	Col10	Col11	Col12	Col13	Col14
Ordem t	t(min)	t(h)	HU SCS	Pef* (mm)	Q1= P1*hu	Q2= P2*hu	Q3= P3*hu	Q4= P4*hu	Q5= P5*hu	Q6= P6*hu	Q7= P7*hu	Q8= P8*hu	Q _{med}
1	0	0,00	0	0,00	0								0,00
2	2	0,03	4,91	0,00	0	0							0,00
3	4	0,07	11,50	0,00	0	0	0						0,00
4	6	0,10	13,43	0,00	0	0	0	0					0,00
5	8	0,13	9,81	0,41	0	0	0	0	0,00				0,00
6	10	0,17	4,90	0,62	0	0	0	0	2,05	0,00			2,05
7	12	0,20	1,23	0,66	0	0	0	0	4,92	3,10	0,00		8,02
8	14	0,23	0	0,63	0	0	0	0	5,49	7,44	3,30	0,00	16,23
9	16	0,27				0	0	0	3,86	8,31	7,92	3,15	23,24
10	18	0,30					0	0	1,99	5,84	8,84	7,56	24,23
11	20	0,33						0	0,47	3,01	6,22	8,44	18,14
12	22	0,37							0,00	0,71	3,20	5,93	9,84
13	24	0,40								0,00	0,75	3,06	3,81
14	26	0,43									0,00	0,72	0,72

#a partir deste intervalo de tempo trata-se da recessão do hidrograma

Onde:

Col. 1: número de ordenadas (item 5 – Modelo de procedimento de projeto Parâmetros para a convolução)

Col. 2: intervalo de tempo em minutos

Col. 3: intervalo de tempo em horas

Col. 4: valor das ordenadas do hu, obtido conforme:

- se $t < t_p$, $h_u = (Q_{pico} / t_m) * tempo$

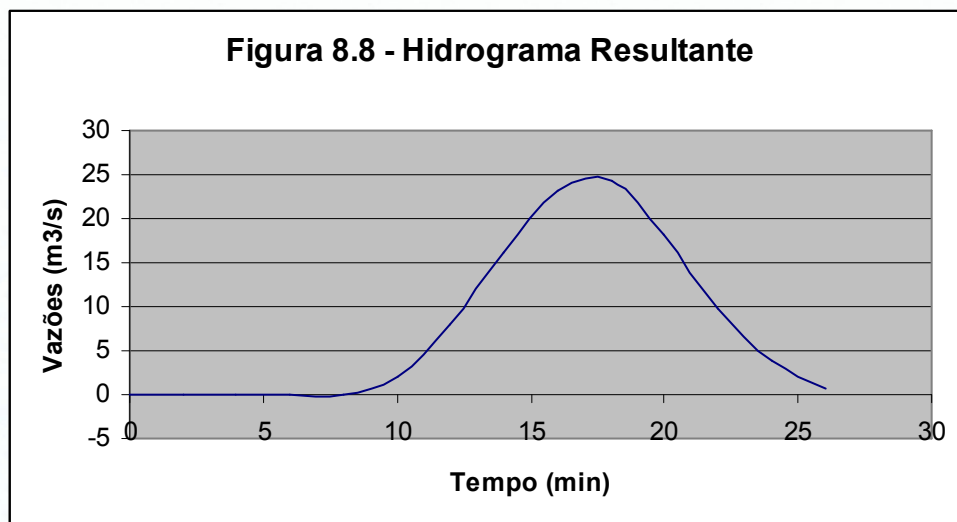
- se $t > t_p$, $h_u = [Q_{pico} * (t_b - tempo)] / (t_b - t_m)$

Col. 5: precipitação efetiva, determinada na Planilha P1 – exemplo 8.3

Col. 6: para o primeiro intervalo de tempo = $P_{ef}(1) * h_u(1)$; para o segundo intervalo de tempo = $P_{ef}(1) * h_u(2)$; assim por diante.

Col. 7 à Col. 13: calculado conforme a coluna 6.

Col. 14: somatório das vazões calculadas em cada linha da planilha.



8.2.2. Propagação em Canal ou Condutos

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, transladando 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 é definida a capacidade dos condutos, ou a primeira verificação da capacidade de escoamento no sistema de drenagem existente. O modelo deste tipo mais utilizado na prática é o de *Muskingun-Cunge*.

Modelo Hidrodinâmico: o modelo hidrodinâmico pode trabalhar à superfície livre ou considerar 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.

Os modelos de propagação e suas características são descritos a seguir:

➤ **Modelo Muskingun-Cunge**

O modelo Muskingun (Tucci, 1998) utiliza a equação da continuidade e a equação de armazenamento seguinte:

$$S = K.[X.I + (1 - X).Q] \quad (8.5)$$

Onde:

S = armazenamento

X = fator de ponderação das vazões

I = vazão de entrada

Q = vazão de saída no trecho

Derivando a equação 8.5 com relação ao tempo e substituindo na equação da continuidade, resulta em uma equação diferencial do modelo, cuja discretização por diferenças finitas (ABRH, 1993, pág. 465), resulta

$$Q_{t+1} = C_1 I_{t+1} + C_2 I_t + C_3 Q_t \quad (8.6)$$

Onde

$$C_1 = \frac{-KX + \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}}; \quad C_2 = \frac{KX + \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}}; \quad C_3 = \frac{K(1-X) - \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}}$$

Cunge (1969) estimou os parâmetros do modelo Muskingun utilizando considerações do termo de difusão numérico e real, obtendo

$$X = 0,5 \left(1 - \frac{Q_{ref}}{B \cdot So \cdot Cel \cdot \Delta x} \right) \quad (8.7)$$

onde:

B : base do canal;

So : declividade;

Δx : comprimento do trecho;

Q_{ref} : vazão de referência para determinação dos parâmetros (normalmente $2/3 Q_{m\acute{a}x}$);

Cel : celeridade da onda, determinada conforme a equação abaixo.

$$Cel = \frac{5}{3} \frac{So^{0,3} Q_{ref}^{0,4}}{n^{0,6} B^{0,4}} \quad (8.8)$$

onde n é a rugosidade de Manning.

O parâmetro X representa o peso da integração da vazão no espaço. Seu intervalo de variação é:

$$0 \leq X \leq 5,0 \quad (8.9)$$

O parâmetro K tem unidade de tempo e representa o tempo médio de deslocamento da onda entre montante e jusante do trecho, e é determinado segundo a equação

$$K = \frac{\Delta x}{Co} \quad (8.10)$$

A Figura 8.9 mostra a região válida dos parâmetros e a equação abaixo o intervalo

$$2X \leq \frac{\Delta t}{K} \leq 2(1 - X) \quad (8.11)$$

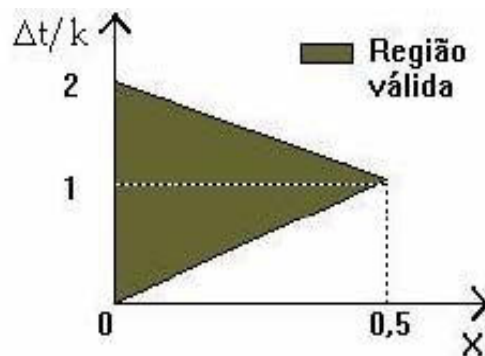


Figura 8.9 – Regiões de variação dos parâmetros

Jones (1981) demonstrou que a difusão numérica afeta a velocidade da onda ao mesmo tempo em que a atenua. Também analisou a solução numérica da equação de difusão, com base no esquema utilizado pelo método Muskingun, definindo os erros envolvidos na discretização. Na figura 8.10 são apresentados as isolíneas do erro numérico na atenuação e na velocidade para diferentes valores de X e $K/\Delta t$. Nesta figura, no intervalo de X entre 0,2 e 0,5 pode-se ajustar uma curva que atenua as duas funções dentro da margem de 2,5% de erro.

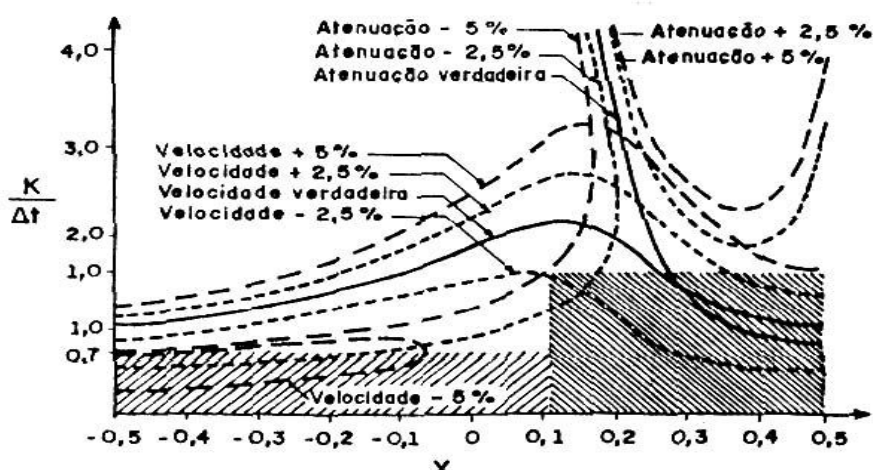


Figura 8.10 – Curvas de precisão numérica do Modelo Muskingun-Cunge

Observando a equação 8.6, os coeficiente $C1$ e $C3$ podem ficar negativos de acordo com os valores dos parâmetros. $C1$ 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 , sendo necessário, evitar vazões negativas, subdividir o trecho, o que reduzirá o valor de K para cada sub-trecho.

Quando $C3$ 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.

Recomenda-se que o modelo de Muskingun-Cunge seja utilizado somente quando seja cumprida a seguinte equação:

$$T \geq \frac{30}{S_o \cdot \sqrt{\frac{g}{h_o}}} \quad (8.12)$$

onde:

T : período da onda de cheia (corresponde ao tempo total do hidrograma a ser propagado);

S_o : declividade do canal;

g : aceleração da gravidade;

h_o : profundidade máxima do canal.

Caso não seja cumprida a equação 8.12, a propagação deverá ser realizada com um modelo de remanso ou hidrodinâmico.

Roteiro de cálculo

O roteiro de cálculo começa com a escolha do Δt e Δx de cálculo, no entanto, estes dependem das características dos trechos e dados disponíveis. Quando Δx é fixado em função dos dados (largura, declividade ou rugosidade), Δt é determinado procurando ficar dentro das faixas de precisão das curvas estabelecidas e $\Delta t \leq t_p/5$, onde t_p é o tempo de pico do hidrograma de entrada. Para um trecho de canal com condições físicas aproximadamente uniformes e sem dados históricos, a combinação das equações anteriores pode ser usada na discretização. Existem várias alternativas, a seguir apresentamos dois roteiros:

1) fixe $\Delta t = t_p/5$ ou outro valor que obedeça à condição $\Delta t \leq t_p/5$;

2) Δx é determinado por tentativa, iniciando com um valor obtido por

$$\Delta x_o = \frac{2,5Q_{ref}}{So.B.Cel} \quad (8.13)$$

- 3) valor de Q_{ref} deve ser adotado como 2/3 da vazão máxima do hidrograma de montante.
- 4) conhecido Δx é possível calcular X e K das expressões 8.7 e 8.10. Verifique se a precisão está dentro da faixa de 5%, caso contrário retorne ao item 2 e reavalie Δx , ou usar outro valor de Δt .
- 5) após determinados os valores de X e K dentro dos limites de aplicabilidade, determinar os valores dos ponderadores C_1 , C_2 e C_3 ;
- 6) realizar a propagação, com o cuidado de quando os dados não estiverem discretizados de acordo com o Δt calculado, deve-se interpolar os dados de vazão.

Exemplo 8.4 – Deseja-se fazer a propagação do hidrograma gerado no exemplo 8.3. Como é necessário dimensionar o canal, sabe-se de um levantamento topográfico que o canal deve ter no máximo 3,5m de largura, pois não existe espaço disponível para a implementação de uma seção maior. O comprimento total a ser canalizado é de 500m, com uma declividade de 1%.

Solução: Utilizando a equação de Manning, apresentada no capítulo 7, o canal foi dimensionado, considerando a restrição de largura apresentada no problema, e uma rugosidade de 0,020. As dimensões resultantes para o canal dimensionado para a vazão máxima 24,23m³/s do hidrograma foram 3,50 x 1,60m (base x altura).

