

GOVERNO DO DISTRITO FEDERAL – GDF
SECRETARIA DE ESTADO DE OBRAS

PROGRAMA DE SANEAMENTO BÁSICO NO DISTRITO FEDERAL

ACORDO DE EMPRÉSTIMO Nº 1288/OC-BR – BID

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA DO DISTRITO FEDERAL

Volume 2
Manual Técnico 2 e 3
Manual de Drenagem Urbana

**CONCREMAT**
E N G E N H A R I A
Março / 2009

GOVERNO DO DISTRITO FEDERAL – GDF
SECRETARIA DE ESTADO DE OBRAS

PROGRAMA DE SANEAMENTO BÁSICO NO DISTRITO FEDERAL

ACORDO DE EMPRÉSTIMO Nº 1288/OC-BR – BID

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA DO DISTRITO FEDERAL



Volume 2
Manual Técnico 2 e 3
Manual de Drenagem Urbana


CONCREMAT
E N G E N H A R I A
Março / 2009

Ficha Catalográfica

Distrito Federal, Secretaria de Estado de Obras, Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal – 2009.

Brasília: Concremat Engenharia, 2009

V. 2

Conteúdo: 2 V

Manual Técnico 2 e 3– Manual Técnico de Drenagem Urbana

1. Manual Técnico. 2. Plano Diretor de Drenagem Urbana. 3. Distrito Federal.

**I. Concremat Engenharia, II Secretaria de Estado de Obras. III. NOVACAP
CDU 556:711.4**

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Manuais Técnicos	1
1.2	Objetivos.....	1
1.3	Resumo do Manual.....	2
2	POLÍTICA DE DRENAGEM URBANA DO DISTRITO FEDERAL	4
2.1	Impactos	4
2.1.1	Impactos do desenvolvimento urbano no ciclo hidrológico.....	4
2.1.2	Impacto ambiental sobre o ecossistema aquático	7
2.1.3	Gestão precedente	10
2.2	Gestão do controle de impactos.....	11
2.2.1	Princípios	11
2.2.2	Objetivos.....	13
2.2.3	Metas	13
2.2.4	Estratégias	14
3	CRITÉRIOS DE PROJETO	15
3.1	Terminologia e conceitos	15
3.1.1	Sistema de drenagem	15
3.1.2	Escoamento e condicionantes de projeto	16
3.1.3	Risco e incerteza	17
3.2	Regulamentação.....	19
3.2.1	Vazão máxima.....	21
3.2.2	Qualidade da água	22
3.2.3	Erosão e sedimentos.....	23
3.3	Concepção da drenagem.....	24
3.3.1	Abrangência espacial e magnitude	24
3.3.2	Cenários de projeto	25
3.3.3	Vazão de projeto.....	26
3.4	Projeto de Drenagem Urbana.....	31
3.5	Alternativas de controle para a rede de drenagem pluvial	32
4	MEDIDAS SUSTENTÁVEIS NA FONTE	34
4.1	Critérios	34
4.2	Dimensionamento da drenagem pluvial na fonte	34
4.3	Tipos de dispositivos de redução do escoamento superficial.....	38
4.4	Infiltração e percolação	38
4.4.1	Critérios para escolha das estruturas de infiltração ou percolação	38
4.4.2	Parâmetros para o dimensionamento das estruturas de infiltração ou percolação	46
4.4.3	Pavimentos permeáveis e mantas de infiltração	50
4.4.4	Bacias e valos de infiltração.....	62
4.4.5	Bacias de percolação ou trincheira de infiltração.....	72
4.5	Dispositivo de armazenamento.....	79
4.5.1	Determinação da vazão máxima de saída do lote	80
4.5.2	Determinação do volume de armazenamento.....	80

4.5.3	Determinação da altura disponível para armazenamento	81
4.5.4	Determinação da seção do descarregador de fundo.....	82
4.5.5	Dimensionamento do vertedor de excessos	89
5	MEDIDAS NA MICRODRENAGEM.....	93
5.1	Características	93
5.2	Dados necessários	93
5.3	Configuração da drenagem	94
5.3.1	Critérios para o traçado da rede pluvial	95
5.3.2	Componentes da rede hidráulica.....	96
5.3.3	Reservatórios	97
5.3.4	Disposição dos componentes da rede de drenagem.....	100
5.4	Determinação da vazão de projeto.....	103
5.5	Dimensionamento hidráulico da rede de condutos.....	104
5.5.1	Capacidade de condução hidráulica de ruas e sarjetas	104
5.5.2	Bocas-de-lobo	105
5.5.3	Galerias	110
5.6	Dimensionamento do reservatório de amortecimento.....	113
5.6.1	Disposição espacial do reservatório	114
5.6.2	Volume do reservatório	116
6	MEDIDAS NA MACRODRENAGEM	118
6.1	Caracterização.....	118
6.2	Planejamento da macrodrenagem	119
6.2.1	Tipos de bacias.....	119
6.2.2	Etapas do planejamento	120
6.3	Usos dos Modelos Matemáticos no Planejamento.....	124
6.3.1	Tipos de modelos.....	124
6.3.2	Modelos para avaliar a capacidade de escoamento	126
6.3.3	Precipitação de projeto	127
6.3.4	Processos e critérios na bacia urbana.....	128
6.3.5	Modelos Precipitação – Vazão	134
6.3.6	Modelos para estudo de alternativas	136
6.3.7	Modelos de qualidade da água.....	137
6.3.8	Modelo de Verificação	137
6.4	Critérios de Simulação	138
6.5	Descrição de alguns Modelos e suas estruturas	140
6.5.1	Modelo SCS.....	140
6.5.2	Modelo Muskingun-Cunge:	142
6.5.3	Modelo de Puls:	145
6.5.4	Modelo de otimização	149
6.5.5	Modelo Simples de estimativa da Carga de Qualidade da água pluvial	158
6.5.6	Modelo SWWM	160
7	CRITÉRIOS PARA IMPLANTAÇÃO DE DISPOSITIVOS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL.....	165
7.1	Urbanísticos	165
7.2	Ambientais.....	168

7.3	Técnicos	170
7.4	Econômicos	172
8	IMPLEMENTAÇÃO DE DISPOSITIVOS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL.	174
8.1	Dispositivos de Infiltração e Percolação.....	174
8.1.1	Pavimentos permeáveis ou mantas de infiltração.....	174
8.1.2	Valos de infiltração	182
8.1.3	Poços de infiltração	185
8.1.4	Trincheiras de infiltração	188
8.2	Dispositivos de Armazenamento	192
8.2.1	Bacias de Detenção.....	192
8.2.2	Bacias de Retenção	201
9	OPERAÇÃO DE DISPOSITIVOS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL	205
9.1	Dispositivos de Infiltração e Percolação.....	205
9.1.1	Pavimentos permeáveis ou mantas de infiltração.....	205
9.1.2	Valos de infiltração	207
9.1.3	Poços de infiltração	209
9.1.4	Trincheiras de infiltração	211
9.2	Dispositivos de Armazenamento	213
9.2.1	Bacias de Detenção.....	213
9.2.2	Bacias de Retenção	215
10	Manutenção de dispositivos de controle do escoamento superficial.....	218
10.1	Dispositivos de Infiltração e Percolação.....	218
10.1.1	Pavimentos permeáveis ou mantas de infiltração.....	218
10.1.2	Valos de infiltração	219
10.1.3	Poços de infiltração.....	221
10.1.4	Trincheiras de infiltração	222
10.2	Dispositivos de Armazenamento	223
10.2.1	Bacias de Detenção.....	223
10.2.2	Bacias de Retenção	224
11	ESTRATÉGIAS PARA VALORIZAÇÃO DOS RIOS URBANOS.....	226
11.1	Princípios	226
11.2	Técnicas	226
11.2.1	Renaturalização de cursos d'água.....	226
11.2.2	Preservação das matas de galeria.....	232
11.2.3	Controle de erosão do solo	235
11.2.4	Controle da qualidade das águas pluviais.....	237
11.2.5	Remoção de resíduos sólidos.....	239
11.2.6	Educação ambiental.....	240
12	EQUIPE TÉCNICA E DE APOIO.....	243
12.1	Governo do Distrito Federal – GDF.....	243
12.2	Secretaria de Estado de Obras.....	243
12.3	Equipe de coordenação e apoio da contratante	243
12.4	Concremat Engenharia.....	243

13 BIBLIOGRAFIA..... 245

APRESENTAÇÃO

Dentre os produtos do Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal, objeto do contrato nº 037/08 firmado entre a Secretaria de Obras do DF e a Concremat Engenharia, encontram-se os Manuais Técnicos. A coleção de manuais, composta por dois volumes, visa orientar projetistas e profissionais dos órgãos responsáveis pelo planejamento, implantação e gerenciamento dos sistemas de drenagem urbana.

Este Manual Técnico corresponde ao volume 2, o qual abrange os seguintes Manuais: MT2 – Manual de Projeto de Soluções alternativas de Drenagem Pluvial e Normas para apresentação de Projetos e MT3 – Manual de Implantação, Operação e Manutenção de Novas Soluções Tecnológicas de Drenagem Urbana e Valorização dos Rios no Meio Urbano.

O conteúdo previsto para estes dois manuais está reunido neste único volume.

Celso Queiroz
Coordenador

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Características das alterações de uma área rural para urbana (SCHUELER, 1987)...	6
Figura 2.2. Variação da produção de sedimentos em decorrência do desenvolvimento urbano (DAWDY, 1967).....	9
Figura 3.1. Sequência para desenvolvimento do projeto.	32
Figura 4.1. Fluxograma das atividades do projeto.	36
Figura 4.2. Classificação trilinear dos solos (CAPUTO, 1969).....	48
Figura 4.3. Curva envelope (Adaptado de URBONAS & STAHR, 1993).....	49
Figura 4.4. Seções transversais de pavimentos permeáveis.....	52
Figura 4.5. Manta de infiltração.....	57
Figura 4.6. Caracterização da bacia de infiltração.....	63
Figura 4.7. Valo de infiltração (CIRIA, 1996).....	63
Figura 4.8. Vista do valo de infiltração (URBONAS & STAHR, 1993).....	64
Figura 4.9. Detalhe construtivo do valo com dispositivo de percolação (URBONAS & STAHR, 1993).....	65
Figura 4.10. Detalhe de um valo de infiltração com uma contenção (URBONAS & STAHR, 1993).....	66
Figura 4.11. Poço de infiltração (CIRIA, 1996).....	66
Figura 4.12. Poço de infiltração em forma de trincheira (CIRIA, 1996).....	67
Figura 4.13. Bacias de Percolação.....	73
Figura 4.14. Trincheira de infiltração (CIRIA, 1996).....	74
Figura 4.15. Aplicação de uma trincheira de infiltração (CIRIA, 1996).....	74
Figura 4.16. Hidrogramas típicos de pequenas áreas urbanas, onde o tempo de concentração é muito pequeno.....	79
Figura 4.17. Característica do descarregador de fundo.....	83
Figura 4.18. Determinação de h_c em um reservatório.....	84
Figura 4.19. Diâmetro dos descarregadores de fundo (orifícios) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetros até 60 mm).....	86
Figura 4.20. Diâmetro dos descarregadores de fundo (orifícios) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetros maiores ou iguais a 60 mm).....	86
Figura 4.21. Diâmetro dos descarregadores de fundo (bocal) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetros até 60 mm).....	87
Figura 4.22. Diâmetro dos descarregadores de fundo (bocal) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetros maiores ou iguais a 60 mm).....	87
Figura 4.23. Área da seção transversal do descarregador de fundo (orifício) em função da vazão e carga hidráulica.....	88
Figura 5.1. Alinhamento dos condutos.....	97
Figura 5.2. Reservatórios para controle de material sólido (MAIDMENT, 1993).....	99
Figura 5.3. Rede coletora.....	101
Figura 5.4. Locação da caixa de ligação.....	102
Figura 5.5. Seção da sarjeta.....	105
Figura 5.6. Tipos de bocas-de-lobo (DAEE/CETESB, 1980).....	106
Figura 5.7. Capacidade de engolimento (DAEE/CETESB, 1980).....	107
Figura 5.8. Capacidade de esgotamento das bocas-de-lobo com depressão de 5 cm em pontos baixos das sarjetas (DAEE/CETESB, 1980).....	108
Figura 5.9. Sistema de galerias da rede de drenagem pluvial.....	112

Figura 5.10. Bacias contribuintes a rede de pluvial.....	113
Figura 5.11. 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 <i>off-line</i>).	115
Figura 5.12. Detenção ao longo do sistema de drenagem (<i>on-line</i>). Controle de saída limitado pela seção de jusante.	115
Figura 6.1. Planejamento de controle de bacia no primeiro estágio de urbanização.	120
Figura 6.2. Fluxograma de atividades para avaliação das alternativas de controle na macrodrenagem.	121
Figura 6.3. Tipos de modelos e seus usos.	125
Figura 6.4. Hidrograma unitário triangular do SCS.....	141
Figura 6.5. Variação dos parâmetros.....	143
Figura 6.6. Curva de precisão (JONES, 1981).....	144
Figura 6.7. Relação entre cota e armazenamento.	148
Figura 6.8. Extravadores de reservatórios.	148
Figura 6.9. Cálculo do amortecimento em reservatório: funções de armazenamento.....	149
Figura 6.10. Função vazão x armazenamento.	149
Figura 6.11. Representação esquemática de um sistema de drenagem urbana (trechos e nós)	150
Figura 6.12. Característica do nó com detenção.....	151
Figura 6.13. Exemplo de estimativa da vazão de saída do reservatório em função do volume de detenção.....	152
Figura 6.14. Desenho esquemático para reservatórios <i>on line</i> (a) e <i>off line</i> (b).....	153
Figura 6.15. Estrutura da metodologia de otimização aplicada no estudo.	158
Figura 6.16. Volume de controle elementar para a derivação das equações da Continuidade e dos Momentos.....	163
Figura 7.1. Exemplo de utilização da área de uma bacia de detenção (TUCCI, 2007).	167
Figura 7.2. Quadra esportiva em uma bacia de detenção em operação na cidade de Porto Alegre/RS.	167
Figura 7.3. Contaminação do aquífero por dispositivos de infiltração.	168
Figura 7.4. <i>Layout</i> de bacia de retenção propícia à manutenção da vida lacustre.....	170
Figura 7.5. Relação entre probabilidade, nível, vazão e prejuízo (TUCCI, 2007)	172
Figura 7.6. Curvas de prejuízo em função do nível d'água (SIMONS <i>et al.</i> , 1977).....	173
Figura 8.1. Cunha de desconto no volume de reservação.	175
Figura 8.2. Fundo com declividade menor que a do pavimento.....	175
Figura 8.3. Fundo com declividade menor que a do pavimento.....	176
Figura 8.4. Direções de escoamento segundo a topografia (AZZOUT <i>et al.</i> , 1994)	177
Figura 8.5. Instalação do geotêxtil	179
Figura 8.6. Instalação do extravasor.....	179
Figura 8.7. Instalação do tubo de inspeção.....	180
Figura 8.8. Assentamento do revestimento poroso.....	181
Figura 8.9. Assentamento de blocos vazados	181
Figura 8.10. Solução para o caso de pavimentos impermeáveis	182
Figura 8.11. Seções para valos de infiltração (AZZOUT <i>et al.</i> , 1994).....	183
Figura 8.12. Relação largura/altura para valos de infiltração	183
Figura 8.13. Pequeno barramento para valos com declividade maior que 2%	184

Figura 8.14. Valo de infiltração revestido com grama	185
Figura 8.15. Revestimento contra erosão na canaleta principal.....	185
Figura 8.16. Canaleta principal preenchida com pedra de mão	185
Figura 8.17. Preenchimento de um poço de infiltração.....	187
Figura 8.18. Câmara de decantação de entrada	188
Figura 8.19. Trincheira de infiltração	189
Figura 8.20. Extravasador para trincheira de infiltração.....	190
Figura 8.21. Tubo de inspeção para trincheira de infiltração	191
Figura 8.22. Revestimentos das margens.....	193
Figura 8.23. Vertedor tulipa e descarregador de fundo.....	195
Figura 8.24. Vertedor de crista e descarregador de fundo	196
Figura 8.25. Vertedor de janela e descarregador de fundo	196
Figura 8.26. Dissipadores de energia de escoamento.....	197
Figura 8.27. Dissipadores de energia de escoamento.....	198
Figura 8.28. Croqui de bacia de detenção enterrada.....	199
Figura 8.29. Concordância no pé das colunas	199
Figura 8.30. Bacia de detenção no Parque da Marinha do Brasil em Porto Alegre.....	201
Figura 8.31. Bacia de detenção	202
Figura 8.32. Desarenador	203
Figura 11.1. APP (Resolução CONAMA 303/2002).....	235

LISTA DE QUADROS

Quadro 4.1. Sistema de pontuação para avaliação de locais de implantação de dispositivos de infiltração e/ou percolação (URBONAS & STAHR, 1993)	41
Quadro 4.2. Modelo para ponderação para superfície de infiltração	43
Quadro 4.3. Modelo para ponderação de dispositivo de percolação.....	44
Quadro 4.4. Modelo de procedimento de projeto	45
Quadro 4.5. Modelo de planilha de dimensionamento de sistema de infiltração.	60
Quadro 4.6. Modelo de Planilha para determinação da profundidade máxima.	61
Quadro 4.7. Planilha com os dados para dimensionamento.	70
Quadro 4.8. Planilha de cálculo.....	71
Quadro 4.9. Planilha para cálculo do volume de bacia de percolação ou trincheira de infiltração.....	78
Quadro 4.10. Planilha para dimensionamento de reservatório.	92
Quadro 6.1. Tipos de pavimentos e funções de custo	156
Quadro 6.2. Valores médios de concentração médio C, em mg/l (SCHUELLER, 1987).	160

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1. Impactos e regulamentação sobre o escoamento pluvial (TUCCI & MELLER, 2007).	20
Tabela 3.2. Critérios da regulamentação para controle da drenagem urbana adotados no Distrito Federal.	21
Tabela 3.3. Fatores da redução da área impermeável pelo uso de sistemas de infiltração.....	21
Tabela 3.4. Tempo de retorno para projetos de drenagem urbana.	26
Tabela 3.5. Valores de C_p	29

Tabela 3.6. Valores recomendados do coeficiente de escoamento (adaptado de ASCE, 1969 e WILKEN, 1978).	30
Tabela 3.7. Coeficiente multiplicador do coeficiente de escoamento de acordo com o tempo de retorno (WRIGHT-MACLAUGHIN, 1969).	31
Tabela 4.1. Percentagem de reduções da área impermeável permitida pelo Decreto.	35
Tabela 4.2. Dispositivos de infiltração e percolação.	37
Tabela 4.3. Alguns valores típicos de taxas de infiltração (FISCHER <i>et al.</i> , 1976).	46
Tabela 4.4. Condutividade hidráulica saturada em diversos tipos de solo (URBONAS & STAHRÉ, 1993).	47
Tabela 4.5. Porosidade efetiva para materiais típicos (URBONAS & STAHRÉ, 1993).	47
Tabela 4.6. Alguns valores típicos de coeficientes de infiltração, baseados na textura do solo (WATKINS <i>apud</i> CIRIA, 1996).	49
Tabela 4.7. Fatores de segurança para o coeficiente de infiltração (CIRIA, 1996).	50
Tabela 4.8. Classificação nominal da brita (ARAÚJO <i>et al.</i> , 2000).	53
Tabela 4.9. Característica dos concretos sem finos para agregado de 9,5 a 19 mm. (MCINTOSH, BOTTON & MUIR, 1956 <i>apud</i> NEVILLE, 1982).	55
Tabela 4.10. Experimentos em superfícies urbanas (GENZ, 1994).	55
Tabela 4.11. Resultados das simulações de chuva nas superfícies (ARAÚJO <i>et al.</i> , 2000).	56
Tabela 4.12. Área da seção transversal dos descarregadores de fundo - circulares.	83
Tabela 5.1. Espaçamento máximo dos poços de visita (DAEE/CETESB, 1980).	102
Tabela 5.2. Fatores de redução de escoamento das sarjetas (DAEE/CETESB, 1980).	109
Tabela 5.3. Fator de redução do escoamento para bocas-de-lobo (DAEE/CETESB, 1980). ..	110

LISTA DE ANEXOS

Anexo I	252
Anexo II	257
Anexo III	262
Anexo IV	264
Anexo V	266

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ADASA	Agencia Reguladora de Águas e Saneamento do Distrito Federal
ANA	Agencia Nacional de Águas
ANEEL	Agencia Nacional de Energia Elétrica
BID	Banco Interamericano de Desenvolvimento
Caesb	Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal
Embrapa	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
GDF	Governo do Distrito Federal
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS
NBR	Norma Brasileira
NOVACAP	Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil
PC	Sigla em Inglês de Computador Pessoal (<i>Personal Computer</i>)
PDDU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
SCS	<i>Soil Conservation Service</i>

SWMM *Storm Water Management Model*
UFRGS Universidade Federal do Rio Grande do Sul

1 INTRODUÇÃO

1.1 Manuais Técnicos

Dentro da proposta dos estudos elaborados no Plano Diretor de Drenagem Urbana, foram previstos dois manuais para orientar os profissionais que planejam e projetam a drenagem urbana.

Os manuais propostos foram:

- MT2 – Manual de Projeto de Soluções alternativas de Drenagem Pluvial e Normas para apresentação de Projetos. Este manual apresenta como devem ser incorporadas as normas introduzidas no Plano na elaboração dos projetos e indicando os principais procedimentos. O manual não substitui o conhecimento existente sobre as diferentes disciplinas que apóiam o desenvolvimento dos projetos em drenagem urbana;
- MT3 – Manual de Implantação, Operação e Manutenção de Novas soluções tecnológicas de drenagem urbana e valorização dos rios no meio urbano. Este manual procura orientar quanto às práticas de implementação dos projetos.

Para tornar mais prático o uso das informações sobre os dispositivos de drenagem urbana, o conteúdo previsto destes manuais foi reunido num único volume.

1.2 Objetivos

O objetivo principal deste manual é dar orientação aos projetistas e à Administração do Distrito Federal quanto a critérios de projeto e aspectos específicos da legislação de controle da drenagem urbana previstos no Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal.

Estes manuais orientam quanto aos métodos de projeto e critérios construtivos, ficando a critério do projetista o seu uso. Os elementos que devem ser obedecidos no projeto e implantação são os da legislação pertinente e as normas de apresentação. Cabe ao projetista desenvolver seus projetos dentro do conhecimento existente sobre o assunto, do qual este manual faz parte.

O presente Manual de Drenagem não esgota o assunto, mas procura antecipar elementos que possam constituir dificuldades na definição de projeto dentro da concepção do Plano Diretor. Da mesma, inovações e metodologias não previstas no manual podem ser propostas com a devida justificativa, desde que atendam de forma sustentável à gestão da drenagem urbana e atendam à política prevista no Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal.