Modelo de procedimento de dimensionamento de macrodrenagem	
Propagação em canal – Muskingun-Cunge	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização: Sub-bacia BD-29 do córrego Santa Cruz	
1. Comprimento do trecho 2. Base do canal 3. Altura do canal 4. Declividade 5. Rugosidade 6. Tempo de pico 7. Intervalo de tempo do hidrograma 8. Tempo total do hidrograma 9. Vazão máxima a ser propagada 10. Limite de aplicabilidade de Muskingun-Cunge $T = 30/S_0 \cdot \sqrt{g/h_0}$	Comp. = <u>500</u> m B = <u>3,50</u> m $h_0 = \underline{1,60}$ m $S_0 = \underline{0,01}$ m/m n = 0,020 $t_p = \underline{18,00}$ min $\Delta t_{\text{hidro.}} = \underline{2,00}$ min $T_{\text{total}} = \underline{26,00}$ min $Q_{\text{max}} = \underline{24,23}$ m ³ /s T = 26 min
Se $T \geq T_{\text{total}}$ prosseguir o preenchimento	
11. Vazão de referência $Q_{\text{ref}} = 2/3 \cdot Q_{\text{máx}}$ 12. Celeridade $Cel = (1,67 \cdot S_0^{0,3} \cdot Q_{\text{ref}}^{0,4}) / (n^{0,6} \cdot B^{0,4})$ 13. Estimativa de dx $dx = (2,5 \cdot Q_{\text{ref}}) / (S_0 \cdot B \cdot Cel)$ 14. Número de trechos $N_{\text{trecho}} = \text{Comp.} / dx = 3,51$ (fracionário) => 4 (inteiro) 15. Δx final dos trechos $\Delta x = \text{Comp.} / N_{\text{trecho util.}}$ 16. Valor do parâmetro K $K = \Delta x / Cel$ 17. Valor do parâmetro X $X = 0,5 \cdot [1 - (Q_{\text{ref}} / B \cdot S_0 \cdot Cel \cdot \Delta x)]$ 18. Determinação de Δt de cálculo $\Delta t = t_p / 5$ 19. Verificação da validade dos parâmetros $0 \leq X \leq 0,5$ Sim ☒ Não ☐ <i>Se for não deve-se adotar outro Δx, e voltar ao passo 15. Se for sim, fazer a verificação a baixo</i> $2X \leq \Delta t / K \leq 2(1-X)$ Sim ☒ Não ☐ <i>Se não deve-se adotar outro Δt e verificar novamente; pode-se adotar outro Δx e recomençar a partir de 16</i> Atende às condições de precisão numérica Sim ☒ Não ☐ <i>*consultar curvas de precisão (fig.8.9)</i> Se for não deve-se adotar outro Δt e verificar novamente Pode-se adotar outro Δx, e refazer os cálculos a partir de 16 20. Determinação dos ponderadores C1, C2 e C3 (Ver equações 8.6) Se C1 for negativo => reduzir Δx Se C3 for negativo => reduzir Δt Condição: $C1 + C2 + C3 = 1$	$Q_{\text{ref}} = 16,15$ m ³ /s Cel = 8,09 m/s dx = <u>142,59</u> m Ntrecho = <u>4</u> trechos Δx = <u>125</u> m K = <u>15,45</u> s X = <u>0,27</u> Δt = <u>22#</u> s Δt/K = <u>1,42</u> K/Δt = <u>0,70</u> C1 = 0,31 C2 = 0,68 C3 = 0,01
Observações: #Inicialmente havia sido utilizado o valor de $t_p/5 = 216$ s, mas teve que ser alterado posteriormente (item 19) para atender as condições de estabilidade.	

Determinados os parâmetros necessários, parte-se para a propagação com o modelo de Muskingun-Cunge. Conforme se pode verificar, o Δt do hidrograma de entrada no canal não é o mesmo que deve ser utilizado na propagação. Neste caso, deve-se fazer uma interpolação linear entre as vazões para preencher os valores desconhecidos no tempo. Abaixo é apresentada uma planilha (P3) com o procedimento final da propagação.

Col1 Tempo min	Col2 Tempo seg	Col3 Qent (m ³ /s)	Col4 Tempo seg	Col5 Qent (m ³ /s) discretizada	Col6 Qsaida (m ³ /s)
0	0	0	0	0	0
2	120	0	22	0	0
4	240	0	44	0	0
6	360	0	66	0	0
8	480	0	88	0	0
10	600	2,05	110	0	0
12	720	8,02	132	0	0
14	840	16,23	154	0	0
16	960	23,24	176	0	0
18	1080	24,23	198	0	0
20	1200	18,14	220	0	0
22	1320	9,84	242	0	0
24	1440	3,81	264	0	0
26	1680	0,72	286	0	0
			308	0	0
			330	0	0
			352	0	0
			374	0	0
			396	0	0
			418	0	0
			440	0	0
			462	0	0
			484	0,07	0,02
			506	0,44	0,18
			528	0,82	0,56
			550	1,20	0,94
			572	1,57	1,31
			594	1,95	1,69
			616	2,85	2,23
			638	3,94	3,18

Col1 Tempo min	Col2 Tempo seg	Col3 Qent (m3/s)	Col4 Tempo seg	Col5 Qent (m3/s) discretizada	Col6 Qsaida (m3/s)
			660	5,04	4,27
			682	6,13	5,37
			704	7,22	6,46
			726	8,43	7,59
			748	9,94	8,89
			770	11,44	10,39
			792	12,94	11,85
			814	14,45	13,40
			836	15,96	14,91
			858	17,28	16,35
			880	18,57	17,67
			902	19,85	18,96
			924	21,14	20,24
			946	22,42	21,53
			968	22,49	22,43
			990	23,49	22,80
			1012	23,67	23,54
			1034	23,85	23,72
			1056	24,03	23,90
			1078	24,21	24,08
			1100	23,22	23,90
			1122	22,10	22,88
			1144	20,98	21,76
			1166	19,87	20,64
			1188	19,16	19,66
			1210	17,45	18,63
			1232	15,93	16,99
			1254	14,41	15,46
			1276	12,88	13,95
			1298	11,36	12,42
			1320	9,84	10,90
			1342	8,73	9,52
			1364	7,63	8,40
			1386	6,52	7,30
			1408	5,42	6,18
			1430	4,31	3,75
			1452	3,50	4,05
			1474	2,93	3,33
			1496	2,37	2,76
			1518	1,80	2,20
			1540	1,24	1,63
			1560	0,72	1,03

Onde:

Col. 1: é o tempo em minutos do hidrograma de entrada, obtido do SCS;

Col. 2: é o tempo em segundos do hidrograma de entrada, para compatibilização com propagação;

Col. 3: é a vazão de entrada, obtida a partir do algoritmo do SCS;

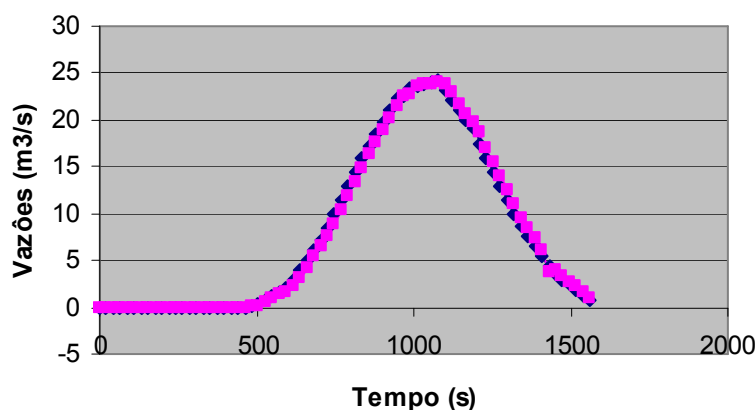
Col. 4: é o tempo em segundo que deve ser utilizado na propagação por Muskingun-Cunge;

Col. 5: é a vazão de entrada, agora discretizada no Δt necessário para a propagação de Muskingun-Cunge;

Col. 6: é a vazão de saída da propagação, conforme a equação $Q_{t+1} = C1I_{t+1} + C2I_t + C3Q_t$, onde C1, C2 e C3 são os ponderadores calculados no item 20 do Modelo de procedimento de dimensionamento de macrodrenagem - Propagação em canal - Muskingun-Cunge. I representa as vazões de entrada, e Q a vazão propagada.

O hidrograma resultante é apresentado na figura 8.11, onde a linha azul representa a vazão de entrada, e a linha vermelha representa a vazão de saída obtida com a propagação do hidrograma com Muskingun-Cunge.

Figura 8.11 - Hidrograma propagado com Muskingun-Cunge



Referências Bibliográficas

- ALVAREZ, C., SANCHEZ O., J. 1979. *Estudo Hidrológico da Urbanização da bacia do Arroio Dilúvio: relatório final*. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas - UFRGS.
- ARAÚJO, P.R. 2000. *Análise experimental da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução do escoamento superficial*, dissertação de mestrado do programa de pós-graduação em Engenharia de Recursos hídricos do IPH/UFRGS, 137p.
- ASCE, 1969. *Design and Construction of sanitary and storm sewers*. New York (Manuals and Reports of Engineering Practice, 37).
- ASCE, 1985. *Stormwater Detention Outlet Control Structures*. Task Comitee on the Design of Outlet Structures. American Society of Civil Engineers, New York.
- ASCE, 1992. *Design and construction of stormwater management systems*. The urban water resources research council of the American Society of Civil Engineers (ASCE) and the Water Environmental Federation. New York, NY.
- BEMFICA, D.C., 1999. *Análise da aplicabilidade de padrões de chuva de projeto a Porto Alegre*, dissertação de mestrado do programa de pós-graduação em Engenharia de Recursos hídricos do IPH/UFRGS, 160p.
- CAMPANA, N. A., TUCCI, C.E.M. 1994. Estimativa da área impermeável de macro-bacias urbanas. *Revista Brasileira de Engenharia*. Vol. 12. N 2. (Dez 1994). p 79 - 94.
- CAPUTO, Homero Pinto (1969). *Mecânica dos solos e suas aplicações*. vol. 1. 2.ed. Ao livro técnico. Rio de Janeiro
- CHOW, V. Te, 1959. *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill - Civil Engineering Series. 680p.
- CIRIA (1996). *Infiltration drainage - Manual of good practice*. Roger Bettis Bsc PhD MCIWEM. CIRIA Report 156
- CRUZ, M.A.S. 1998. *Controle do escoamento com detenção em lotes urbanos*, dissertação de mestrado do programa de pós-graduação em Engenharia de Recursos hídricos do IPH/UFRGS, 140p.
- CUNGE, J.A. 1969. On the Subject of Flood Propagation Computation Method (Muskingum 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.
- DEP/PMPA. 1992. *Caderno de Encargos*. Porto Alegre : Prefeitura Municipal.
- DIAZ, O.E.P. 1987. *Precipitação de Projeto e Regionalização de Hidrogramas Unitários para Bacias Urbanas Brasileiras*. Dissertação de mestrado do programa de pós-graduação em Engenharia de Recursos hídricos do IPH/UFRGS, 347f.

- FUJITA, S., 1984. Experimental Sewer Systems for Reduction of Urban Storm Runoff. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984, Göteborg, *Proceedings*. Göteborg: Chalmers University of Technology, 4v. v3., p. 1211-1220.
- FUJITA, S., 1993. Stormwater goes to ground as Japan chooses infiltration. *Water Quality International*. London, n.3, p. 18-19.
- GENZ, F., 1994. *Parâmetros para previsão e controle de cheias urbanas*, dissertação de mestrado do programa de pós-graduação em Engenharia de Recursos hídricos do IPH/UFRGS, 160p.
- GOLDENFUM, J.A., CAMANO SCHETTINI, E.B., SILVESTRINI, J.H. 1990. *Chuvas intensas em Porto Alegre determinação de curvas i-d-f*. Porto Alegre : Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS, 1990. 26 f.
- HOGLAND, W.; NIEMCZYNOWICZ, J., 1986. The unit Superstructure - A New Construction to prevent groundwater depletion. In: BUDAPEST SYMPOSIUM, 1986. *Conjunctive Water Use: Proceedings*. Wallingford: IAHS. 547p. 512-522 (International Association of Hydrological Sciences. Publication n. 156).
- HOLMSTRAND, O. 1984. Infiltration of Stormwater: research at Chalmers University of Technology. Results and examples of Application. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984, Göteborg. *proceedings*. Göteborg: chalmers University of Technology. 4v. v3, p1057-1066.
- JONES, S.B. 1981. Choice of space and time steps in the Muskingum-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.
- MENEGAT, R. (org.) , PORTO, M.L. , CARRARO, C.C., FERNANDES, L.A.D. 1998. *Atlas Ambiental de Porto Alegre*. Ed. Universidade/UFRGS. Porto Alegre, RS.
- NEVILLE, A. M. 1982. *Properties of Concret*. (Português). *Propriedades do Concreto*. São Paulo: PINI. XVI, 738p. IL.
- NEVES, Eurico Trindade (1979). *Curso de Hidráulica*. 6 ed. Globo. Porto Alegre - RS.
- PFAFSTETTER, O. 1957. Chuvas intensas no Brasil : relação entre precipitação, duração e frequência de chuvas em 98 postos com pluviógrafos . [Rio de Janeiro] : Dnocs, 1957. 419p.
- PORTO, Rodrigo de Melo (2001). *Hidráulica básica*. 2 ed. EESC USP. Projeto Reenge. São Carlos-SP.
- SANCHEZ, J. E., 2000. *Fundamentos de Hidrologia*. 2ª edição revisada e atualizada. 346p.
- SCHUELLER, T. 1987. *Controlling Urban Runoff : A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs*.
- SCS, 1957. *Engineering Handbook: section 4 Hydrology*. Washington: U.S. Department of Agriculture Supplement A.

- SCS, 1975. *Urban Hydrology for Small Watersheds*. Washington: U.S. Dept. Agr. (Technical Release, 55).
- SCS, 1986. *Hydrology nº 4 - Time of concentration*. NENTC Chester - Pennsylvania U.S. Dept. Agr. (Technical Note).
- SILVEIRA, A.L.L. 1996. Contribution a l'etude hydrologique d'un bassin semi-urbanise dans le bresil subtropical : bassin de l'arroio diluvio a Porto Alegre . Universite Montpellier II. Montpellier, Fr. Tese (Doutorado).
- SILVEIRA, A.L.L., 1997. Provável efeito urbano nas relações IDF das chuvas de Porto Alegre. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. Porto Alegre, RS. vol. 2, n. 2(jul./dez.1997), p. 93-107.
- SILVEIRA, 2000. Hidrologia urbana no Brasil. In: *Avaliação e controle da drenagem urbana*. Porto Alegre: Ed. Da Universidade. P. 511-525.
- SIMÕES LOPES, M.O., SANCHEZ, J.E.O. 1986. *Avaliação do impacto hidrológico causado pela urbanização de uma bacia*. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. vol. 1 e 2, ca.20 f.
- TASSI, R. 2002. *Efeito dos microrreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana*. Porto Alegre: UFRGS - Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 132f. Dissertação de Mestrado.
- 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. 1998. *Modelos Hidrológicos*. Ed. da Universidade/UFRGS/ABRH. Porto Alegre. 669p.
- URBONAS, B.; STAHLRE, P., 1993. *Stormwater Best Management Practices and Detetion*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey. 450p.
- UFV e COPASA. Equações de Chuvas Intensas no Estado de Minas Gerais. Belo Horizonte: Copasa/UFV, 2001. 65p.

ANEXOS

Anexo A

Projeto de Lei Municipal que regulamenta a Drenagem Urbana

Projeto de Lei n. _____

Dispõe sobre o controle da drenagem urbana no Município de Juiz de Fora.

A Câmara Municipal de Juiz de Fora aprova e eu sanciono a seguinte Lei:

Art. 1º Toda ocupação que resulte em superfície impermeável deverá possuir uma vazão máxima específica de saída para a rede pública de águas pluviais igual a $0,0266 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{ha})$.

§ 1º A vazão máxima de saída é calculada multiplicando-se a vazão específica pela área total do terreno.

§ 2º Serão consideradas áreas impermeáveis todas as superfícies que não permitam a infiltração da água para o subsolo.

§ 3º A água precipitada sobre o terreno não pode ser drenada diretamente para ruas, sarjetas e/ou redes de drenagem excetuando-se o previsto no § 4º deste artigo.

§ 4º As áreas de recuo frontal mantidas como áreas verdes poderão ser drenadas diretamente para o sistema de drenagem.

§ 5º Para terrenos com área igual ou inferior a 600 m^2 , com ocupação unifamiliar, a limitação de vazão referida no caput deste artigo poderá ser desconsiderada a critério do setor competente da Secretaria de Atividades Urbanas, mantida a taxa de impermeabilização máxima correspondente a 90% (noventa por cento) da área do terreno nos termos da Lei nº 6.910, de 1986.

Art. 2º Todo parcelamento do solo deverá prever na sua implantação o limite de vazão máxima específica disposta no art. 1º.

Art. 3º A comprovação da manutenção das condições de pré-ocupação no lote ou no parcelamento do solo deve ser apresentada à Secretaria de Atividades Urbanas.

§ 1º Para terrenos com área inferior a 100 (cem) hectares, quando o controle adotado pelo empreendedor for o reservatório, o volume necessário do reservatório deve ser determinado através da equação:

$$V = 523 \times AI$$

onde V é o volume do reservatório de detenção em m³ e AI é a área impermeável do terreno em hectares.

§ 2º O volume de reservação necessário para áreas superiores a 100 (cem) hectares deve ser determinado através de estudo hidrológico específico, com precipitação de projeto com probabilidade de ocorrência de 10% (dez por cento) em qualquer ano (Tempo de retorno = 10 (dez) anos).

§ 3º Poderá ser reduzida a quantidade de área a ser computada no cálculo referido no § 1º se for(em) aplicada(s) a(s) seguinte(s) ação(ões):

- a) aplicação de pavimentos permeáveis (blocos vazados com preenchimento de areia ou grama, asfalto poroso, concreto poroso) – reduzir em 50% (cinquenta por cento) a área que utiliza estes pavimentos;
- b) desconexão das calhas de telhado para superfícies permeáveis com drenagem – reduzir em 40% (quarenta por cento) a área de telhado drenada;
- c) desconexão das calhas de telhado para superfícies permeáveis sem drenagem – reduzir em 80% (oitenta por cento) a área de telhado drenada;
- d) aplicação de trincheiras de infiltração – reduzir em 80% (oitenta por cento) as áreas drenadas para as trincheiras.

§ 4º A aplicação das estruturas listadas no § 3º estará sujeita a autorização da Secretaria de Atividades Urbanas, após a devida avaliação das condições mínimas de infiltração do solo no

local de implantação do empreendimento, a serem declaradas e comprovadas pelo interessado.

§ 5º As regras de dimensionamento e construção para as estruturas listadas no § 3º bem como para os reservatórios deverão ser obtidas no Manual de Drenagem Urbana do Plano de Drenagem de Juiz de Fora.

Art. 4º Após a aprovação do projeto de drenagem pluvial da edificação ou do parcelamento por parte da Secretaria de Atividades Urbanas é vedada qualquer impermeabilização adicional de superfície.

Parágrafo Único. A impermeabilização poderá ser realizada se houver retenção do volume adicional gerado de acordo com a equação do § 1º do art. 3º.

Art. 5º - Os proprietários de edificações ou de parcelamentos do solo já instalados ou em instalação na data da publicação da presente Lei sem análise prévia do controle da drenagem urbana poderão, a critério da Secretaria de Atividades Urbanas, ser convocados para regularizar sua atividade em caráter corretivo, mediante a comprovação do efetivo controle da drenagem urbana.

Art. 6º - O diâmetro mínimo dos tubos utilizados nas redes de águas pluviais no Município de Juiz de Fora é de 50 (cinquenta) centímetros.

Art. 7º - A velocidade máxima da água nos tubos utilizados nas redes de águas pluviais no Município de Juiz de Fora é de 4,5 (quatro vírgula cinco décimos) metros.

Art. 8º - Os casos omissos na presente Lei deverão ser objeto de análise técnica da Secretaria de Atividades Urbanas.

Art. 9º - Esta Lei entra em vigor na data de sua publicação.

Anexo B

Curva Intensidade-Duração-Frequência de Juiz de Fora

Curva intensidade-duração-frequência de Juiz de Fora

$$i = \frac{3000 \times T^{0,173}}{(t + 23,965)^{0,960}} \quad \text{equação B.1}$$

onde:

i : intensidade da precipitação (mm/h);

T : período de retorno (anos);

t : duração da chuva (minutos).

Fonte: UFV e Copasa (2001)

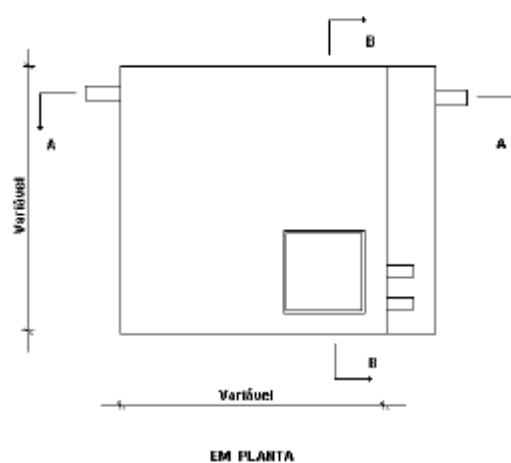
Anexo C

Exemplos de Reservatórios

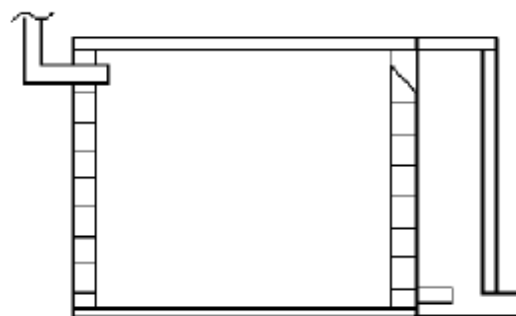
Exemplos de reservatórios para controle na fonte

Alguns dispositivos de reservação que podem ser utilizados para o controle na fonte são apresentados a seguir

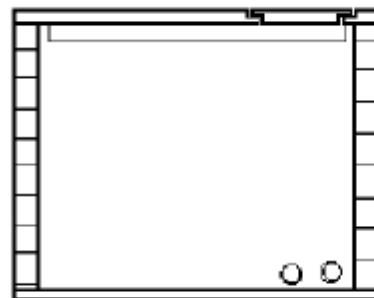
- *Detenção enterrada retangular (Cruz et al., 1998)*



alternativa de profundidade

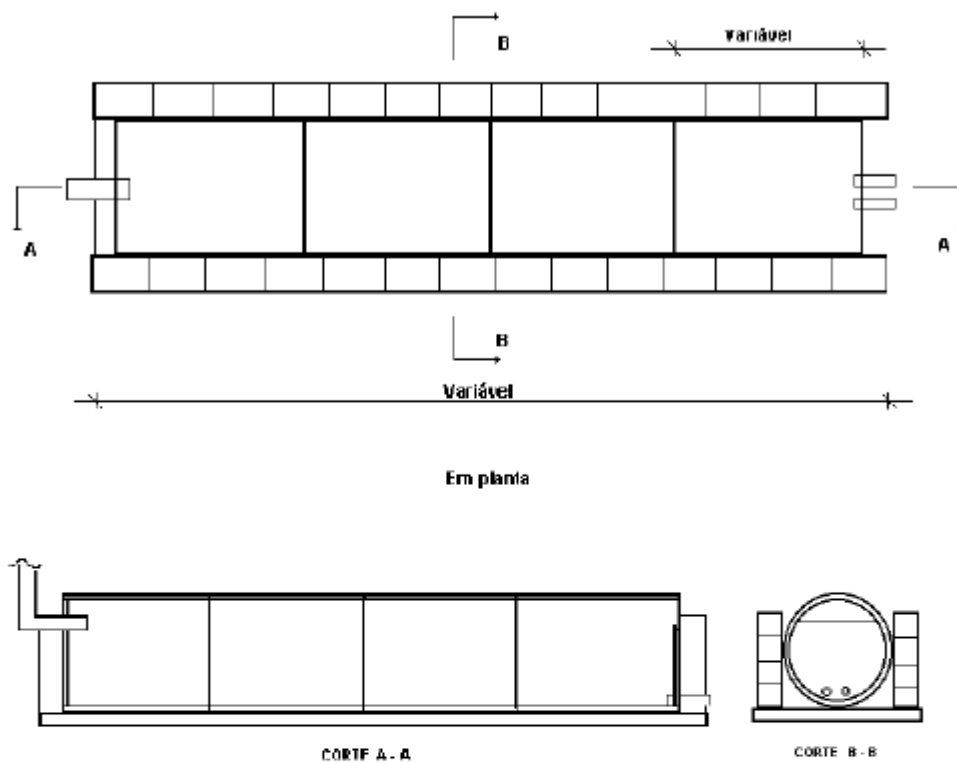


CORTE A - A

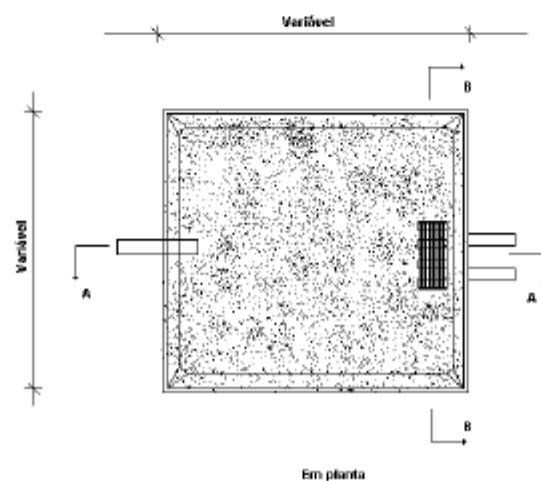


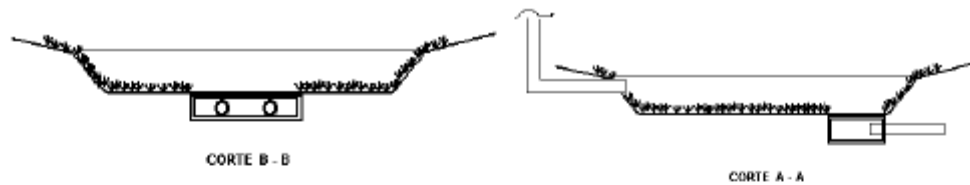
CORTE B - B

➤ *Detenção enterrada circular (Cruz et al., 1998)*

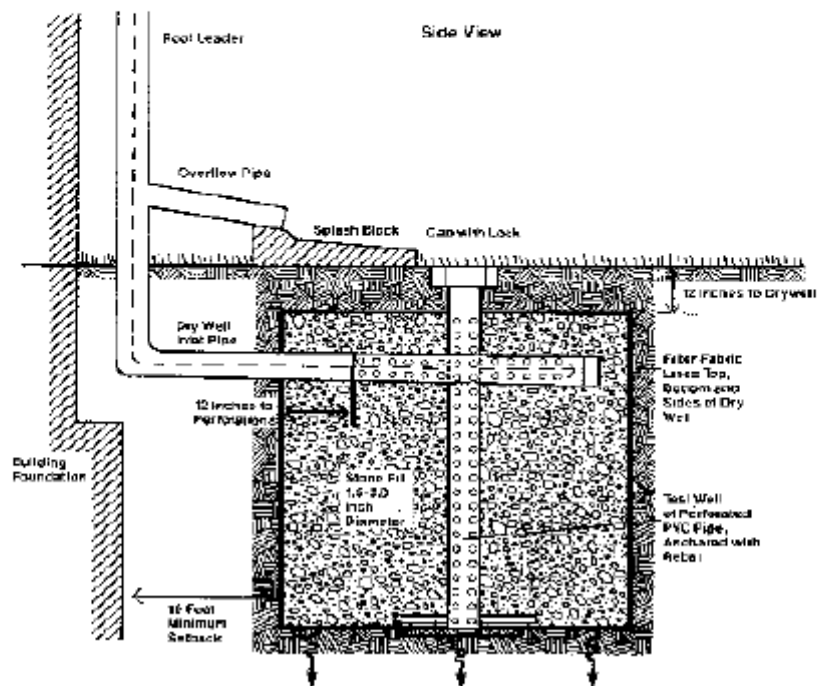


➤ *Detenção aberta (Cruz et al., 1998)*





➤ *Microrreservatório poroso enterrado (Schueler, 1987)*



Anexo D

Metodologia para Determinação do Tempo de Concentração

Metodologia para determinação do tempo de concentração

Para a determinação do tempo de concentração, recomenda-se a utilização da metodologia apresentada pelo Serviço de Conservação dos Solos (SCS, 1986). A metodologia utiliza dois tipos de equação, de acordo com a característica (escoamento superficial ou escoamento em canal) do local onde será feito o cálculo.