1.3 Resumo do Manual

O conteúdo previsto nos citados manuais faz parte deste volume. O texto está distribuído de acordo com o seguinte:

Capítulo 2 – Política de drenagem urbana no Distrito Federal: Analisa os impactos existentes e resume os principais aspectos que definem a política de drenagem urbana do Distrito Federal;

Capítulo 3 – Critérios de projeto: Neste capítulo são introduzidos conceitos e terminologia utilizados na drenagem urbana, as normas para controle da drenagem urbana, critérios básicos de projeto, a inserção de um projeto dentro do contexto da urbanização e alternativas de controle.

Capítulo 4 – Medidas sustentáveis na fonte: Neste capítulo são abordadas medidas alternativas de controle da drenagem urbana na fonte, ou seja, num empreendimento individualizado.

Capítulo 5 – Medidas na microdrenagem: Este capítulo descreve as medidas sustentáveis de controle da drenagem urbana na microdrenagem.

Capítulo 6 – Medidas na macrodrenagem: Aborda as medidas e métodos utilizados na macrodrenagem.

Alguns dos capítulos deste manual se baseiam no conteúdo do Manual de Drenagem da cidade de Porto Alegre (IPH/DEP, 2001), desenvolvido por parte da equipe que atua neste estudo.

2 POLÍTICA DE DRENAGEM URBANA DO DISTRITO FEDERAL

2.1 Impactos

O crescimento urbano das cidades brasileiras tem provocado impactos significativos na população e no meio ambiente. Estes impactos vêm deteriorando a qualidade de vida da população, devido ao aumento da frequência e do nível das inundações, prejudicando a qualidade da água, e aumento da presença de materiais sólidos no escoamento pluvial.

Estes problemas são desencadeados principalmente pela forma como as cidades se desenvolvem: falta de planejamento, falta de controle do uso do solo, ocupação de áreas de risco e sistemas de drenagem inadequados. Com relação à drenagem urbana, pode-se dizer que existem duas condutas que tendem a agravar ainda mais a situação:

- Os projetos de drenagem urbana têm como filosofia escoar a água precipitada o mais rapidamente possível para jusante. Este critério aumenta em várias ordens de magnitude a vazão máxima, a frequência e o nível de inundação de jusante;
- As áreas ribeirinhas, que o rio utiliza durante os períodos chuvosos como zona de passagem da inundação, têm sido ocupadas pela população com construções e aterros, reduzindo a capacidade de escoamento. A ocupação destas áreas de risco resulta em prejuízos evidentes quando o rio inunda seu leito maior.

2.1.1 Impactos do desenvolvimento urbano no ciclo hidrológico

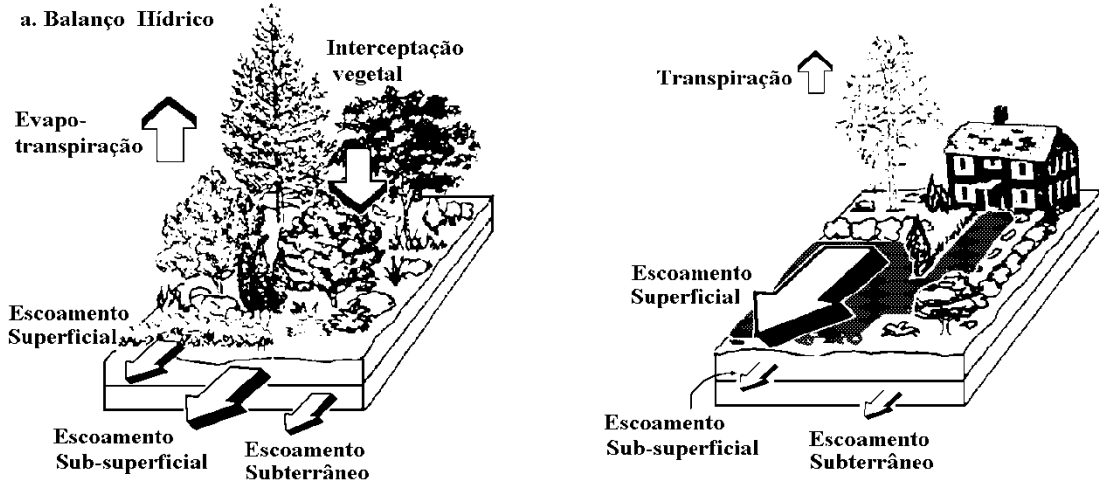
O desenvolvimento urbano modifica a cobertura vegetal, provocando vários efeitos que alteram os componentes do ciclo hidrológico natural. Com a urbanização, a cobertura da bacia é alterada para pavimentos impermeáveis e são introduzidos

condutos para escoamento pluvial, gerando as seguintes modificações no referido ciclo:

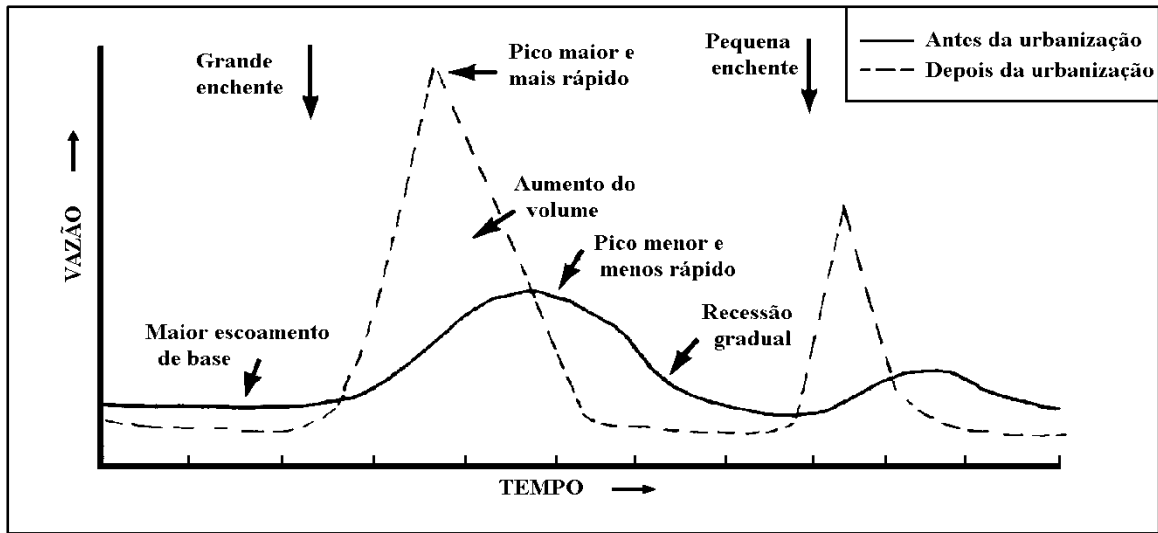
- Redução da infiltração no solo;
- O volume que deixa de infiltrar fica na superfície, aumentando o escoamento superficial. Além disso, como foram construídos condutos para o esgotamento das águas pluviais, é reduzido o tempo de deslocamento com velocidades maiores. Desta forma as vazões máximas também aumentam, antecipando seus picos no tempo (Figura 2.1);
- Com 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. Em alguns casos, as redes de abastecimento de água e de esgotamento cloacal possuem vazamentos que podem alimentar os aquíferos, tendo efeito inverso do mencionado, no entanto, podem levar à contaminação do mesmo;
- Devido à 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 à urbanização e seu efeito sobre o hidrograma e nos níveis de inundação.

a. Balanço Hídrico



b. Escoamento



c. Resposta da geometria do escoamento

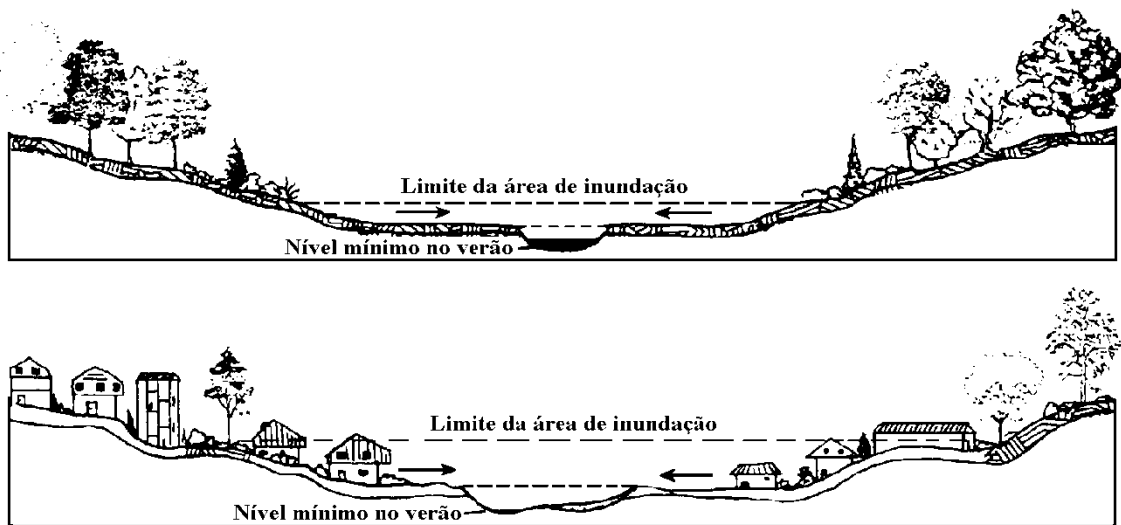


Figura 2.1. Características das alterações de uma área rural para urbana (SCHUELER, 1987).

2.1.2 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 criar de aumento de precipitação. Silveira (1997) mostra que a região central de Porto Alegre apresenta maior índice pluviométrico que a sua periferia, atribuindo essa tendência à urbanização. Como na área urbana as precipitações críticas mais intensas são as de baixa duração, esta condição contribui para agravar as enchentes urbanas.

b) Aumento da Vazão e escoamento superficial: com a redução da infiltração, evapotranspiração, aumento o escoamento superficial, produzindo também aumento da vazão máxima, devido a redução do tempo de concentração devido as ruas e condutos.

c) 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 é um exemplo de um lago urbano que tem sido assoreado. O córrego Dilúvio em Porto Alegre, devido a sua largura e pequena profundidade, durante as estiagens, tem depositado no canal a produção de sedimentos da bacia e criado vegetação, reduzindo a capacidade de escoamento durante as enchentes;
- Transporte de poluentes agregados ao sedimento, que contaminam as águas pluviais.

À medida que a bacia é urbanizada, e a densificação consolidada, a produção de sedimentos pode reduzir (Figura 2.2), mas a geração de resíduos sólidos aumenta. O lixo obstrui ainda mais as redes de drenagem e cria condições ambientais ainda piores. Esse problema somente é minimizado com a adequada frequência da coleta, educação da população e multas pesadas.

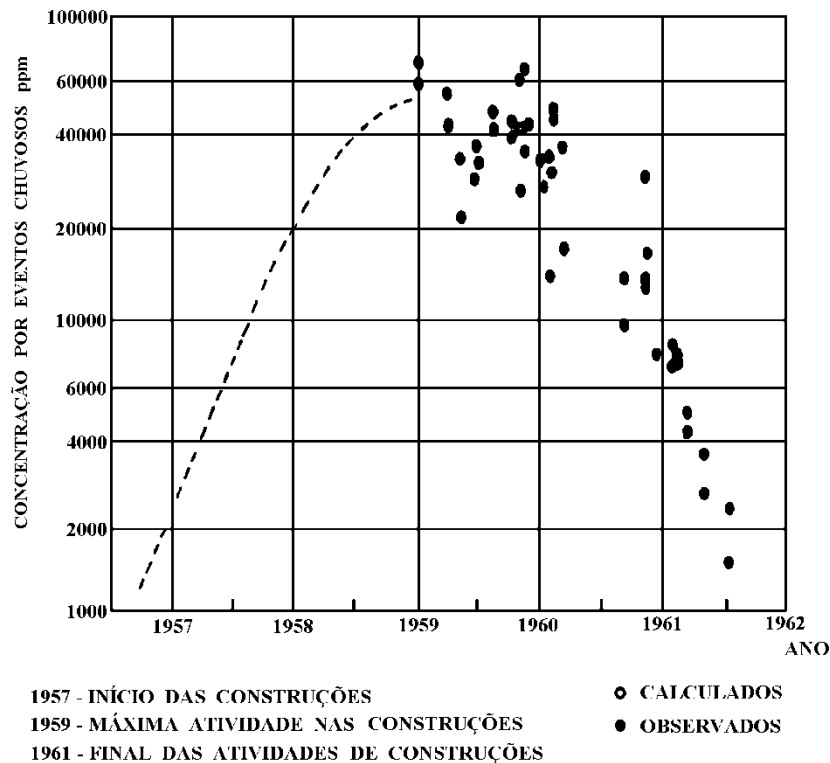


Figura 2.2. Variação da produção de sedimentos em decorrência do desenvolvimento urbano (DAWDY, 1967).

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

Os esgotos podem ser combinados (cloacal e pluvial num mesmo conduto) ou separados (rede pluvial e cloacal 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 cloacal, algumas prefeituras têm permitido o uso da rede pluvial para transporte do cloacal. Isso pode ser uma solução inadequada à medida que esse esgoto não é tratado, além de inviabilizar algumas soluções de controle quantitativo do 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.

e) 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 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.

2.1.3 Gestão precedente

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

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 consideram 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 necessário a interferência da ação pública através da regulamentação e do planejamento.

2.2 Gestão do controle de impactos

Para controlar os impactos identificados e desenvolver novos padrões sustentáveis para a drenagem urbana foi elaborado o Plano Diretor de Drenagem Urbana do Distrito Federal. Este Plano se baseia em princípios, objetivos, metas e estratégias que definem a política de drenagem urbana para o Distrito Federal.

2.2.1 Princípios

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 Diretor de Drenagem Urbana (PDDU)* deve se integrar aos Plano Diretor Urbano, de Infraestrutura, Saneamento Ambiental e Meio

Ambiente. A drenagem faz parte da infraestrutura urbana, portanto, deve ser planejada em conjunto com os outros sistemas;

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. Excepcionalmente quando isto ocorrer o acréscimo deve ser amortecido a jusante e custeado pelo projeto em causa;*
3. Plano de controle da drenagem urbana deve contemplar as bacias hidrográficas sobre as quais a urbanização se desenvolve. O controle deve ser realizado considerando a bacia como um todo e não em trechos isolados. As medidas não podem reduzir o impacto de uma área em detrimento de outra, ou seja, *os impactos de quaisquer medidas não devem ser transferidos*. Caso isso ocorra, deve-se prever uma medida completa de retorno a vazão de pico atualmente existente.
4. O Plano deve prever a *minimização do impacto ambiental devido ao escoamento pluvial* através da compatibilização com o planejamento do saneamento ambiental, controle do material sólido e a redução da carga poluente nas águas pluviais.
5. O Plano Diretor de Drenagem Urbana, na *sua regulamentação, deve contemplar o planejamento das áreas a serem desenvolvidas e a densificação das áreas atualmente loteadas*.
6. *Os meios de implantação do controle de enchentes são o PDDU, as Legislações e o Manual de Drenagem*. O primeiro estabelece as linhas principais, as legislações controlam e o Manual orienta.

7. 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 ação 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.
8. 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*;
9. O *custo da implantação das medidas estruturais e da operação e manutenção da drenagem urbana devem ser transferidos aos proprietários dos lotes*, proporcionalmente a sua área impermeável, que é a geradora de volume adicional, com relação às condições naturais.
10. É essencial um gerenciamento eficiente na manutenção de drenagem e na fiscalização da regulamentação.

2.2.2 Objetivos

Os objetivos da gestão da drenagem urbana no Distrito Federal são de compatibilizar a urbanização e sua infraestrutura com o escoamento pluvial de forma a evitar impactos sobre a sociedade e o meio ambiente e proporcionar um ambiente sustentável de longo prazo.

2.2.3 Metas

As principais metas da drenagem urbana são:

- Eliminar os alagamentos na cidade para o risco e cenário de ocupação de projeto;
- Minimizar a poluição do escoamento pluvial, garantindo a sustentabilidade ambiental dos rios e reservatórios a jusante das áreas urbanizadas, como o lago Paranoá e outros reservatórios urbanos que fazem parte do sistema de abastecimento de água;
- Eliminar qualquer tipo de ravinamento, erosão e área degradada, produzidos pelo aumento da velocidade do escoamento pluvial, como resultado da urbanização.

2.2.4 Estratégias

As principais estratégias são:

- Evitar os impactos de novos empreendimentos na cidade sobre a drenagem urbana, com base em medidas não-estruturais: melhoria do gerenciamento e a aplicação da legislação de controle dos impactos na drenagem urbana;
- Atingir as metas do controle da drenagem urbana com relação ao impacto existente na cidade com base em duas medidas:
 - (a) medidas estruturais em cada bacia urbana;
 - (b) cobrança de uma taxa de drenagem de compensação por impactos individuais.

3 CRITÉRIOS DE PROJETO

3.1 Terminologia e conceitos

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

3.1.1 Sistema 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 da ordem de 2 km² 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 km² (que está de acordo com a definição anteriormente mencionada).

3.1.2 Escoamento e condicionantes de projeto

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

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, oceano. Esses condicionantes reduzem a vazão de um rio independentemente da capacidade local de escoamento;

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 (ou de automóveis).

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.

O escoamento numa canalização pode possuir pressão a superfície livre, quando é igual à pressão da gravidade ou escoamento sob pressão, quando é diferente da gravidade. Os escoamentos mencionados acima podem ser não-permanentes e estar sob pressão quando a vazão atinge um valor superior a sua capacidade. Num sistema de drenagem isto pode ocorrer em alguns trechos e outros estarem à superfície livre.

3.1.3 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 (T_r) é o inverso da probabilidade p e representa o tempo, *em média*, que este evento tem chance de se repetir.

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

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 3.1 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:

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

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,

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

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.

3.2 Regulamentação

A regulamentação é estabelecida para controlar o impacto dos novos empreendimentos e reformas, que venham solicitadas ao governo do Distrito Federal. Estas normas se baseiam no controle de vazão máxima, qualidade da água e erosão. A Tabela 3.1 caracteriza a relação entre os impactos, objetivos, ação e a regulamentação possível.

Tabela 3.1. Impactos e regulamentação sobre o escoamento pluvial (TUCCI & MELLER, 2007).

Efeito	Impactos	Objetivo	Ação	Regulamentação
Recarga do Aquífero	Diminuição do lençol freático e da vazão de base	Manter os níveis anuais médios de recarga e a vazão de base.	Infiltração na área desenvolvida	Garantir a recarga média anual de acordo com os tipos de solo da região
Qualidade da água	Aumento da carga de poluentes na água pela lavagem das superfícies urbanizadas	Reduzir a 80% da carga da qualidade da água devido a eventos pluviais	Tratar o volume dos sólidos suspensos das superfícies urbanas ¹	O controle é realizado para o volume da chuva de 1 a 2 anos e 24 horas ou um volume correspondente a 90% dos eventos anuais.
Erosão e assoreamento	Erosão do leito dos canais devido ao aumento da vazão e velocidade	Reduzir a energia do escoamento	Restringir a vazão pré-desenvolvimento e dissipar a energia através de reservatórios ou dissipadores	O controle é realizado armazenando a chuva de 1 a 2 anos de 24 horas.

No Anexo II é apresentada a legislação definida para controle da vazão dos empreendimentos de drenagem urbana no Distrito Federal. Um resumo dos critérios é apresentado na Tabela 3.2 e Tabela 3.3.

Tabela 3.2. Critérios da regulamentação para controle da drenagem urbana adotados no Distrito Federal.

Impactos	Critério	Medidas
Vazão máxima	A vazão máxima específica para novas áreas impermeáveis deve ser menor ou igual a 24,4 l/(s.ha).	Para controle com volume em área inferior a 100 ha o volume deve ser menor ou igual a $V = 4,705.A.AI$. A área impermeável pode ser compensada por dispositivos de infiltração (Tabela 3.3).
Aumento da velocidade	A velocidade após o novo empreendimento para a rede a jusante deve ser menor ou igual à existente antes do empreendimento.	Verificação da velocidade antes e depois do projeto quando entra na rede pública.
Qualidade da água	A carga de poluentes da área urbanizada deve ser reduzida em 80% após a urbanização	O critério é de armazenar o escoamento superficial correspondente a chuva de 90% de duração, que em Brasília corresponde a 22,5 mm.

3.2.1 Vazão máxima

A vazão específica dos novos empreendimentos está limitada a 24,4 l/(s.ha), para evitar o aumento da vazão devido à impermeabilização.

Volume para manter a vazão de pré-desenvolvimento

Para áreas menores ou iguais a 100 ha o reservatório é utilizado como alternativa de controle, a formulação a ser usada é:

$$\frac{V}{A} = 4,705.AI \quad (3.3)$$

Onde V/A é o volume dividido pela área de contribuição em m^3/ha ; AI é a proporção de área impermeável em %. Esta área pode ser reduzida pelo uso dos dispositivos da Tabela 3.3.

Tabela 3.3. Fatores da redução da área impermeável pelo uso de sistemas de infiltração.

Dispositivo	Fator de redução da área impermeável (k)¹ %
Pavimentos permeáveis	60
Desconexão das calhas de telhado para superfícies permeáveis com drenagem	40
Desconexão das calhas de telhado para superfícies permeáveis sem drenagem	80
Trincheiras de infiltração	80

1 – A área impermeável resultante A_i da área coberta com o dispositivo A_d , fica: $A_i = (1-k/100) \times A_d$.

3.2.2 Qualidade da água

A contaminação da água pluvial ocorre pela lavagem das superfícies e o transporte de sólidos. Grande parte dos poluentes está agregada aos sedimentos. Reduzindo os sedimentos é possível reduzir os poluentes pluviais.

A regulação sobre qualidade da água visa o tratamento da água pluvial para evitar a poluição e os prejuízos à vida dos sistemas aquáticos. O objetivo é o tratamento da qualidade considerando os diferentes tipos de poluentes observados na água pluvial.

Grande parte da poluição que vem na água pluvial é recolhida na primeira parte da chuva. Esta parcela da chuva varia desde 12,5 mm a 40 mm dependendo das condições e frequência. Neste caso o importante é o número de eventos por ano e a quantidade de volume em cada evento (parte inicial da chuva) encaminhado para retenção. Retendo este volume no reservatório, os sedimentos e poluentes existentes no volume se depositam e reduzem a carga existente na água para jusante. Portanto, existem dois fatores relacionados com este problema: o volume de água retido, relacionado com a chuva inicial, e o tempo que este volume deverá ficar na retenção.

Algumas metas devem ser traçadas para caracterizar o objetivo de retirada do poluente das águas pluviais. A prática americana através da EPA identificou que tratando uma parcela dos sólidos suspensos do escoamento pluvial o objetivo de

reduzir a carga em 80% do escoamento pluvial é atingido (USEPA, 1993). Esta meta pode ser atingida retendo uma parcela da chuva inicial do maior número de eventos do ano. Isto pode ser obtido retendo um valor específico de chuva (representativo do maior número de eventos) ou um valor relacionado com um determinado risco.