Ambas as metodologias são apresentadas em detalhe a seguir.

➤ *Escoamento Superficial*

Considera planos de escoamento, escoamentos em pequenos córregos não convergentes e superfícies irregulares. Como o escoamento sobre uma superfície tem pequena profundidade, o fator de atrito de Manning deve incluir os efeitos do impacto das gotas de chuva, canalização do escoamento em pequenos canais, obstáculos, e pedras, arraste sobre a superfície e erosão e transporte de sedimentos.

É importante notar que particularmente para superfícies não pavimentadas estes fatores de atrito são significativamente diferentes que os tradicionalmente utilizados em projetos de redes de drenagem.

Para estes tipos de superfície, utiliza-se uma formulação obtida a partir da solução da onda Cinemática-Manning. A equação é apresentada a seguir:

$$t_c = \frac{5,474(n.L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} . S^{0,4}} \quad \text{equação D.1}$$

onde:

t_c : tempo de concentração (minutos);

S : declividade (m/m);

n : coeficiente de rugosidade de Manning (conforme tabela D1);

L : comprimento do escoamento (m);

P_{24} : precipitação com 24 horas de duração (mm). A P_{24} é determinada para IDF correspondente ao local em estudo, considerando o tempo de retorno de projeto.

Tabela D1 – Coeficiente de rugosidade de Manning para escoamento superficial (SCS, 1986)

Descrição da superfície	Rugosidade (n)
Superfícies alisadas	
Concreto, asfalto, pedregulhos ou solo exposto	0,011
Solos sem cultivo	0,050
Solos cultivados	
Resíduos cobrem < 20	0,150
Resíduos cobrem > 20	0,240
Grama nativa, alfafa, etc.	0,410
Pastagens naturais	0,130
Florestas:	
Vegetação rasteira esparsa	0,400
Vegetação rasteira densa	0,800

➤ **Escoamento concentrado de pequena lâmina, canais e redes de drenagem**

O processo apresentado a seguir é utilizado para determinação do tempo de concentração nas seguintes situações:

- a lâmina de água passa a ser maior que o escoamento em um plano, convergindo para um sistema único, formando uma espécie de canal;
- rios e córregos;
- redes de drenagem.

O procedimento consiste na aplicação da equação D.2 (*Manning*).

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

onde:

V : velocidade do escoamento (m/s);

S : declividade do fundo (m/m);

n : coeficiente de rugosidade de Manning (consultar Tabela – AnexoF);

Rh : raio hidráulico (m), calculado conforme a equação:

$$Rh = \frac{A}{Pm} \quad \text{equação D.3}$$

onde:

A : é a área da seção transversal (m²);

Pm : é o perímetro molhado da seção transversal (m).

Determinada a velocidade do escoamento, determina-se o tempo de concentração através da equação D.4

$$tc = \frac{L}{V} \quad \text{equação D.4}$$

onde:

tc : tempo de concentração (segundos);

L : comprimento do trecho onde ocorre escoamento (m);

V : velocidade do escoamento (m/s).

Quando se tratarem de vários trechos de drenagem deve ser calculado um tc para cada trecho, e o tc total será dado pela soma dos tc individuais.

Exemplo D.1 – Determinar o tempo de concentração da sub-bacia da figura D.1 localizada na região de Juiz de Fora, que contribui para o sistema de macrodrenagem. O projeto em estudo é de macrodrenagem, portanto consideraremos que o tempo de retorno para o projeto é de 10 anos.

O comprimento médio da superfície de escoamento é de 1000 m, com uma declividade média de 0,05 m/m. A sub-bacia encontra-se em uma região urbanizada, portanto pode-se considerar que a superfície é um plano de escoamento com $n = 0,011$.

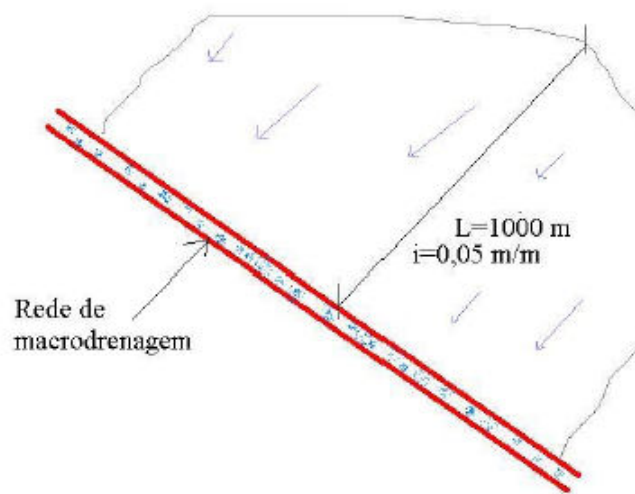


Figura D.1 - Croqui do exemplo D.1

Solução: Seleciona-se primeiramente a equação IDF de Juiz de Fora:

$$i = \frac{3000 \times T^{0,173}}{(t + 23,965)^{0,960}}$$

A partir da equação, determina-se a precipitação com 24 horas de duração (mm):

Tempo 24h (min)	TR macro	I(mm/h)	P ₂₄ (mm)
1440	10	4,09	98,16

Portanto, a P₂₄ para este projeto é 98,16 mm.

Substituindo na fórmula para o caçulo do tempo de concentração resulta:

$$t_c = \frac{5,474(0,011 \cdot 1000)^{0,8}}{98,16^{0,5} \cdot 0,05^{0,4}} = 12,47 \text{ min}$$

Exemplo D.2 – Na bacia da figura D.2 existem quatro tipos de condições escoamento, conforme Tabela D.2. Calcular o tempo de concentração de cada segmento, bem como o t_c total. Utilizar a equação IDF de Juiz de Fora para um TR de 10 anos.

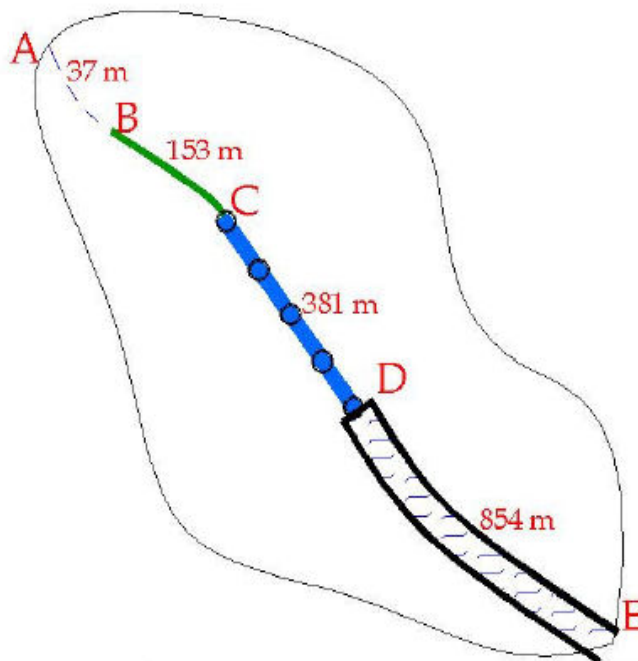


Figura D.2 – Croqui do exemplo D.2

Tabela D2 – Características dos segmentos do exemplo D.2

Segmento	Descrição	Declividade (m/m)	Comprimento (m)
A - B	Escoamento superficial (estacionamento concreto de um lote)	0,02	37
B - C	Escoamento em pequeno canal gramado (B=1m; H=0,1m; n=0,017)	0,06	153
C - D	Rede de microdrenagem $\phi=1m$ e $n=0,015$ (PVs, curvas, expansões, etc.)	0,018	381
D - E	Rede de macrodrenagem B=1,50m, H=1m, Z=1:1, n=0,019 (canal trapezoidal aberto)	0,0053	854

**as rugosidades para os trechos em canais estão apresentadas no Anexo F – Coeficientes de rugosidade de Manning para canais*

Solução:

A $P_{24} = 98,16$ mm já foi determinada no exemplo D.1 ($n = 0,011$)

- 1) Calcular o tempo de viagem do escoamento superficial do segmento A-B. Da Tabela D.1 obtemos para a superfície analisada $n = 0,011$, substituindo os valores em D.1 resulta:

$$t_c = \frac{5,474 \cdot (0,011 \times 37)^{0,8}}{98,16^{0,5} \times 0,02^{0,4}} = 1,29 \text{ min}$$

2) Calcular o tempo de viagem no seguimento B.C (n = 0,017)

$$Rh = \frac{1 \times 0,1}{(1 + 2 \times 0,1)} = 0,083m$$

$$V = \frac{(0,083)^{\frac{2}{3}} \times (0,06)^{\frac{1}{2}}}{0,017} = 2,74m/s$$

$$t_c = \frac{153}{2,74} = 19,3s = \frac{19,3}{60} = 0,32 \text{ min}$$

3) Calcular o tempo de viagem no seguimento C-D (n = 0,015)

$$Rh = \frac{(\pi \times 0,5^2)}{(2 \times \pi \times 0,5)} = 0,25m$$

$$V = \frac{(0,25)^{\frac{2}{3}} \times (0,018)^{\frac{1}{2}}}{0,015} = 3,55m/s$$

$$t_c = \frac{381}{3,55} = 107,3s = \frac{107,3}{60} = 1,79 \text{ min}$$

4) Calcular o tempo de viagem no seguimento D-E (n = 0,019)

$$Rh = \frac{(3,5 + 3) \times 1 \times 0,5}{(2 \times 1,41 + 1,5)} = 0,75m$$

$$V = \frac{(0,75)^{\frac{2}{3}} \times (0,0053)^{\frac{1}{2}}}{0,019} = 3,16m/s$$

$$t_c = \frac{854}{3,16} = 270s = \frac{270}{60} = 4,5 \text{ min}$$

Logo o tempo de concentração total é:

$$t_c = 1,29 + 0,32 + 1,79 + 4,50 = 7,90 \text{ minutos}$$

Anexo E

Relação Habitacional para Estimativa da Área Impermeável

Relações habitacionais para estimativa de área impermeável

A urbanização de uma área produz aumento das áreas impermeáveis e modificações no sistema de drenagem, produzindo maior volume de escoamento superficial e acréscimo de velocidade do escoamento. Nos projetos de drenagem urbana é necessário determinar a área impermeável e a velocidade do escoamento devido à nova urbanização.

Nos projetos de macrodrenagem, quando não é conhecida a ocupação futura da bacia à montante, também se desconhece a área impermeável; no entanto, é necessário estimá-la com base em elementos de planejamento urbano. No passado, os projetos de redes de drenagem eram realizados sem uma avaliação dos cenários futuros de ocupação urbana. Hoje em dia tornou-se evidente a necessidade do planejamento de qualquer ação, além da avaliação preventiva de futuros impactos.

Devido às características topográficas da cidade de Juiz de Fora, e à tendência da maioria das áreas urbanas, o crescimento demográfico tem ocorrido no sentido de jusante para montante das bacias hidrográficas. Considerando esta tendência, a população que ocupa a bacia mais recentemente produz impactos sobre a população mais antiga.

Portanto, devem ser considerados os dois cenários de urbanização da cidade:

➤ **Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Juiz de Fora (PDDU)**

O PDDU especifica para as diferentes áreas da cidade a densificação máxima prevista no referido Plano. A densidade é obtida em habitantes/hectare em função do tipo de ocupação prevista na região. Portanto, o horizonte temporal de planejamento considerado para o dimensionamento das redes de drenagem deve considerar todo o acréscimo de urbanização – impermeabilização permitida por lei.

➤ ***Evolução não controlada da ocupação da cidade***

Esta situação retrata uma cidade desenvolvendo-se informalmente, através do aparecimento de loteamentos clandestinos ou invasão de áreas públicas e privadas, alterando os condicionantes previstos, além da natural dinâmica urbana.

Neste anexo é apresentado um métodos de estimativa da área impermeável para bacias com área superior a 2 km² com base na densidade habitacional.

A área impermeável é entendida como a área que não permite infiltração da água precipitada sobre a mesma, fazendo com que o escoamento ocorra diretamente para a rede de drenagem pluvial. Existem áreas impermeáveis onde o volume precipitado escoar para áreas onde pode ser infiltrado, o que não caracterizam área impermeável para efeito de drenagem.