A regulação adotada pela EPA estabelece que tratando o escoamento pluvial gerado pela precipitação correspondente a 2 anos de tempo de retorno e duração de 24 horas esta meta é atingida. Outros autores mostraram que para tempos de retorno menor que este a meta pode ser atingida (ROESNER, 1991; PITT, 1989).

Analisando as chuvas de Brasília, estimou-se que para 22,5 mm as precipitações da cidade são menores ou iguais a este valor em 95% do tempo, para os valores anuais, e 90%, para o período chuvoso.

O volume adicional para controle da qualidade da água é:

$$V_{qa} = 33,8 + 180.A_i \quad (3.4)$$

Sendo V_{qa} (m^3/ha) e A_i a área impermeável entre 0 e 1. Esta equação mostra que mesmo com uma área impermeável nula é necessário um pequeno volume ($39,3 m^3/ha$) para o escoamento superficial resultante do balanço da infiltração da área. Para uma área totalmente impermeável o volume sobe para $248,8 m^3/ha$.

Para esvaziar este volume em 24 horas a vazão de saída dos dispositivos para este volume é estimada em:

$$Q = v_{qa}.A_d/8,64 \quad (3.5)$$

Onde Q é obtido em m^3/s ; A_d é a área de drenagem em ha.

3.2.3 Erosão e sedimentos

Toda a bacia hidrográfica gera sedimentos devido ao efeito da energia da chuva sobre o solo que produz os sedimentos e transporta pelo sistema de drenagem. Outra parcela dos sedimentos pode ser gerada pela erosão das margens dos rios. Quando a velocidade do escoamento é inferior a capacidade de transporte os sedimentos se depositam nos condutos e canais obstruindo o escoamento.

Quando ocorre a ocupação de uma nova área a erosão do solo aumenta quando:

- Os novos loteamentos são abertos e é retirada a cobertura do solo permitindo maior erosão;
- Canteiros de obras tendem a aumentar a erosão falta de proteção das superfícies e transporte de material usado na construção;
- Aumento da velocidade de novas construções criando condições de erosão para jusante.

Parte dos sólidos é controlada pelo reservatório que controla a qualidade da água, como o terceiro item acima, na medida em que é construída a jusante dos empreendimentos, reduzindo o impacto para jusante. No caso dos dois primeiros itens acima, é necessário desenvolver um manual para construção civil e normas de construção para minimizar este impacto. Este manual faz parte dos produtos a serem desenvolvidos nos programas no plano.

3.3 Concepção da drenagem

Os principais critérios de projeto em drenagem urbana envolvem o seguinte:

- Abrangência espacial e magnitude;
- Cenários de projeto;
- Princípios e estratégias de projeto da drenagem urbana, destacados nos itens 2.2.1 e 2.2.4;
- Critérios de projeto e funções dos elementos.

3.3.1 Abrangência espacial e magnitude

Na análise dos projetos de drenagem devem-se considerar os diferentes níveis, que são:

- Na fonte (capítulo 5): que envolvem projetos de empreendimentos individuais de áreas limitadas;
- Microdrenagem (capítulo 6): quando tratam do projeto de arruamento e drenagem que integram mais de um projeto individualizado de uma área pequena;
- Macrodrenagem (capítulo 7): que representa os projetos que integram as microdrenagens num eixo maior de escoamento da cidade;

A dimensão de cada um destes elementos podem mesmo variar de uma região para outra em função das especificidades.

A macrodrenagem é dimensionada considerando toda a sub-bacia urbana e não trechos isolados. Isto é essencial para seja evitada a transferência de impacto. A drenagem na fonte e na microdrenagem deve ser dimensionada considerando as capacidades existentes na macrodrenagem, evitando aumentar a vazão. Os projetos não podem ser vistos isoladamente e não podem transferir aumento de vazão ou impacto da qualidade da água e erosão.

3.3.2 Cenários de projeto

Os cenários de projeto envolvem:

Ocupação atual e futura da bacia hidrográfica

Os projetos de drenagem devem considerar no seu cenário de análise a ocupação futura da bacia hidrográfica prevista no Plano Diretor Urbano. O DF não possui um controle na fonte do aumento do escoamento. É essencial que isto seja desenvolvido para que a vazão não aumente nos projetos de microdrenagem impactando a macrodrenagem. Este aspecto não é abordado no termo de referência.

O risco de projeto

Na Tabela 3.4 são apresentados os riscos recomendados para os projetos de drenagem urbana. O projetista deve procurar definir o risco do projeto considerando 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.

Tabela 3.4. 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
	Aeroporto	5 – 10	5
	Áreas comerciais e Avenidas	5 – 10	10
Macrodrenagem		10 - 25	10
Zoneamento de áreas ribeirinhas		5 - 100	100*

* limite da área de regulamentação

3.3.3 Vazão de projeto

O método racional foi escolhido como método para o cálculo da vazão máxima de saída para um determinado risco relacionado com a chuva da área em estudo.

A vazão máxima é obtida pelo método Racional, por

$$Q = 0,278.C.I. A. \quad (3.6)$$

Onde Q é obtido em m³/s, C é o coeficiente de escoamento, I é a intensidade chuva em mm; e A é a área da bacia em km².

A precipitação deve ser determinada para um tempo de retorno escolhido que corresponde ao risco da chuva e a duração correspondente ao tempo de concentração da bacia. Estes fatores são indicados abaixo.

Os parâmetros de projeto estabelecem os condicionantes de aplicação do método de acordo o tamanho da bacia, precipitação, coeficiente de escoamento, tempo de concentração

Tamanho da bacia: É recomendável o uso do método racional até 200 ha. Para áreas maiores “deverão ser utilizados outros métodos, como o do hidrograma unitário e de modelos de transformação de chuva em deflúvio”. O limite da área de drenagem para o método racional depende de vários fatores como a distribuição temporal e espacial da chuva e tempo de concentração da bacia.

Precipitação: A Intensidade x duração x frequência para Brasília é a seguinte:

$$I = \frac{1574,70.T^{0,207}}{(t + 11)^{0,884}} \quad (3.7)$$

Onde T é o tempo de retorno em anos, t é a duração em minutos e I é a intensidade em mm/h.

Coeficiente de Escoamento: O coeficiente de escoamento utilizado no método racional depende das seguintes características: solo; cobertura; tipo de ocupação; tempo de retorno; intensidade da precipitação.

O coeficiente de escoamento varia com a magnitude da precipitação, já que representa a parcela da chuva que gera escoamento. Na medida em que a precipitação aumenta o coeficiente de escoamento deve aumentar porque a infiltração foi atendida. Geralmente o coeficiente de escoamento das tabelas é aceitável para 2 a 5 anos, que são os riscos dos dados utilizados na sua determinação.

Os valores superiores da tabela correspondem aos tempos de retorno maiores e os menores para o tempo de retorno menor.

Existem várias tabelas para a determinação do coeficiente de escoamento de acordo com as superfícies urbanas. Estas alternativas são: Com base no detalhamento das áreas; com base em valor médio por superfícies maiores.

(a) Detalhamento das áreas: Este coeficiente pode ser determinado para pequenas áreas ou para bacias agregadas considerando o peso de cada área no cálculo final do coeficiente médio de uma sub-bacia.

$$C = \frac{\sum A_i C_i}{\sum A_i} \quad (3.8)$$

Onde o valor de C_i e A_i são de cada área i .

De forma geral o coeficiente de escoamento pode ser expresso por :

$$C = C_p + (C_i - C_p) A_i \quad (3.9)$$

Onde C_p é o coeficiente de escoamento para áreas permeáveis e C_i é o coeficiente de escoamento para área impermeável, geralmente adotado em 0,95 e A_i a área impermeável.

Os valores de C_p podem ser estimados com base nos valores da Tabela 3.5. Este coeficiente também pode ser estimado com base nas tabelas do SCS de acordo com o descrito a seguir.

O valor de C_p representa o coeficiente de escoamento de uma superfície permeável pode ser estimada com base na equação do SCS (SCS, 1975)

$$C_p = \left[\frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \right] \cdot \frac{1}{P} \quad (3.10)$$

Onde P é a precipitação total do evento em mm; S é o armazenamento, que está relacionado com o parâmetro que caracteriza a superfície (CN) por

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3.11)$$

Tabela 3.5. Valores de C_p

Fonte	C_p
Grama (solo arenoso) ASCE, 1969	0,05 a 0,20
Grama (solo pesado) ASCE, 1969	0,13 a 0,35
Matas, parques e campos de esporte (WILKEN, 1978)	0,05 – 0,20
Equação Schueller (USA, 44 bacias)	0,05
Equação Urbonas <i>et al.</i> (1990)(USA, 60 bacias)	0,04
Equação Tucci (Brasil, 11 bacias)	0,047
USANDO <i>Soil Conservation Service</i>	0,025 – 0,31

1 – Estes valores foram estimados para eventos frequentes o que indica que são válidos para riscos de 2 a 5 anos. Para riscos maiores o valor de C aumenta.

O valor de CN depende do tipo de solo e características da superfície. A precipitação total do evento para o método racional é:

$$P = I \cdot t_c \quad (3.12)$$

Onde I é a intensidade em mm/h e t_c o tempo de concentração em horas.

(b) Valor médio de superfícies maiores: Estes valores são apresentados na Tabela 3.6 de acordo com a literatura.

Tabela 3.6. Valores recomendados do coeficiente de escoamento (adaptado de ASCE, 1969 e WILKEN, 1978).

Descrição da área	C
Área Comercial/Edificação muito densa:	
Partes centrais, densamente construídas, em cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 - 0,95
Área Comercial/Edificação não muito densa:	
Partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 - 0,70
Área Residencial:	
Residências isoladas; com muita superfície livre	0,35 - 0,50
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
<i>Playgrounds</i>	0,20 - 0,35
Pátios ferroviários	0,20 - 0,40
Áreas sem melhoramentos	0,10 - 0,30

Recomendamos que fique a critério do projetista a escolha e a definição do coeficiente de escoamento, mas que considere a ponderação das áreas de acordo com a equação 3.8.

O fator de correção do coeficiente de escoamento de acordo com o tempo de retorno pode ser obtido de acordo com a Tabela 3.7.

Tabela 3.7. Coeficiente multiplicador do coeficiente de escoamento de acordo com o tempo de retorno (WRIGHT-MACLAUGHIN, 1969).

Tempo de retorno (anos)	Multiplicador
2 a 10	1,0
25	1,1
50	1,2
100	1,25

3.4 Projeto de Drenagem Urbana

Um projeto de drenagem urbana deve possuir os seguintes componentes principais (Figura 3.1):

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 (fonte, micro ou macrodrenagem). As variáveis de projeto são a vazão máxima ou hidrograma dos dois cenários, as características básicas dos dispositivos de controle e a carga de qualidade da água resultante do projeto.

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.

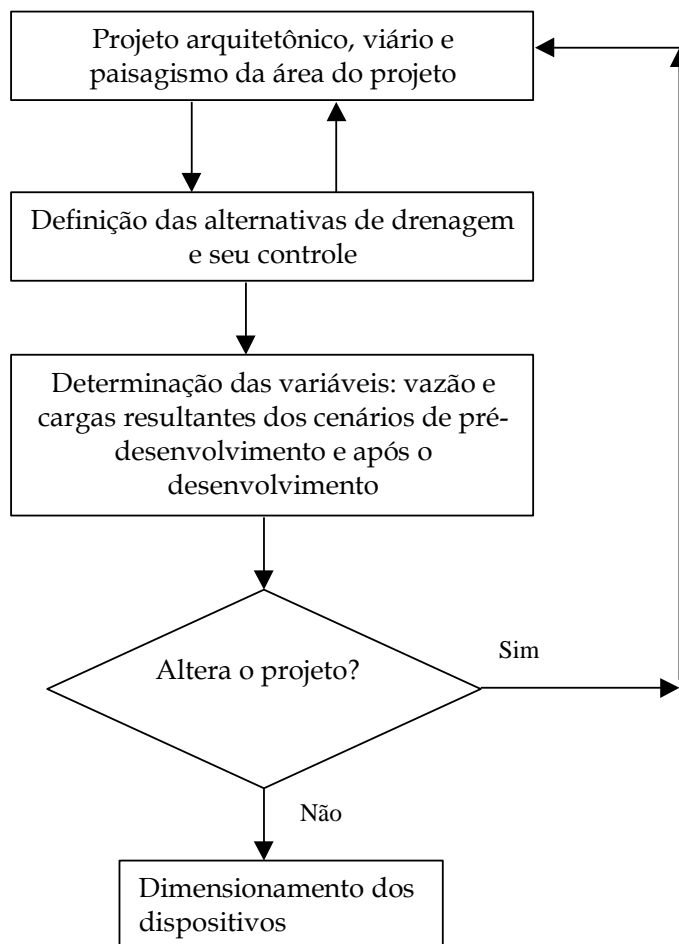


Figura 3.1. Sequência para desenvolvimento do projeto.

3.5 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 2km² ou dos principais riachos urbanos.

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 aplicado 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, 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 todo o sistema de drenagem, aumentando exponencialmente o custo.

4 MEDIDAS SUSTENTÁVEIS NA FONTE

4.1 Critérios

O dimensionamento da drenagem proveniente de um lote, condomínio ou outro empreendimento individualizado, estacionamento, parques e passeios são denominados aqui de drenagem na fonte. De acordo com a legislação, a drenagem desta área deve possuir uma vazão máxima de saída igual ou menor que a vazão máxima de pré-desenvolvimento. A legislação pertinente é apresentada no Anexo I, onde são especificados os procedimentos para áreas de acordo com seu tamanho. Para as áreas menores que 100 ha, 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 do decreto 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.

4.2 Dimensionamento da drenagem pluvial na fonte

Para evitar impactos devido a urbanização, a legislação prevê que o controle possa ser realizado dentro do lote ou no loteamento. As normas indicam que:

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 o Distrito Federal segundo a resolução da Adasa **24,4 l/(s.ha)**;

3. Para manter a vazão de pré-desenvolvimento existem várias alternativas. A norma estabelece que (veja fluxograma na Figura 4.1):

3.a Para uso de reservatórios e área de drenagem menor ou igual a 100 ha o cálculo é realizado por:

$$V = 4,705 A \cdot AI \quad (4.1)$$

Onde: V : volume em m^3 ; A : área drenada para jusante do empreendimento (ha); AI : área impermeável que drena a precipitação para os condutos pluviais (% da área total A).

As normas permitem a redução do volume se houverem medidas dentro do empreendimento tais como: áreas de infiltração; pavimentos permeáveis e trincheiras de infiltração (Tabela 4.1).

3.b Para projetos com áreas maiores que 100 ha é solicitado um estudo hidrológico específico;

4. Para a verificação da possibilidade de uso de dispositivos de infiltração utilize os critérios apresentados na Tabela 4.2 (ou no item 4.4);
5. O dimensionamento dos dispositivos selecionados (reservatórios e/ou aumento da infiltração) é realizado com base nos elementos apresentados no item a seguir.

Tabela 4.1. Percentagem de reduções da área impermeável permitida pelo Decreto.

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	80

Tipo de medida	Redução da área impermeável em %
Drenagem de 100% da superfície impermeável para trincheira de infiltração	80

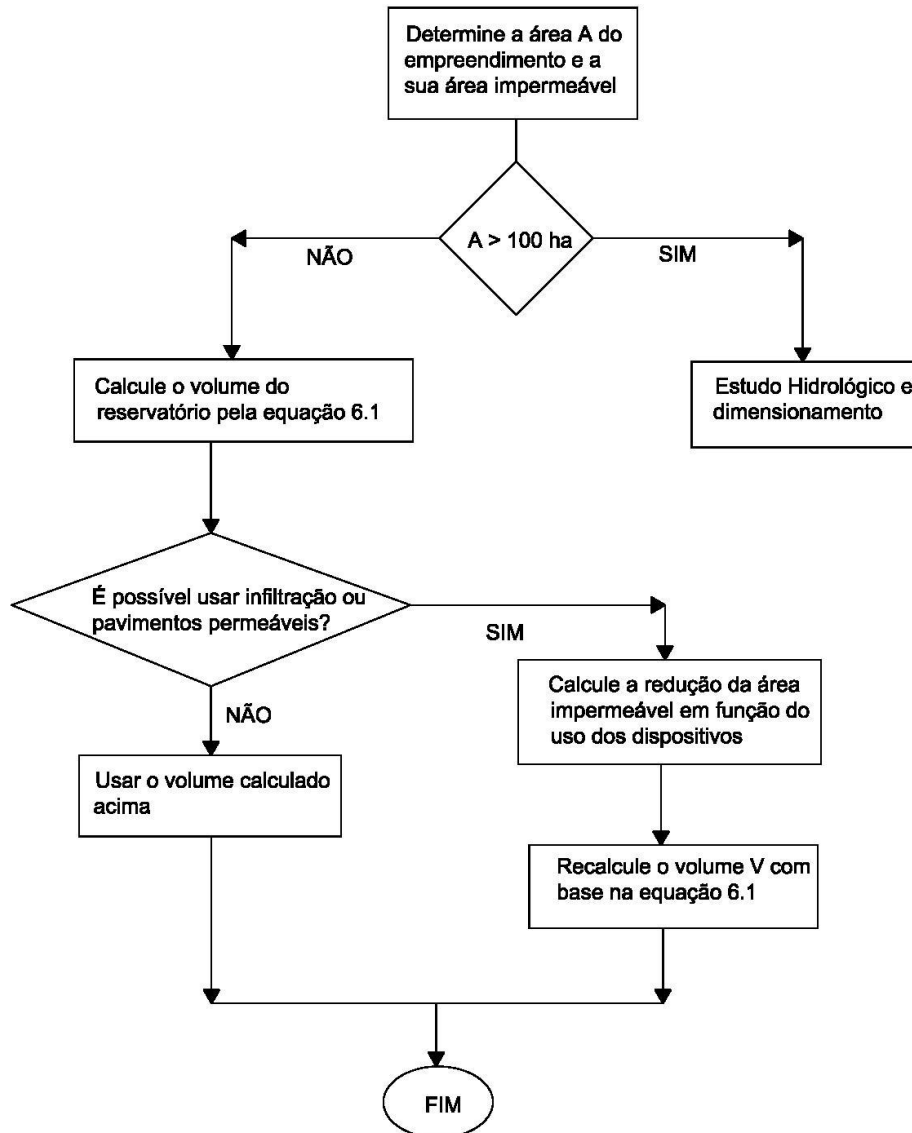


Figura 4.1. Fluxograma das atividades do projeto.

Tabela 4.2. 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. O decreto 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 a 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 1,20 m 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 sub-solo. O decreto 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. O decreto 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 1,20 m 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.

4.3 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 a 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 4.3). O benefício do uso desta medida é de recuperar a recarga e para o proprietário a redução da taxa de drenagem;
- Armazenam temporariamente a água em reservatórios locais (item 4.5).

4.4 Infiltração e percolação

4.4.1 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.

Os dispositivos usuais de infiltração são: pavimentos permeáveis, mantas ou planos de infiltração, valos de infiltração, bacias de infiltração, poços de infiltração. Os dispositivos de percolação são: bacias de percolação ou trincheiras.

As vantagens e desvantagens dos dispositivos que permitem maior infiltração e percolação são as seguintes (URBONAS & STAHRÉ, 1993):

- Redução das vazões máximas à 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 4.2 com as suas características principais descritas a seguir.

Infiltração direta: Segundo Urbonas & 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;

Caso estas condições não excluam o local, é realizada uma segunda avaliação, usando o método desenvolvido pela *Swedish Association for Water and Sewer Works* (1983) *apud* Urbonas & Stahre (1993), que é:

- 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.

O Quadro 4.1 fornece os valores dos pontos de acordo com cada característica.

Percolação: Urbonas & Stahre (1993) identificam as seguintes condições nas quais não podem ser utilizadas 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 preenchido (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* (1983). O Quadro 4.1 indica a pontuação.

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.

Quadro 4.1. Sistema de pontuação para avaliação de locais de implantação de dispositivos de infiltração e/ou percolação (URBONAS & STAHR, 1993)

Características	Pontos
1. Razão entre área impermeável contribuinte (A_{IMP}) e área de infiltração (A_{INF})	
• $A_{INF} > 2 \cdot A_{IMP}$	20
• $A_{IMP} \leq A_{INF} \leq 2 \cdot A_{IMP}$	10
• $0,50 \cdot A_{IMP} \leq A_{INF} \leq A_{IMP}$	5
Superfícies impermeáveis menores que $0,50 \cdot A_{IMP}$ não devem ser usadas para infiltração	
2. Natureza da camada de solo superficial	
• 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
3. Subsuperficial	
• 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
4. Declividade (S) da 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
6. 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

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 *Swedish Association for Water and*

Sewer Works (1983). No Quadro 4.2 ao Quadro 4.4 são apresentados modelos para ponderação.

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”.

Quadro 4.2. Modelo para ponderação para superfície de infiltração

Modelo de procedimento de projeto Verificação preliminar da aplicabilidade para estruturas somente de infiltração – parte 1	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
<p>Obs.: cada item possui um fator parcial f, que assume o valor correspondente à alternativa assinalada</p> <p>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):</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> f1 = 0 Não <input type="checkbox"/> f1 = 1 </p> <p>2. Camada impermeável da superfície infiltrante 1,20 m ou menos (assinale Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não):</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> f2 = 0 Não <input type="checkbox"/> f2 = 1 </p> <p>3. A superfície infiltrante está preenchida (assinale Sim ou Não):</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> f 3 = 1 </p> <p>Preenchimento com areia ou cascalho limpos (caso a anterior seja Sim)</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> f 3 = 1 Não <input type="checkbox"/> f 3 = 0 </p> <p>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</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> f 4 = 0 Não <input type="checkbox"/> f 4 = 1 </p> <p>5. Fator f global $f = f1 \cdot f2 \cdot f3 \cdot f4$</p> <p>6. Conclusão Se f = 1, marcar a opção passar para a parte 2 Se f = 0, marcar a opção não passar para a parte 2</p> <p style="text-align: right;"> Passar para parte 2 <input type="checkbox"/> Não passar para parte 2 <input type="checkbox"/> </p>	<p style="text-align: right;">Prof = _____ m</p> <p style="text-align: right;">Prof = _____ m</p> <p style="text-align: right;">f = <input style="width: 50px;" type="text"/></p>
<p>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.</p>	

Quadro 4.3. Modelo para ponderação de dispositivo de percolação

Modelo de procedimento de projeto Verificação preliminar da aplicabilidade para estruturas somente de percolação – parte 1	
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Localização:	
<p>Obs.: cada item possui um fator parcial f, que assume o valor correspondente à alternativa assinalada</p> <p>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):</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> $f1 = 0$ Não <input type="checkbox"/> $f1 = 1$ </p> <p>2. Camada impermeável do fundo do leito de percolação 1,20 m ou menos (assinale Sim ou Não, indicando a profundidade caso seja Não):</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> $f2 = 0$ Não <input type="checkbox"/> $f2 = 1$ </p> <p>3. O leito de percolação está preenchido (Sim ou Não):</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> $f3 = 1$ </p> <p>Preenchimento com areia ou cascalho limpos (caso a anterior seja Sim)</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> $f3 = 1$ Não <input type="checkbox"/> $f3 = 0$ </p> <p>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</p> <p style="text-align: right;"> Sim <input type="checkbox"/> $f4 = 0$ Não <input type="checkbox"/> $f4 = 1$ </p> <p>5. Fator f global $f = f1 \cdot f2 \cdot f3 \cdot f4$</p> <p>6. Conclusão Se $f = 1$, marcar a opção passar para a parte 2 Se $f = 0$, marcar a opção não passar para a parte 2</p> <p style="text-align: right;"> Passar para parte 2 <input type="checkbox"/> Não passar para parte 2 <input type="checkbox"/> </p>	<p>Prof = <u> 1,50 </u> m</p> <p>Prof = <u> 1,70 </u> m</p> <p>f = 1</p>
Observações: O local é apropriado para utilização de estrutura de percolação.	