A área impermeável e a densidade habitacional foram relacionados por Campana e Tucci (1994) com base em dados das cidades de Curitiba, São Paulo e Porto Alegre. A determinação da área impermeável foi realizada através de imagens de satélites, e foi obtida a curva ajustada aos valores destas cidades, apresentada na figura E.1. A tabela E.1 permite a estimativa dos valores com maior facilidade. Esta relação foi obtida para as seguintes condições:

- Bacias com áreas acima de 2 km². Para áreas menores podem ocorrer muitas distorções;
- Áreas com predominância de ocupação residencial;

- Distribuição uniforme de ocupação uni e multifamiliar.

Obs.: Bacias com acentuado relevo e grandes áreas verdes poderão ocorrer distorções.

Para áreas menores que a mencionada é possível determinar a área impermeável diretamente. Para áreas industriais e comerciais a estimativa deve buscar identificar o tipo d ocupação e obter os valores de áreas impermeáveis por amostragem.

Tabela E.1 - Relação entre densidade habitacional e área impermeável

Densidade Urbana (hab/ha)	Área Impermeável (%)
0	0
10	3,5
20	7,9
30	13,0
40	18,3
50	24,2
60	30,4
70	36,9
80	43,1
90	49,0
100	53,3
110	57,2
120	60,4
150	64,2
200	65,2

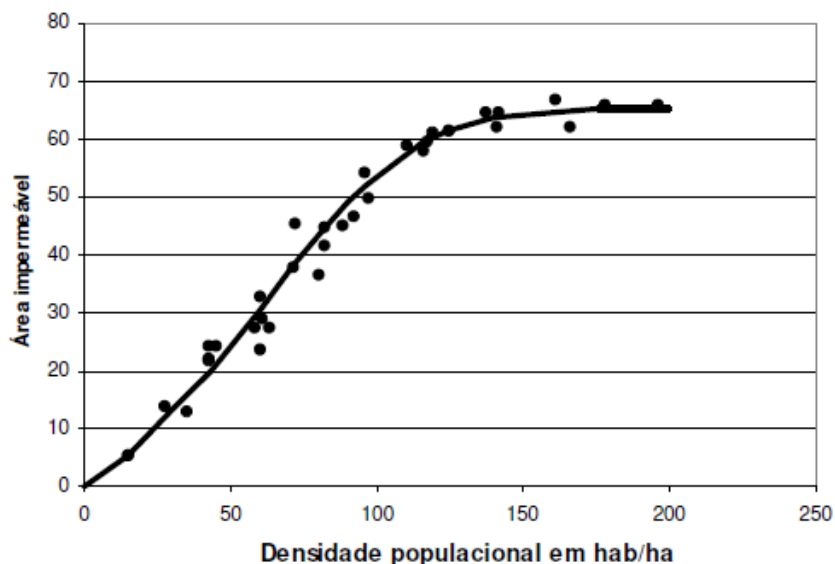


Figura E.1 – Relação entre áreas impermeáveis e densidade habitacional

Anexo F

Coeficientes de Rugosidade de Manning para Canais

Coeficientes de rugosidade de Manning para canais

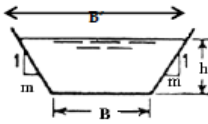
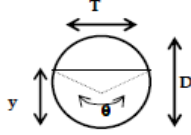
Tabela F1 - Coeficiente de rugosidade de Manning	
Características	n
Canais revestidos:	
Canais retilíneos com grama de até 15 cm de altura	0,30 - 0,40
Canais retilíneos com capins de até 30 cm de altura	0,30 - 0,060
Galerias de concreto:	
Pré-moldado com bom acabamento	0,011 - 0,014
Moldado no local 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 - 0,017
Pedras	0,017

Para outros tipos de materiais pode-se recorrer às tabelas e fotografias apresentadas por Chow (1959), no livro *Open-channel Hydraulics*.

Anexo G

Elementos Geométricos das Seções dos Canais

Elementos geométricos das seções dos canais

Características	Tabela G1 - Elementos geométrico das seções dos canais		
	Retangular	Trapezoidal	Circular
			
Área	$B \cdot h$	$(B + m \cdot h) \cdot h$	$\frac{1}{8} \cdot (\theta - \sin \theta) \cdot D^2$
Perímetro molhado	$B + 2 \cdot h$	$B + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{1}{2} \cdot \theta \cdot D$
Raio hidráulico	$\frac{B \cdot h}{B + 2 \cdot h}$	$\frac{(B + h \cdot m) \cdot h}{B + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right) \cdot D$

Para outros tipos de seção pode-se recorrer às tabelas apresentadas por Chow (1959), no livro *Open-channel Hydraulics*.

Anexo H

Curve Numbers (CNs)

Estabelecimento do CN conforme Tabela H.1 deste anexo.

A obtenção com uma boa precisão do CN é de fundamental importância, uma vez que tal parâmetro interfere sobremaneira no cálculo da precipitação efetiva que mantém relação altamente estreita com as flutuações do pico de vazão do Hidrograma da chuva, que se pretende analisar. Especificamente para o **exemplo 8.3** deste Manual de Drenagem concluiu-se que melhor alternativa é trabalhar com o **CN igual a 80**.

Sobre os indicadores mostrados na Tabela H.1: os indicadores são amparados em particularidades de diferentes tipos de solo e de suas condições hidrológicas. Segundo GENOVEZ (2001) citado em Paiva e Paiva (2001, pág. 55) o Método do Soil Conservation Service (SCS) divide os tipos de solo em quatro grades grupos hidrológicos. Distinguidos por A; B; C; e D, conforme se apresentam na Tabela H1. Para complementação das informações serão apresentados, conforme GENOVEZ (2001) a descrição de cada grupo:

Grupo A – com um potencial mínimo de escoamento e a com alta taxa de infiltração, incluindo os solos arenosos profundos com pouco silte e argila, além de caracterizarem como solos muito permeáveis.

Grupo B – a maior parte dos solos arenosos, menos profundos ou menos compactos do que o grupo A, porém com uma infiltração média superior e menos permeáveis do que o anterior.

Grupo C – os solos pouco profundos, que geram escoamento superficial acima da média e com infiltração inferior a média, com porcentagem considerável de argila.

Grupo D – solos pouco profundos, com infiltração muito baixa, gerando muito escoamento superficial, contendo mais argila.

Segundo se observa nas definições sobreditas, com relação ao método do SCS, o grupo hidrológico pode ser identificado pelas orientações inerentes ao tipo de solo e a sua capacidade de infiltração. Quanto mais criteriosa for a investigação sobre o tipo de solo e a sua capacidade de infiltração mais próximo da precisão se dá a estimativa do CN. Conforme já revelado sobre a relação do CN com o pico do Hidrograma da chuva vale replicar o que diz GENOVEZ (2010, pág. 58) sobre tal número: “quanto maior o valor do número da curva do escoamento superficial, maior a quantidade do escoamento superficial direto esperado de uma determinada chuva. Para CN = 100 corresponde que toda a precipitação escoar superficialmente”. Ainda no mesmo texto e página o autor recomenda que nas bacias hidrográficas que se reconhecem mais de um grupo hidrológico é preciso avaliar a porcentagem de cada grupo e obter o valor de CN por ponderação, onde as áreas correspondentes a cada grupo hidrológico de solo corresponderão aos pesos.

Adequações da **Metodologia do SCS** para o exemplo 8.3 deste Manual de Drenagem. Para se chegar o valor de CN foram tomados como referência os dados levantados no **Subproduto 3.2**, a saber:

1. Valor médio do Coeficiente de escoamento superficial **C = 0,46** obtido da **Tabela 5 do subproduto 3.2**. Este coeficiente representa a relação entre o volume escoado e o volume precipitado sobre a bacia. O valor de 0,46 para o coeficiente do escoamento superficial sinaliza, portanto, que a infiltração na Sub-bacia **BD29** ligeiramente se sobressai em relação aos volumes precipitados sobre esta. Ligeiramente porque o valor de 0,46 está muito próximo do valor 0,50 que representa um equilíbrio maior entre o valor escoado e o precipitado. Se tal número fosse igual a 0,50 indicaria, portanto, que metade da precipitação infiltra e metade escoar. Uma vez que não se dispôs de uma base de dados de solos consistentes, adotou-se como referencia a média dos valores particulares das condições hidrológicas inerentes aos solos tipo “A” e “B”.

2. Outro conjunto de dados importante no calculo do CN foi aquele referente a classe de uso do solo, que no caso da **Sub-bacia BD29**, que tem **6,37 km²** de área, apresenta a seguinte distribuição, conforme se contata na **Tabela 1 do subproduto 3.2**. A seguir, apresentam-se, em parênteses, tais distribuições de classes de uso em valores absolutos e

em porcentagem da área total: área de mata (**1,43Km² / 22,4%**); área de água (**0,01 km²/ 0,16%**); área urbana (**2,24 km²/ 35,2%**) área de pasto/solo exposto (**2,70 km² / 42,4%**).

3. Os valores das porcentagens das áreas apresentadas na Aline 2 foram utilizadas para o cálculo do CN conforme se apresenta no Quadro H1a e H1b.

Quadro H1a: cálculo do CN para solo com indicação hidrológica **tipo A**

Classe de uso do solo identificada na bacia	(1) (%) observada Na sub BD29	(2) Horizonte A	(3) CN
Asfalto com drenagem de águas pluviais	0,352	98	34,5
Pastagens ou terrenos em más condições	0,424	68	28,8
Bosques ou zonas florestais com cobertura ruim	0,224	45	10,1
CN=			73,4

Quadro H1b: cálculo do CN para solo com indicação hidrológica **tipo B**

Classe de uso do solo identificada na bacia	(1) (%) observada Na sub BD29	(2) Horizonte A	(3) CN
Asfalto com drenagem de águas pluviais	0,352	98	34,5
Pastagens ou terrenos em más condições	0,424	79	33,5
Bosques ou zonas florestais com cobertura ruim	0,224	66	14,8
CN=			82,8

4. O valor de CN igual a 80 corresponde a média dos valores do CN encontrados no Quadro H1a e no Quadro H1b **[(73,4+82,8) /2 = 78,1 $\cong$ 80]**.

5. Os valores das porcentagens de área de água não foram considerados no cálculo de CN.

Tabela H.1 - Valores de CN para bacias urbanas e suburbanas

Utilização ou cobertura do solo	A	B	C	D
Zonas cultivadas: sem conservação do solo	72	81	88	91
com conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições	68	79	86	89
Baldios em boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas florestais: cobertura ruim	45	66	77	83
Cobertura boa	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de				
com relva em mais de 75% da área	39	61	74	80
com relva de 50 a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e de escritórios	89	92	94	95
Zonas industriais	81	88	91	93
Zonas residenciais				
lotes de (m2) % média impermeável				
<500 65	77	85	90	92
1000 38	61	75	83	87
1300 30	57	72	81	86
2000 25	54	70	80	85
4000 20	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos,	98	98	98	98
Arruamentos e estradas:				
asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
paralelepípedos	76	85	89	91
Terra	72	82	87	89

Anexo I

Relações para Fator Hidráulico de Seções Circulares

Tabela II - Relações para Fator Hidráulico de seções circulares

FH de 0.001 a 0.080			FH de 0.081 a 0.250			FH de 0.251 a 0.333		
FH	RH/D	h/D	FH	RH/D	h/D	FH	RH/D	h/D
0.0001	0.0066	0.01	0.0820	0.1935	0.35	0.2511	0.2933	0.68
0.0002	0.0132	0.02	0.0864	0.1978	0.36	0.2560	0.2948	0.69
0.0005	0.0197	0.03	0.0910	0.2020	0.37	0.2610	0.2962	0.70
0.0009	0.0262	0.04	0.0956	0.2062	0.38	0.2658	0.2975	0.71
0.0015	0.0326	0.05	0.1003	0.2102	0.39	0.2705	0.2988	0.72
0.0022	0.0389	0.06	0.1050	0.2142	0.40	0.2752	0.2998	0.73
0.0031	0.0451	0.07	0.1099	0.2182	0.41	0.2798	0.3008	0.74
0.0041	0.0513	0.08	0.1148	0.2220	0.42	0.2842	0.3017	0.75
0.0052	0.0575	0.09	0.1197	0.2258	0.43	0.2886	0.3024	0.76
0.0065	0.0635	0.10	0.1248	0.2295	0.44	0.2928	0.3031	0.77
0.0080	0.0695	0.11	0.1298	0.2331	0.45	0.2969	0.3036	0.78
0.0095	0.0755	0.12	0.1350	0.2366	0.46	0.3009	0.3040	0.79
0.0113	0.0813	0.13	0.1401	0.2401	0.47	0.3047	0.3042	0.80
0.0131	0.0871	0.14	0.1453	0.2435	0.48	0.3083	0.3043	0.81
0.0152	0.0929	0.15	0.1506	0.2468	0.49	0.3118	0.3043	0.82
0.0173	0.0986	0.16	0.1558	0.2500	0.50	0.3151	0.3041	0.83
0.0196	0.1042	0.17	0.1612	0.2531	0.51	0.3183	0.3038	0.84
0.0220	0.1097	0.18	0.1665	0.2562	0.52	0.3212	0.3033	0.85
0.0246	0.1152	0.19	0.1718	0.2592	0.53	0.3239	0.3026	0.86
0.0273	0.1206	0.20	0.1772	0.2621	0.54	0.3264	0.3018	0.87
0.0301	0.1259	0.21	0.1826	0.2649	0.55	0.3286	0.3007	0.88
0.0331	0.1312	0.22	0.1879	0.2676	0.56	0.3305	0.2995	0.89
0.0362	0.1364	0.23	0.1933	0.2703	0.57	0.3322	0.2980	0.90
0.0394	0.1416	0.24	0.1987	0.2728	0.58	0.3335	0.2963	0.91
0.0427	0.1466	0.25	0.2041	0.2753	0.59	0.3345	0.2944	0.92
0.0461	0.1516	0.26	0.2094	0.2776	0.60	0.3351	0.2921	0.93
0.0497	0.1566	0.27	0.2147	0.2799	0.61	0.3353	0.2895	0.94
0.0534	0.1614	0.28	0.2200	0.2821	0.62	0.3349	0.2865	0.95
0.0572	0.1662	0.29	0.2253	0.2842	0.63	0.3339	0.2829	0.96
0.0610	0.1709	0.30	0.2306	0.2862	0.64	0.3222	0.2787	0.97
0.0650	0.1756	0.31	0.2388	0.2882	0.65	0.3294	0.2735	0.98
0.0691	0.1802	0.32	0.2409	0.2899	0.66	0.3248	0.2666	0.99
0.0733	0.1847	0.33	0.2460	0.2917	0.67	0.3117	0.2500	1.00
0.0776	0.1891	0.34						

Anexo J

Perdas de Carga Localizadas

Perdas de carga localizadas

Nas equações apresentadas a seguir os subíndices **a** e **b** denotam a seção de **montante** e **jusante**, respectivamente.

➤ Perdas por expansão dos condutos

Expansões em um sistema de drenagem resultarão em uma ação de corte entre a alta velocidade de entrada do jato e a borda circundante. Como resultado, muita energia cinética é dissipada pelos redemoinhos correntes e turbulentos. Esta perda pode ser expressado por

$$H_e = K_e \cdot \frac{V_a^2}{2g} \left[1 - \left(\frac{A_a}{A_b} \right)^2 \right]^2 \quad \text{equação J.1}$$

onde:

A: a área da seção transversal (m²);

K_e: coeficiente de perda de carga por expansão;

V: velocidade do escoamento (m/s).

O valor de K_e é aproximadamente 1,0 para o caso de uma expansão brusca e 0,2 para uma expansão com transição suave. Na figura J.1 é apresentado um esquema de expansão em condutos, e na tabela J.1 encontram-se os coeficientes de perda de carga por expansão.

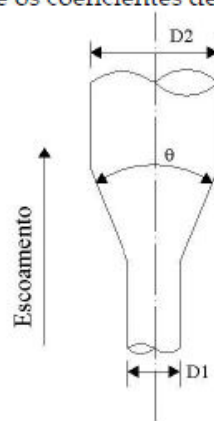


Figura J.1 – Esquema de expansão em condutos

Tabela 1.1 – Coeficiente de perda de carga por expansão

θ	K _e	
	* D ₂ /D ₁ =3	* D ₂ /D ₁ =1,5
10	0,17	0,17
20	0,40	0,40
45	0,86	1,06
60	1,02	1,21
90	1,06	1,14
120	1,04	1,07
180	1,00	1,00

* para valores de D₂/D₁ entre 3 e 1,5 usar interpolação;

* se $D_2/D_1 > 3$ considerar $D_2/D_1 = 3$;

* se $D_2/D_1 < 1,5$ considerar $D_2/D_1 = 1,5$

➤ Perdas por contração dos condutos

As perdas devido à contração (figura J.2) podem ser obtidas segundo a equação abaixo

$$H_c = K_c \cdot \frac{V_b^2}{2g} \left[1 - \left(\frac{A_b}{A_a} \right)^2 \right]^2 \quad \text{equação J.2}$$

onde:

A: a área da seção transversal (m^2);

K_c : coeficiente de perda de carga por contração (conforme Tabela J.2);

V: velocidade do escoamento (m/s).

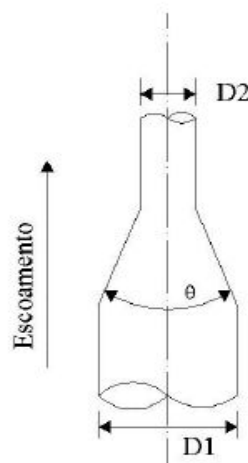


Figura J.2 – Esquema de contração na rede de drenagem

Na tabela J.2 são apresentados os coeficientes de perda de carga por contração, considerando a relação entre áreas das seções transversais.

Tabela J.2 – Coeficiente de perda de carga por contração

D_2/D_1	K_c
0	0,50
0,4	0,40
0,6	0,30
0,8	0,10
1,0	0,00

➤ Perdas devido a curvas

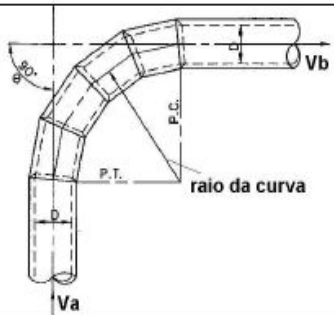
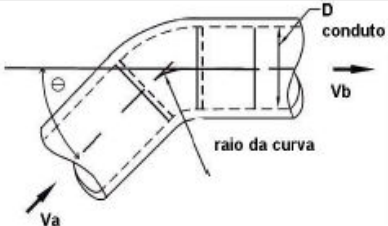
As perdas de carga causadas por curvas pode ser expressa pela relação

$$H_g = K_g \cdot \frac{V_b^2}{2g} \quad \text{equação J.3}$$

onde:

K_g : coeficiente de perdas devido a curvas (conforme tabela J.3).

Tabela J. 3 – Coeficiente de perda de carga devido a curvas

1. Curvas com raios grandes		
θ	K_s	
90°	0,25	
60°	0,20	
45°	0,18	
30°	0,14	
2. Curvas com raio igual ao D do conduto		
θ	K_s	
90°	0,50	
60°	0,43	
45°	0,35	
30°	0,25	

Obs: a perda de carga é aplicada na entrada da curva

➤ Perdas devido a junções e poços-de-visita

Uma junção ocorre quando um ou mais braços do sistema de drenagem entra no sistema principal, usualmente sendo conectada através de um poço-de-visita. A perda de carga para um sistema passando em um poço-de-visita (PV) ou até a entrada na rede de drenagem é calculada pela equação J.4. A perda de carga devido ao impacto das junções é calculada conforme a equação J.5.

$$H_{pv} = K_{pv} \cdot \frac{V_b^2}{2g} \quad \text{equação J.4}$$

$$H_j = \frac{V_b^2}{2g} - K_j \cdot \frac{V_a^2}{2g} \quad \text{equação J.5}$$

onde:

A: a área da seção transversal (m²);

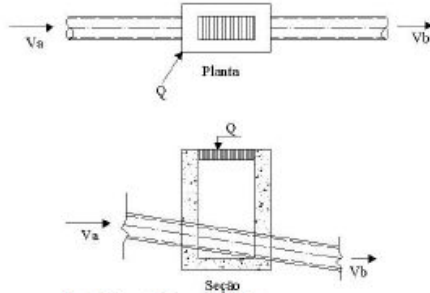
K_j : coeficiente de perda de carga devido a junções;

K_{pv} : coeficiente de perda de carga devido ao PV;

V: velocidade do escoamento (m/s).

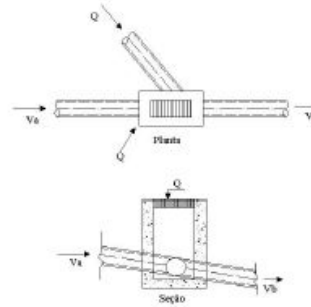
Na figura J.3 são apresentados os coeficiente K_j e K_{pv} para algumas situações comuns de junções e poços-de-visita.

1. Conduto entrando em passagem ou PV no sistema principal



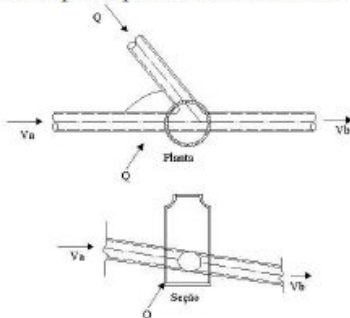
Usar equação J.4 - ($K_{pv} = 0,05$)

2. Conduto entrando em passagem no sistema principal com ramo lateral



Usar equação J.5 - ($K_j = 0,25$)

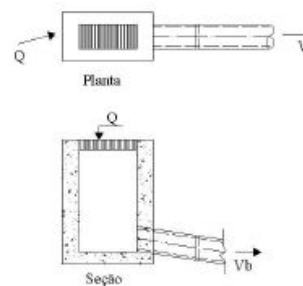
3. PV na linha principal com ramo lateral



Usar equação J.5 - (K_j - ver tabela J.4)

Obs: Se não há contribuição lateral considerar item 1.

4. Passagem pela linha principal ou PV no início do sistema



Usar equação J.4 - ($K_{pv} = 1,25$)

Figura J.3 - Coeficientes de perdas em junções e poços-de-visita

Tabela J.4 - Coeficiente de perda de carga por junções

θ	K_j
0,5 - 22	0,75
45	0,50
60	0,35
90	0,25

Anexo K

Equações para a Determinação da Profundidade Normal

Equações para determinação da profundidade normal

Profundidade normal é a profundidade de escoamento da água em determinado canal.

A profundidade normal é uma função da vazão, tamanho e forma do canal, declividade, e resistência por atrito ao escoamento. Para determinar a profundidade normal, pode-se utilizar as equações apresentadas a seguir, derivadas da equação de Manning para diferentes formas de canais.

Existem ainda as situações onde a profundidade normal está especificada no projeto do sistema de drenagem, não havendo portanto a necessidade da utilização das equações citadas abaixo para a determinação da mesma.

➤ Canal retangular:

$$h_{i+1} = \left(\frac{nQ}{\sqrt{S}} \right)^{0,6} \cdot \left[\frac{B + 2h_i}{B} \right]^{0,4} \quad \text{equação K.1}$$

onde:

B : base do retângulo (m);

n : rugosidade de Manning (consultar anexo F);

Q : vazão (m³/s);

S : declividade do canal (m/m);

h_i : estimativa inicial da profundidade normal (m);

h_{i+1} : altura normal resultante da estimativa inicial (m).

A equação K.1 é recursiva, portanto o valor da profundidade normal é obtido por tentativas, até que h_{i+1} seja igual a h_i .

➤ Canal circular:

$$h_i = \frac{D}{2} \cdot \left[1 - \cos \left(\frac{\theta_i}{2} \right) \right] \quad \text{equação K.2}$$

onde:

D : diâmetro do tubo (m);

θ : ângulo em radianos, formado no interior da seção (figura K.1). O valor de θ é determinado a partir da equação recursiva K.3.

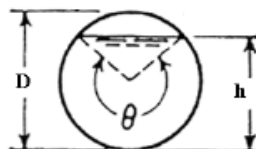


Figura K.1 - Determinação do ângulo θ

$$\theta_{i+1} = \sin \theta_i + 6,06 \cdot \left(\frac{nQ}{\sqrt{S}} \right)^{0,6} \cdot D^{-1,6} \cdot \theta_i^{0,4} \quad \text{equação K.3}$$

onde:

D : diâmetro do tubo (m);

n : rugosidade de Manning (consultar anexo F);

Q : vazão (m^3/s);

S : declividade do canal (m/m);

θ : estimativa inicial do ângulo (rad);

θ_{i+1} : ângulo resultante da estimativa inicial (rad).

A estimativa do ângulo θ a ser utilizado na equação K.2, é feita por tentativas, com a equação K.3, onde arbitra-se um valor inicial de θ e calcula-se θ_{i+1} ; o valor encontrado de θ_{i+1} será o novo valor de θ no cálculo seguinte; o processo termina quando $\theta_{i+1} = \theta_i$.

➤ *Canal trapezoidal:*

$$h_{i+1} = \left(\frac{nQ}{\sqrt{S}} \right)^{0,6} \cdot \left[\frac{B + (2h_i \sqrt{1+m^2})}{B + m h_i} \right]^{0,4} \quad \text{equação K.4}$$

onde:

B : base do trapézio (m);

n : rugosidade de Manning (consultar anexo F);

Q : vazão (m^3/s);

S : declividade do canal (m/m);

m : relação horizontal do talude (1:m), conforme figura K.2;

h_i : estimativa inicial da profundidade normal (m);

h_{i+1} : altura normal resultante da estimativa inicial (m).

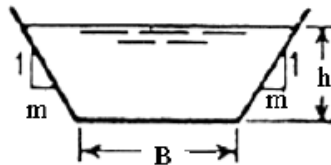


Figura K.2 - Determinação do fator m

Assim como as equações K.1 e K.3, a equação K.4 também é recursiva, portanto o valor da profundidade normal é obtido por tentativas, até que h_{i+1} seja igual a h_i .