4.4.2 Parâmetros para o dimensionamento das estruturas de infiltração ou percolação

Caso o dispositivo é escolhido, a fase seguinte é o seu dimensionamento. Os parâmetros de dimensionamento 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 m², podem ser utilizados os valores de taxas de infiltração, de acordo com a classificação do *Soil Conservation Service* utilizadas estão na Tabela 4.3. 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 I_b , que corresponde ao estado em que o solo atingiu a saturação.

Tabela 4.3. Alguns valores típicos de taxas de infiltração (FISCHER *et al.*, 1976).

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

I_o é a taxa de infiltração de solo seco e I_b é a taxa de infiltração de solo saturado.

Segundo a classificação do SCS (SCS, 1957) os tipos de solo mencionados na Tabela 4.3 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 profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial.

A Tabela 4.4 contém valores típicos de condutividade hidráulica, enquanto que a Tabela 4.5 contém valores de porosidade efetiva. Os tipos de solo podem ser vistos na Figura 4.2 (CAPUTO, 1969).

Tabela 4.4. Condutividade hidráulica saturada em diversos tipos de solo (URBONAS & STAHR, 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 4.5. Porosidade efetiva para materiais típicos (URBONAS & STAHR, 1993).

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

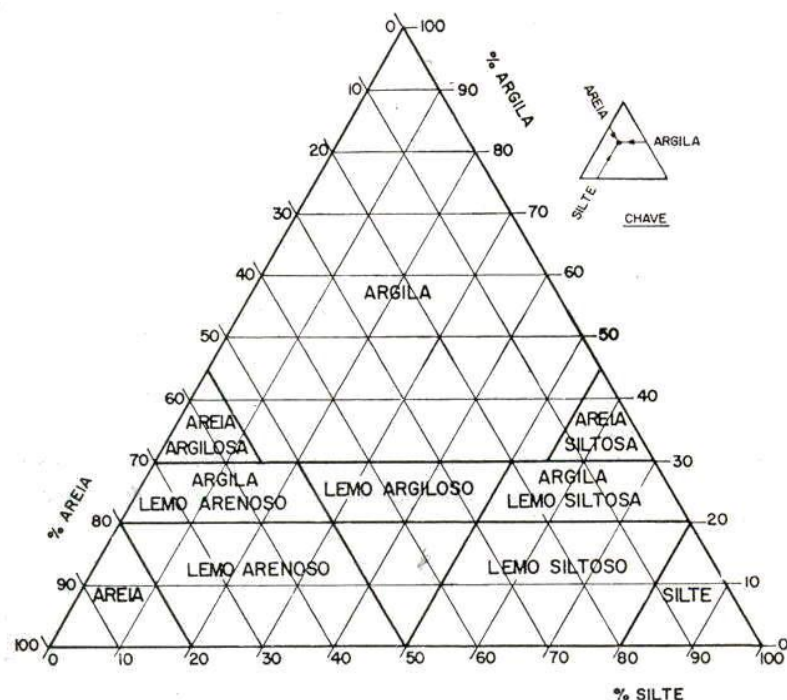


Figura 4.2. Classificação trilinear dos solos (CAPUTO, 1969).

Araujo *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%.

O dimensionamento dos dispositivos de infiltração e percolação faz uso da “curva envelope” de influxo de escoamento (URBONAS & STAHR, 1993). A máxima diferença entre esta curva e o fluxo de saída acumulado, como mostra a Figura 4.3, representa o volume a armazenar. Pode-se, em vez do máximo volume, utilizar-se da máxima profundidade (CIRIA, 1996). Neste manual estão demonstradas as duas maneiras.

Dois regiões distintas podem ser observadas na Figura 4.3. 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 4.6

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 4.7 (CIRIA, 1996):

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

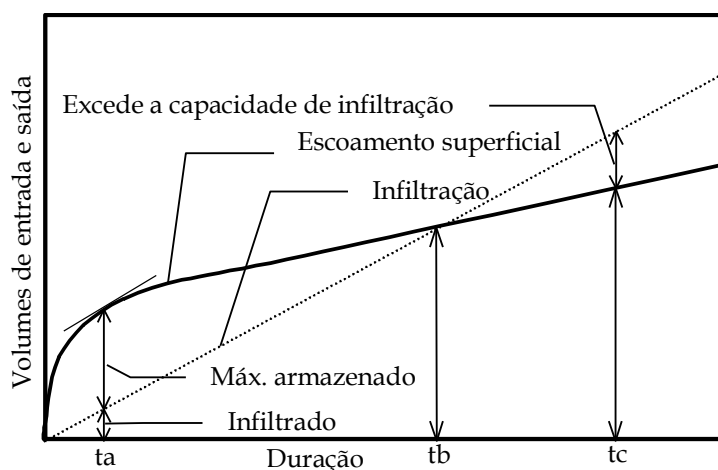


Figura 4.3. Curva envelope (Adaptado de URBONAS & STAHRÉ, 1993).

Tabela 4.6. Alguns valores típicos de coeficientes de infiltração, baseados na textura do solo (WATKINS *apud* CIRIA, 1996).

Tipo de solo	Coefficiente de infiltração (mm/h)
Cascalho	10 – 1000
Areia	0,1 – 100
Areno franco	0,01 – 1
Franco arenoso	0,05 – 0,5
Franco	0,001 – 0,1
Franco siltoso	0,0005 – 0,05

Tipo de solo	Coefficiente de infiltração (mm/h)
Características Calcárias	0,001 - 100
Ponto divisor para a maioria dos sistemas de infiltração	0,001
Franco argilo arenoso	0,001 – 0,01
Franco argilo siltoso	0,00005 – 0,005
Argila	< 0,0001
Rocha	0,00001 – 0,1

Tabela 4.7. Fatores de segurança para o coeficiente de infiltração (CIRIA, 1996).

Área drenada m ²	Consequências da falha do dispositivo de infiltração		
	Nenhum dano	Inconveniência menor	Danos à construção ou estrutura
< 100	1,50	2	10
100 a 1000	1,50	3	10
> 1000	1,50	5	10

4.4.3 Pavimentos permeáveis e mantas de infiltração

Pavimentos

Os pavimentos permeáveis são basicamente os seguintes (Figura 4.4): asfalto poroso; concreto poroso; pavimento de blocos de concreto vazado preenchido com material granular, como areia ou vegetação rasteira, como grama.

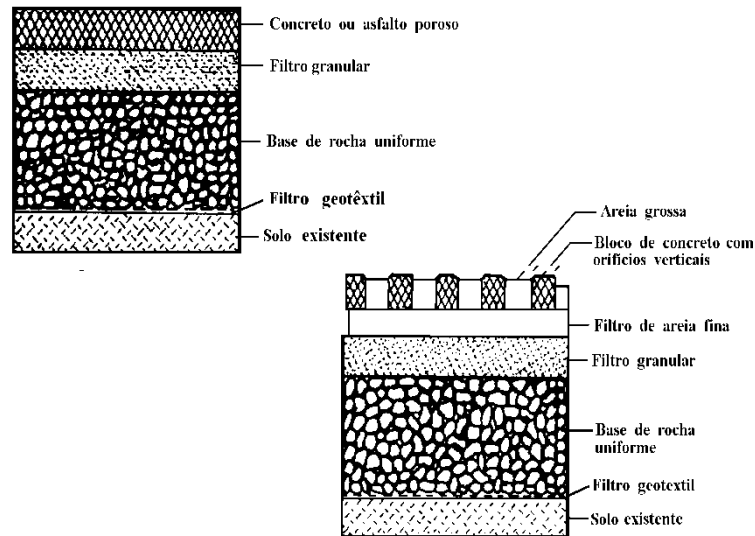
A camada superior dos pavimentos porosos (asfalto ou concreto) é construída de forma similar aos pavimentos convencionais, mas com a retirada da fração da areia fina da mistura dos agregados do pavimento. Segundo Schueller (1987), os pavimentos permeáveis são compostos por duas camadas de agregados (uma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

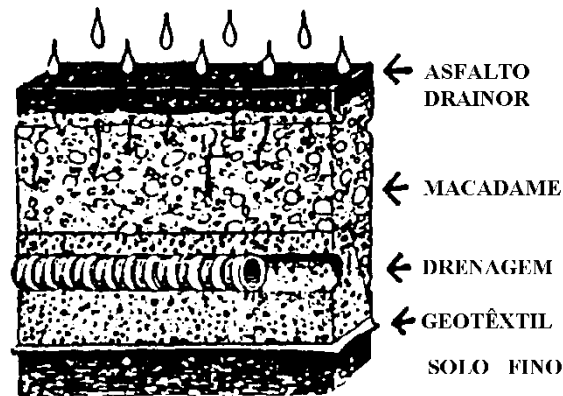
A capa de revestimento permeável somente age como um conduto rápido para o escoamento chegar ao reservatório de pedras. Assim, a capacidade de armazenamento dos pavimentos porosos é determinada pela profundidade do reservatório de pedras subterrâneo (mais o escoamento perdido por infiltração para o subsolo).

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.



(a) - pavimento poroso e celular poroso (URBONAS & STAHERE, 1993)



(b) - pavimento permeável (HOGLAND & NIEMCZYNOWICZ, 1986)

Figura 4.4. Seções transversais de pavimentos permeáveis.

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. Schueller (1987) recomenda o uso de brita 3 ou 4 no reservatório de pedras, conforme Tabela 4.8, 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 4.8. Classificação nominal da brita (ARAÚJO *et al.*, 2000).

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

Para uma brita 3 (comercial), verificou-se valores de porosidade da ordem de 40 a 50% (ARAÚJO *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 profundidade mínima 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 às pequenas espessuras da pasta de cimento (NEVILLE, 1982). As características do concreto são apresentadas na Tabela 4.9. 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 15 cm.

Tabela 4.9. Característica dos concretos sem finos para agregado de 9,5 a 19 mm. (MCINTOSH, BOTTON & 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

Na Tabela 4.10 e Tabela 4.11 são apresentados valores de coeficientes de escoamento obtidos para diferentes superfícies urbanas.

Tabela 4.10. Experimentos em superfícies urbanas (GENZ, 1994).

Superfície	Declividade (%)	Coefficiente 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
<i>Blockets</i> *	2	0,83 a 0,85	10 a 14	116 a 127

*blocos intertravados de concreto.