Anexo L

Modelos de Procedimento de Projeto

Modelo de procedimento de projeto	
Verificação preliminar da aplicabilidade para estruturas somente de infiltração - parte 1	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
<i>Obs.: cada item possui um fator parcial f, que assume o valor correspondente à alternativa assinalada</i>	
1. Profundidade (Prof) do lençol freático no período chuvoso abaixo da superfície Menor que 1,20 m (Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não): Sim ☐ $f1 = 0$ Não ☐ $f1 = 1$	Prof = _____ m
2. Camada impermeável da superfície infiltrante 1,20 m ou menos (assinale Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não): Sim ☐ $f2 = 0$ Não ☐ $f2 = 1$	Prof = _____ m
3. A superfície infiltrante está preenchida (assinale Sim ou Não): Sim ☐ Não ☐ $f3 = 1$ Preenchimento com areia ou cascalho limpos (caso a anterior seja Sim) Sim ☐ $f3 = 1$ Não ☐ $f3 = 0$	
4. Solos das duas camadas é do tipo D, do SCS (assinale Sim ou Não): ou a taxa de infiltração saturada é menor que 7,60 mm/h Sim ☐ $f4 = 0$ Não ☐ $f4 = 1$	
5. Fator f global $f = f1 \cdot f2 \cdot f3 \cdot f4$	$f =$
5. Conclusão Se $f = 1$, marcar a opção passar para a parte 2 Se $f = 0$, marcar a opção não passar para a parte 2 Passar para parte 2 ☐ Não passar para parte 2 ☐	
Observações:	

Modelo de procedimento de projeto	
Verificação preliminar da aplicabilidade para estruturas somente de percolação - parte 1	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
<i>Obs.: cada item possui um fator parcial f, que assume o valor correspondente à alternativa assinalada</i>	
1. Profundidade (Prof) do lençol freático no período chuvoso abaixo do fundo Menor que 1,20 m (Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não): Sim ☐ f1 = 0 Não ☐ f1 = 1 Prof = _____ m	
2. Camada impermeável do fundo do leito de percolação 1,20 m ou menos (assinale Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não): Sim ☐ f2 = 0 Não ☐ f2 = 1 Prof = _____ m	
3. O leito de percolação está preenchido (Sim ou Não): Sim ☐ Não ☐ f3 = 1 Preenchimento com areia ou cascalho limpos (caso a anterior seja Sim) Sim ☐ f3 = 1 Não ☐ f3 = 0	
4. Solos das duas camadas é do tipo C ou D, do SCS (Sim ou Não): Ou a condutividade hidráulica saturada é menor que $2 \cdot 10^{-5}$ m/s Sim ☐ f4 = 0 Não ☐ f4 = 1	
5. Fator f global $f = f1 \cdot f2 \cdot f3 \cdot f4$	f = _____
5. Conclusão Se f = 1, marcar a opção passar para a parte 2 Se f = 0, marcar a opção não passar para a parte 2 Passar para parte 2 ☐ Não passar para parte 2 ☐	
Observações:	

Modelo de preenchimento de projeto					
Verificação preliminar da aplicabilidade de estruturas de infiltração ou percolação – parte 2					
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:					
1. Área disponível para infiltração 2. Área impermeável Consultando a Tabela 6.3 verifica-se que $A_{IMP} \leq A_{INF} \leq 2A_{IMP}$ 3. Solo superficial Grossoiro com baixa taxa de material orgânico (7 pontos) Solo com taxas de matéria orgânica intermediária (5 pontos) Granulado fino com alta taxa de material orgânico (0 pontos)			$A_{INF} = \underline{\hspace{1cm}} m^2$ $A_{IMP} = \underline{\hspace{1cm}} m^2$ _____ Pontos		
4. Subsuperficial Mais grosseiro que o da superfície (mesmo número de pontos daquele do solo de superfície, item 2) Mais granulados finos Cascalho ou areia (7 pontos) Areia siltosa ou lemo (5 pontos) Silte fino ou argila (0 pontos)			_____ Pontos		
5. Declividade da superfície de infiltração $S < 7\%$ (5 pontos) $7 \leq S \leq 20\%$ (3 pontos) $S > 20\%$			_____ Pontos		
6. Cobertura vegetal Cobertura vegetal natural, saudável (5 pontos) Gramado bem estabelecido (3 pontos) Gramado novo (0 pontos) Sem vegetação – solo nu (-5 pontos)			_____ Pontos		
7. Grau de tráfego na superfície de infiltração Pouco tráfego de pedestres (5 pontos) Tráfego de pedestres médio (parque, gramado) (3 pontos) Muito tráfego de pedestres (campo esportivo) (0 pontos)			_____ Pontos _____ Pontos		
8. Total de pontos					
9. Conclusão Se Total de pontos < 20 , o local não deve ser utilizado para infiltração $20 \leq$ Total de pontos ≤ 30 , o local pode ser propício Se Total de pontos > 30 , o local é excelente para infiltração O local não deve ser utilizado para infiltração O local pode ser propício O local é excelente para infiltração			_____ Pontos _____ Pontos _____ Pontos		
Observações:					

Modelo de procedimento de projeto Obtenção da profundidade máxima para pavimentos permeáveis e mantas de infiltração				
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:				
1. Coeficiente de infiltração (Q) Aplicando o fator de segurança da Tabela 6.8 – Fator de Segurança (FS) $Q \text{ de projeto} = Q/FS$ Justificativa para FS: área que 1000 m ² para estacionamento 2. Porosidade 3. Razão de drenagem Dispositivo escolhido: Pavimento Permeável Se o dispositivo escolhido for pavimento permeável $R = 1$ e não é necessário a razão a seguir Área a ser drenada Área base de infiltração $R = A/A_b$ 4. Cálculo de $h_{\max}$ (Para pavimentos permeáveis, no mínimo $h_{\max} = 0.15 \text{ m}$) Se o dispositivo escolhido for pavimento permeável $h_{\max}$ deve ter no mínimo 0,15 m <u>Cálculos para durações (t) e intensidade (I):</u> A partir da planilha anteriormente preenchida: Modelo de procedimento de projeto “Dados para o dimensionamento de sistema de infiltração/percolação” transformar intensidade da chuva (I) para m/h e o tempo (t) para hora e calcular $h_{\max}$, utilizando a expressão $h_{\max} = (t/\varphi) \cdot (R \cdot I - Q)$. Para pavimento permeável $h_{\max} = (t/\varphi) \cdot (I - Q)$. Selecionar o maior valor de $h_{\max}$ calculado Máximo valor de A_b 5. Tempo de esvaziamento completo (deve ser menor que 12 h) $t_{\text{esv}} = \varphi \cdot h_{\max} / Q$		$Q = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m/h}$ $FS = \underline{\hspace{2cm}}$ $Q = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m/h}$ $\varphi = \underline{\hspace{2cm}} \%$ $A = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m}^2$ $A_b = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m}^2$ $R = \underline{\hspace{2cm}}$		
		I(m/h)	t(h)	$h_{\max}(\text{m})$
		$h_{\max} =$		m
		$T_{\text{esv}} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ m}$		
Observações:				

Modelo de procedimento de projeto Dados para o dimensionamento para sistemas de infiltração/percolação	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
1. Coeficiente de infiltração (q) Solo (marcar a opção): Cascalho (10 – 1000 mm/h) Areia (0,1 – 100 mm/h) Areia lemosa (0,01 – 1 mm/h) Lemo arenoso (0,05 – 0,50 mm/h) Lemo (0,001 – 0,1 mm/h) Lemo siltooso (0,0005 – 0,05 mm/h) Características Calcárias (0,001 – 100 mm/h) Lemo argilo arenoso (0,001 – 0,01 mm/h) Lemo argilo siltooso (0,00005– 0,05 mm/h) Argila (< 0,0001 mm/h) Rocha (0,00001– 0,1 mm/h) Outro valor de q*: _____ * Recomendável ensaios de campo para a determinação de q Nestes testes, tomar o menor valor 2. Porosidade (Item somente é considerado nos sistemas tridimensionais) que serão apresentados nos itens a seguir Existe preenchimento no dispositivo (Sim ou Não) Não Sim Se Sim, observar as opções abaixo: Rocha dinamitada (30 %) Cascalho de granulometria uniforme (40 %) Cascalho graduado (≤ ¼ polegadas) (30 %) Cascalho de jazida (15 - 25 %) Outro valor de φ (Sim ou Não) Sim Não Não Sim Se Sim, informar porosidade: <u>Brita comercial número 3</u>	q = _____ m/h φ = _____ % I = _____ mm/h I = _____ mm/h I = _____ mm/h I = _____ mm/h I = _____ mm/h
3. Chuva $i = \frac{3000 \cdot T^{0,173}}{(t + 23,965)^{0,960}}$ onde T = 10 anos	
4. Durações utilizadas e intensidades correspondentes 10 min 30 min 60 min 120 min 240 min	

Modelo de procedimento de projeto Obtenção da profundidade máxima para bacias, valos, poços e trincheiras de infiltração ou bacia de percolação					
Projeta: _____ Empresa: _____ Data: _____ Projeto: _____ Localização: _____					
1. Coeficiente de infiltração (q) Fator de segurança (FS) q de projeto = q/f Justificativa para f 2. Porosidade ($\phi = 1$ para bacia ou valo de infiltração) Se a estrutura for um poço de infiltração em formato Cilíndrico perfurado preencher itens abaixo, se não ir para item 3 Sim Não Raio das seções dos anéis _____ Largura da escavação _____ Comprimento da escavação _____ Porosidade ϕ' _____ $\phi' = [\pi \cdot r'^2 + \phi \cdot (W \cdot L - \pi \cdot r'^2)] / (W \cdot L)$ 3. Área drenada e dispositivo escolhido Dispositivo escolhido _____ 4. Valor es de a, b e h_{max} Área A_b de infiltração _____ Perímetro P _____ $a = A_b / P - A \cdot l / P \cdot q$ $b = P \cdot q / (A_b \cdot \phi)$ Para as durações (t) e intensidades (I) escolhidas no modelo de procedimento de projeto “Dados para o dimensionamento para sistemas de infiltração/percolação”, calculam-se os valores de a, b e h_{max} Obs.: Desta vez, I está em m/h e t em h Máximo valor de h_{max} _____ $h_{max} = a \cdot (e^{-b \cdot t} - 1)$ 5. Tempo de esvaziamento da metade (< que 24 h) $t_{esv} = [\phi \cdot A_b / (q \cdot P)] \cdot \ln[(h_{max} + A_b / P) / (h_{max} / 2 + A_b / P)]$			q = _____ m/h FS = _____ q = _____ m/h $\phi =$ _____ % $r' =$ _____ m W = _____ m L = _____ m $\phi =$ _____ % A = _____ m ²		
			Largura = _____ m e Comprimento = _____ m		
			$A_b =$ _____ = _____ m ²		
			$P = 2 \times (\quad + \quad) =$ _____ m		
I (m/h)	t (h)	a	b h ⁻¹	h _{max} (m)	
			$h_{max} =$ _____ m		
			$t_{esv} =$ _____ h		
Observações:					

Modelo de procedimento de projeto

Determinação do volume de bacias de percolação ou trincheiras de infiltração

Projetista:

Empresa:

Data:

Projeto:

Localização:

1. Material

Porosidade (ϕ)

2. Solo

Condutividade hidráulica saturada (k)

Reduzir o valor da condutividade por um fator de segurança

Sim

Não

Condutividade hidráulica de projeto em caso de redução

3. Coeficiente de escoamento (C)

(Entre 0,85 e 0,95)

4. Área contribuinte (A)

5. Dimensões iniciais da trincheira

Comprimento

Largura

Altura (recomenda-se alturas entre 1 e 2 m)

Área de percolação $A_{perc} = 2 \cdot h \cdot (b + L)$

Volume da trincheira ($V_T = h \cdot b \cdot L$)

6. Curvas de volume de entrada e saída da estrutura

Obs.: A intensidade da precipitação é fornecida em (l/s/ha)

Volume afluente: $V_e = 1,25 \cdot [3600 \cdot C \cdot (I/1000) \cdot t \cdot A]$

Volume de saída: $V_s = k \cdot (A_{perc}/2) \cdot 3600 \cdot t$

Volume necessário: $V = \max(V_e - V_s)$

Volume dimensionamento: $V_{dim} = V/\phi$

Compara V_T com V_{dim} :

- se $V_T \gg V_{dim} \Rightarrow$ reduzem-se as dimensões da trincheira e recomeçar no item 5;

- se $V_T < V_{dim} \Rightarrow$ aumentam-se as dimensões da trincheira e recomeça-se no item 5;

- se $V_T \geq V_{dim} \Rightarrow$ fim do processo de dimensionamento.

7. Conduto auxiliar (Sim ou Não)

Sim

Não

$$\phi = \frac{\quad}{\quad}$$

$$k = \frac{\quad}{\quad} \text{ m/s}$$

Em caso de redução:

Fator =

$$k/\text{Fator} = \frac{\quad}{\quad} \text{ m/s}$$

C =

$$A = \frac{\quad}{\quad} \text{ m}^2$$

$$L = \frac{\quad}{\quad} \text{ m}$$

$$b = \frac{\quad}{\quad} \text{ m}$$

$$h = \frac{\quad}{\quad} \text{ m}$$

$$A_{perc} = \frac{\quad}{\quad} \text{ m}^2$$

$$V_T = \frac{\quad}{\quad} \text{ m}^3$$

t (h)	I (l/s/ha)	V_e (m ³)	V_s (m ³)	$V_e - V_s$ (m ³)

$$\text{Volume (V)} = \frac{\quad}{\quad} \text{ m}^3$$

$$V_{dim} = \frac{\quad}{\quad} \text{ m}^3$$

Observações:

Modelo de procedimento de projeto Dimensionamento de reservatório

Projetista:

Empresa:

Projeto:

Localização:

1. Características da área

Largura do lote

Comprimento do lote

Área $A = (l.C)/10.000$

Declividade média (mm)

Comprimento do talvegue ou rede contribuinte (m)

Coeficiente de escoamento correspondente à impermeabilização

2. Determinação da vazão máxima da saída do lote

 $Q_{pd} = 0,0266.A$

3. Determinação do volume de armazenamento

Área impermeável que drena a precipitação para os condutos pluviais

Volume a ser armazenado ($V = 523.AI$)

4. Determinação das características de reservatório

Existe restrição de cota para a implantação do reservatório

Sim

Não

Se a resposta for Sim, informar a altura H a ser usada no dimensionamento e calcular a área em planta necessária para o armazenamento ($A_{planta} = V/H$)

Se a resposta for Não, informar a área em planta desejada

e calcular a altura necessária para o armazenamento ($H = V/A_{planta}$)

5. Determinação da seção de descarregador de fundo

Informar a diferença h_c entre o nível máximo da água e o ponto médio da

Abertura da seção de saída ($H - 0,05$)

Se o descarregador utilizado for um orifício $A_c = 0,37.Q_{pd}/\sqrt{h_c}$

Se o descarregador utilizado for um bocal $A_c = 0,45.Q_{pd}/\sqrt{h_c}$

Caso o descarregador utilizado seja circular definir o diâmetro

Se o descarregador é um orifício e circular $D = 0,69.\sqrt{Q_{pd}/\sqrt{h_c}}$

Se o descarregador utilizado for um bocal $D = 0,76.\sqrt{Q_{pd}/\sqrt{h_c}}$

6. Dimensionamento de vertedor de excessos

Espessura da parede do vertedor

Se $e < 3$ cm $C_v = 0,64$; Se $e > 3$ cm $C_v = 0,86$

Tempo de concentração (Conforme metodologia do Anexo D)

IDF do local:

$$i = \frac{3000 \times T^{0,173}}{(t + 23,965)^{0,960}}$$

Determinar a vazão de descarga do vertedor $Q_v = 0,278.C.I.A$ onde A em km^2

Determinação do comprimento do vertedor (L_v)

Se o vertedor for de parede delgada $L_v = Q_v/2,95.C_v.(h_{max})^{1,5}$ e $h_{max} = 0,05m$

Se o vertedor for de parede espessa $L_v = \frac{Q_v}{1,704.C_v.(h_{max})^{1,5}}$ e $h_{max} = 0,05$
 $l = \text{_____} m$
 $c = \text{_____} m$
 $A = \text{_____} ha$
 $S = \text{_____} m/m$
 $L = \text{_____} m$
 $C =$
 $Q_{pd} = \text{_____} m^3/s$
 $AI = \text{_____} \%$
 $V = \text{_____} m^3$
 $H = \text{_____} m$
 $A_{planta} = \text{_____} m^2$
 $A_{planta} = \text{_____} m^2$
 $H = \text{_____} m$
 $h_c = \text{_____} m$
 $A_c = \text{_____} m^2$
 $\phi = \text{_____} mm$
 $D = \text{_____} m$
 $e = \text{_____} cm$
 $C_v =$
 $t_c = \text{_____} minutos$
 $I_{50 \text{ anos}} = \text{_____} (mm/h)$
 $Q_v = \text{_____} m^{3/s}$
 $L_v = \text{_____} m$

Observações:

Modelo de procedimento de projeto	
Caracterização da bacia para estudos de macrodrenagem - parte 1	
Projetista:	
Empresa:	
Data:	
Projeto:	
Localização:	
1. Localização	
2. Área	A = _____ km ²
3. Contexto de bacia	
É sub-bacia de alguma outra bacia ? (Sim ou Não)	
Em caso afirmativo, qual a bacia ?	
Sim ☐	
Não ☐	
4. Comprimento	L = _____ km
5. Desnível	H = _____ m
6. Tempo de concentração	tc = _____ min
Determinado conforme Anexo D	
7. Afluentes	
Há algum afluente ? (Sim ou Não)	
Descrever caso a opção marcada for a Sim	
Sim ☐	
Não ☐	
8. Geologia	
9. Solos (classificação geológica)	
10. Solos (classificação do SCS)	
Observações:	

Modelo de procedimento de projeto	
Caracterização da bacia para estudos de macrodrenagem - parte 2	
Projetista:	
Empresa:	
Data:	
Projeto:	
Localização:	
1. Rede de drenagem não canalizada	
2. Rede de drenagem canalizada	
3. Outras descrições	
4. Urbanização	
Observações:	

Modelo de procedimento de projeto	
"Definição de cenários para estudos de macrodrenagem"	
Projetista:	
Empresa:	
Data:	
Projeto:	
Localização:	
1. Número de cenários	
2. Descrição dos cenários	
Observações:	

Modelo de procedimento de macrodrenagem Determinação do CN e parâmetros para a precipitação de projeto	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
1. Cenário 2. Área 2. Comprimento 3. Desnível 4. CN Fonte dos dados de CN Valor do CN 5. Armazenamento e perdas iniciais $S = 25400 / CN - 254$ $I_a = 0,2 \cdot S$ 6. Tempo de concentração (Anexo D) $t_c = \frac{5,474 \cdot (n \cdot L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S^{0,4}}$ 7. Tempo de retorno 8. Duração da chuva e discretização Duração da chuva (recomendado = $2 \cdot t_c$) Discretização (recomendado = $t_c / 5$) 9. Número de intervalos de tempo $N_{int} = t / \Delta t$ 10. Curva IDF Redenção: $I = (1265,7 \cdot T^{0,052}) / (t+12)^{(0,88/T^{0,05})}$ Aeroporto: $I = (826,8 \cdot T^{0,143}) / (t+13,3)^{0,79}$ 8º Distrito: $I = (1297,9 \cdot T^{0,171}) / (t+11,6)^{0,85}$ IPH: $I = (509,859 \cdot T^{0,196}) / (t+10)^{0,72}$ 11. Reordenamento Assinale Sim ou Não se Sim, informar a posição do pico Sim ☐ Não ☐ se Sim 25% ☐ 50% ☐ 75% ☐ 12. Coeficiente dos Polígonos de Thiessen	$A =$ km^2 $L =$ km $H =$ m $CN =$ $S =$ mm $I_a =$ mm $t_c =$ min $TR =$ anos $t =$ min $\Delta t =$ min $N_{int} =$ intervalos $\text{Adotado} =$ intervalos $\text{Valor} =$
Observações:	

Modelo de procedimento de projeto	
Hidrograma Unitário triangular SCS	
Projetista:	
Empresa:	
Data:	
Projeto:	
Localização:	
1. Área	A = _____ km ²
2. Tempo de concentração	t _c = _____ h
3. Tempo de pico t _p = 0,6·t _c	t _p = _____ h
4. Intervalo de tempo	Δt = _____ h
5. Vazão máxima t _m = Δt/2 + t _p Q _p = 0,208·A/t _m	t _m = _____ h Q _p = _____ m ³ /s
6. Tempo de recessão t _r = 1,67·t _p	t _r = _____ h
7. Tempo de base t _b = t _r + t _m	t _b = _____ h
Observações:	

Modelo de procedimento de projeto	
Parâmetros para a convolução	
Projetista:	
Empresa:	
Data:	
Projeto:	
Localização:	
1. Tempo de base	t _b = _____ h
2. Intervalo de tempo	Δt = _____ h
3. Número de ordenadas do hidrograma unitário k = t _b /Δt	k = _____ ordenada(s) k adotado _____ ordenada(s)
4. Número de ordenadas da precipitação	m = _____ ordenada(s)
5. Número de intervalos de tempo do hidrograma Número de ordenadas do hidrograma resultante calculado é n = k + m - 1 Os valores diferentes de zero de vazão são calculados até n	n = _____ ordenada(s) n adotado _____ ordenada(s)
Observações:	

Modelo de procedimento de projeto		
Dimensões e/ou curva cota x armazenamento para reservatório		
Projetista:		
Empresa:		
Data:		
Projeto:		
Localização:		
1. Volume mínimo necessário (V_{min})	$V_{min} = $ _____ m^3	
2. Forma		
Retangular ☐ Tronco de pirâmide ☐ Outra ☐		
3. Tronco de pirâmide (Se outra forma, não preencha)		
Comprimento da base inferior c_{inf}	$c_{inf} = $ _____ m	
Comprimento da base superior c_{sup}	$c_{sup} = $ _____ m	
Largura da base inferior l_{inf}	$l_{inf} = $ _____ m	
Largura da base superior l_{sup}	$l_{sup} = $ _____ m	
$A_{inf} = l_{inf} \cdot c_{inf}$	$A_{inf} = $ _____ m^2	
$A_{sup} = l_{sup} \cdot c_{sup}$	$A_{sup} = $ _____ m^2	
Profundidade P	$P = $ _____ m	
Volume $V = P/3 \cdot [A_{inf} + A_{sup} + (A_{inf} \cdot A_{sup})^{1/2}]$	$V = $ _____ m^3	
Talude I (horizontal/vertical)	$I = $ _____	
4. Retangular (Se outra forma, não preencha)		
Comprimento c	$c = $ _____ m	
Largura l	$l = $ _____ m	
Profundidade P	$P = $ _____ m	
Área $A = l \cdot c$	$A = $ _____ m^2	
Volume $V = A \cdot P$	$V = $ _____ m^3	
5. Cotas do reservatório		
Cota de fundo Z_o	$Z_o = $ _____ m	
Cota topo $Z = Z_o + P$	$Z = $ _____ m	
6. Armazenamento Inicial (S_o)	$S_o = $ _____ m^3	
7. Curva cota x Armazenamento		
Caso o reservatório seja retangular, S é calculado por: $S = c \cdot l \cdot prof$	Prof (m) $z = z_o + prof$ (m) S (m^3)	
Caso o reservatório seja na forma de tronco de pirâmide $S = V - [(P - prof)/3] \cdot \{ A_{inf} + (l_{inf} + 2 \cdot I \cdot prof) \cdot (c_{inf} + 2 \cdot I \cdot prof) + [A_{inf}(l_{inf} + 2 \cdot I \cdot prof) \cdot (c_{inf} + 2 \cdot I \cdot prof)]^{1/2} \}$		
Caso a forma seja outra, forneça a curva $z \times S$ como entrada		
Onde: prof é cada uma das profundidades discretizadas		
Caso exista um ajuste $Z = a \cdot S^b$, informar os valores das constantes a e b; Caso haja outro tipo de ajuste informar a equação. Caso haja $S/\Delta t = f_4(Q_{af})$ ajustada, Informar. Caso haja $Q_{af} = f_1(2 \cdot S/\Delta t + Q)$ ajustada, informar	$a = $ _____ $b = $ _____	
8. Existe by-pass na entrada do reservatório Sim ☐ Não ☐		
Se a resposta for Sim, deve-se informar $Q_{by-pass}$	$Q_{by-pass} = $ _____ m^3/s	
9. Intervalo de tempo de cálculo		
Δt cálculo do hidrograma a ser propagado	$\Delta t = $ _____ s	
9. Estruturas de descarga		
Existe descarregador?	Sim ☐ Não ☐	
Existe vertedor?	Sim ☐ Não ☐	
Se a resposta for Sim, para qualquer uma das duas perguntas acima, deve-se preencher o "Modelo de projeto - Descarregador de fundo e/ou Vertedor"		
Observações:		

Modelo de procedimento de projeto	
Descarregador de fundo e/ou Vertedor	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
1. Descarregador de fundo: 1.1 Número de descarregadores de fundo 1.2. Forma da seção de saída Retangular ☐ Circular ☐ 1.3. Tipo de funcionamento (orifício ou bocal) Orifício ☐ Bocal ☐ 1.4. Existe restrição de vazão de saída do reservatório? Sim ☐ Não ☐ Se a resposta for Sim., preencher Q _{máx} df 1.5. Área da seção transversal do descarregador Coeficiente de descarga Cd (conforme tabela 6.13) Profundidade total do reservatório H _t (instalar descarregador no fundo) Profundidade do útil reservatório H 5.1 Se a resposta foi Sim no item 4: Calcular a área da seção transversal do descarregador usando a equação $A_c = \frac{Q_{máx}df}{C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}}$ 5.2 Se a resposta foi Não: informar a área da seção transversal do descarregador 1.6. Dimensionamento do descarregador 6.1 Caso o descarregador seja circular: $A_c = 0,25 \cdot \pi \cdot (Diam)^2$ Diâmetro adotado $Diam = \sqrt{A_c / \pi \cdot 0,25}$ Diâmetro adotado 6.2 Caso o descarregador seja retangular: $A_c = l_c \cdot h_c$ Comprimento do descarregador l_c Altura adotada h_c 1.7 Bocal (Não preencher se for orifício) Comprimento descarregador (L) 1.8 Orifício (Não preencher se for bocal) Comprimento descarregador (L)	N = _____ Q _{máx} df = _____ m ³ /s Cd = _____ H _t = _____ m H = _____ m A _c = _____ m ² A _c = _____ m ² Diam = _____ m Diam' = _____ m l _c = _____ m h _c = _____ m L = _____ m L = _____ m L _v = _____ m Z _w = _____ m C _v = _____
Observações:	



Juiz de Fora, dezembro de 2011.