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 4.11. Resultados das simulações de chuva nas superfícies (ARAÚJO *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 4.5). Como o sistema é completamente enterrado, a superfície do solo pode ser usada para outras finalidades.

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. Conduitos 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.

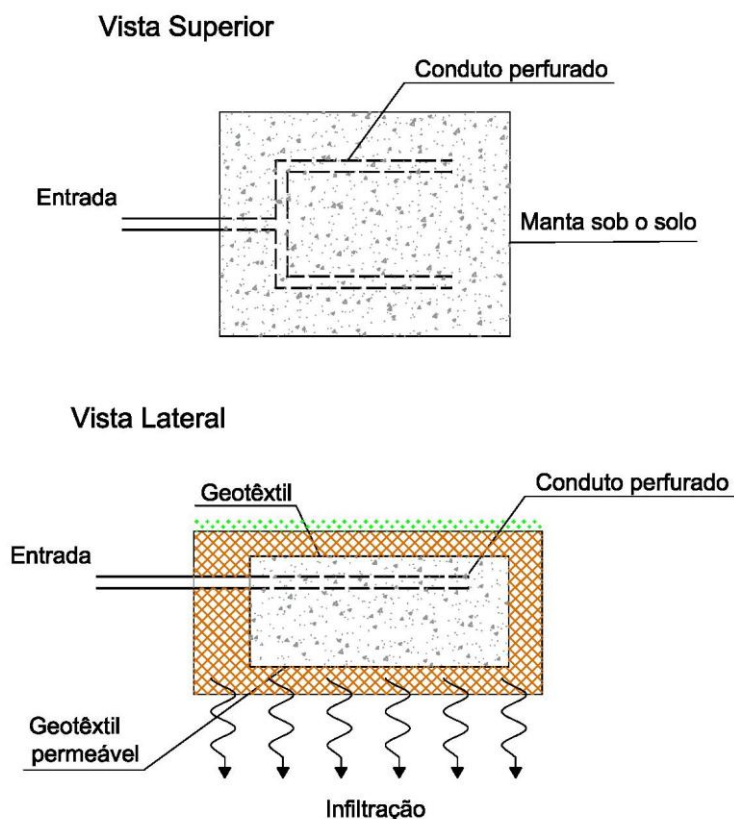


Figura 4.5. Manta de infiltração.

Dimensionamento

O procedimento adotado por CIRIA (1996) pode ser adaptado para os projetos dos sistemas de infiltração em planos e os pavimentos permeáveis (veja planilha no Quadro 4.5 e Quadro 4.6).

Os dados requeridos são os seguintes: q : coeficiente de infiltração (m/h); A : área a ser drenada (m²); ϕ : porosidade efetiva do material de preenchimento (volume de vazios/volume total); l : intensidade da chuva em (mm/h); t : a duração (h); A_b área base do sistema de infiltração (m²)

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 4.7);
2. Achar a porosidade efetiva do material de preenchimento granular ou estimar o valor na Tabela 4.5;
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}

$$h_{max} = \frac{t}{\phi} \cdot (R \cdot I - q) \quad (4.2)$$

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:

$$h_{max} = \frac{t}{\phi} \cdot (I - q) \quad (4.3)$$

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 4.7);
2. Achar a porosidade efetiva do material de preenchimento granular ou estime o valor da (Tabela 4.5);

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

4.1 Calcule $A \cdot I \cdot t$, $\phi \cdot h_{\max}$ e $q \cdot t$

4.2 Calcular A_b

$$A_b = \frac{A \cdot I \cdot t}{\phi \cdot h_{\max} + q \cdot t} \quad (4.4)$$

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

5.1 Selecione o maior valor dentre os obtidos no passo 5.

5.2 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:

$$t_{\text{esv}} = \frac{\phi \cdot h_{\max}}{q} \quad (4.5)$$

Quadro 4.6. Modelo de Planilha para determinação da profundidade máxima.

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: <i>área maior que 1000 m² para estacionamento</i>	$q = \frac{0,12}{1,50} \text{ m/h}$ $Q = 0,08 \text{ m/h}$																						
2. Porosidade	$\phi = 40 \%$																						
3. Razão de drenagem Dispositivo escolhido: Pavimento Permeável <i>Se o dispositivo escolhido for pavimento permeável $R=1$ e não é necessário calcular a razão a seguir</i> Área a ser drenada Área base de infiltração $R = A/A_b$	$A = \text{_____} \text{ m}^2$ $A_b = \text{_____} \text{ m}^2$ $R = \frac{\text{_____}}{1}$																						
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 intensidades (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 $h_{max} = (t/\phi) \cdot (R \cdot I - q)$. Para pavimento permeável $h_{max} = (t/\phi) \cdot (I - q)$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>I(m/h)</th> <th>t (h)</th> <th>h_{max} (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,13</td> <td>0,17</td> <td>0,019</td> </tr> <tr> <td>0,08</td> <td>0,50</td> <td>-0,005</td> </tr> <tr> <td>0,05</td> <td>1,00</td> <td>-0,075</td> </tr> <tr> <td>0,03</td> <td>2,00</td> <td>-0,245</td> </tr> <tr> <td>0,02</td> <td>4,00</td> <td>-0,613</td> </tr> <tr> <td>$h_{max} =$</td> <td>0,02</td> <td>m</td> </tr> </tbody> </table>	I(m/h)	t (h)	h_{max} (m)	0,13	0,17	0,019	0,08	0,50	-0,005	0,05	1,00	-0,075	0,03	2,00	-0,245	0,02	4,00	-0,613	$h_{max} =$	0,02	m	
I(m/h)	t (h)	h_{max} (m)																					
0,13	0,17	0,019																					
0,08	0,50	-0,005																					
0,05	1,00	-0,075																					
0,03	2,00	-0,245																					
0,02	4,00	-0,613																					
$h_{max} =$	0,02	m																					
Selecionar o maior valor de h_{max} calculado																							
Máximo valor de A_b (somente no caso de ter fornecido o valor de h_{max})	$A_b = \text{_____} \text{ m}^2$																						
4. Tempo de esvaziamento completo (deve ser menor que 12 h) $t_{esv} = \phi \cdot h_{max} / q$	$t_{esv} = 0,10 \text{ h}$																						
Observações: Portanto, o pavimento permeável deverá ser implantado na área de 4000 m ² , e possuir uma profundidade de 0,02m. Como esta profundidade é muito pequena, poderiam ser realizados novos cálculos, diminuindo a área com pavimento permeável, e consequentemente aumentando a altura.																							

4.4.4 Bacias e valos 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 4.6). 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 & STAHR, 1993). O método de dimensionamento é o tridimensional de CIRIA (1996), apresentado a seguir.

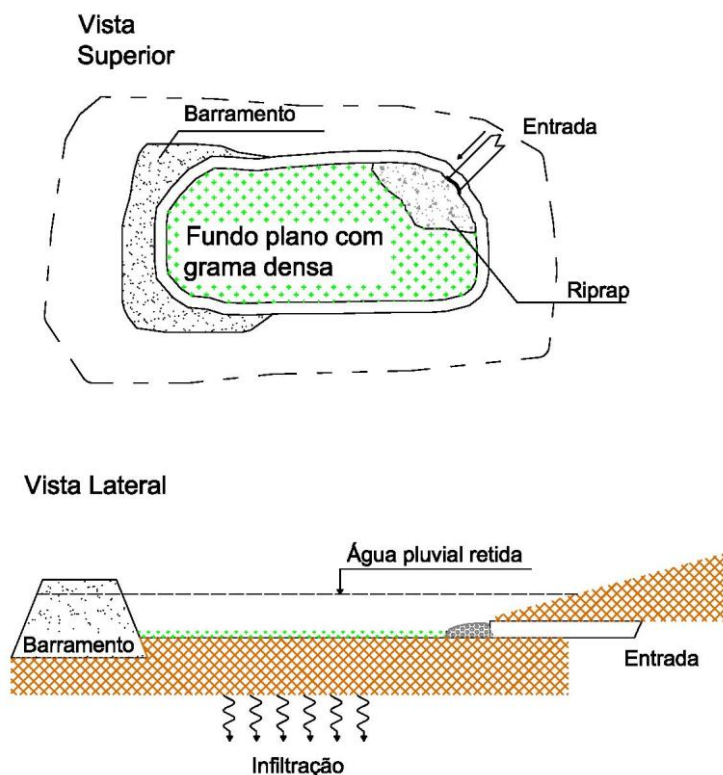


Figura 4.6. Caracterização da bacia de infiltração.

Valos de infiltração

Estes são dispositivos de drenagem lateral, muitas vezes utilizado paralelos às ruas, estradas, estacionamentos e conjuntos habitacionais, entre outros (Figura 4.7). 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.

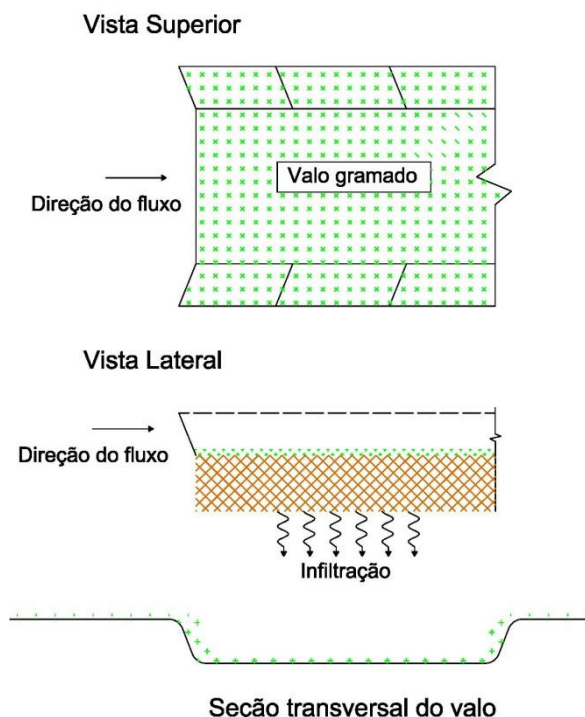


Figura 4.7. Valo de infiltração (CIRIA, 1996).

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

4.8, é apresentada uma vista geral, mostrando sua aplicação. Na Figura 4.9, pode-se ver um caso especial, aonde o valo vem acompanhado de um dispositivo de infiltração. Também são apresentados elementos para construção desse tipo de valo.

Para facilitar ainda mais a infiltração, podem ser instaladas pequenas contenções ao longo do comprimento (Figura 4.10), 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.

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 & STAHRÉ, 1993).

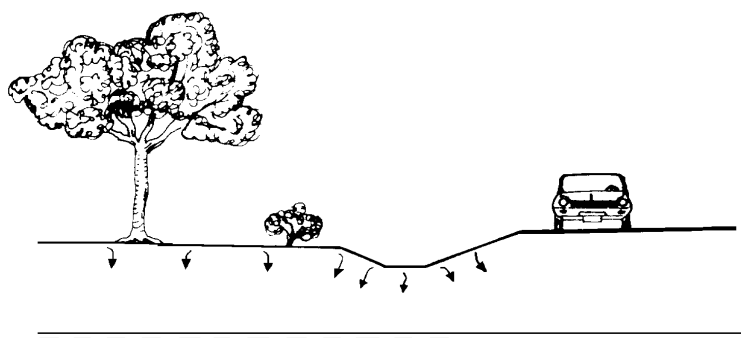


Figura 4.8. Vista do valo de infiltração (URBONAS & STAHRÉ, 1993).

Figura 4.10. Detalhe de um valo de infiltração com uma contenção (URBONAS & STAHERE, 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 4.11, há um exemplo em formato cilíndrico. Na Figura 4.12, há 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.

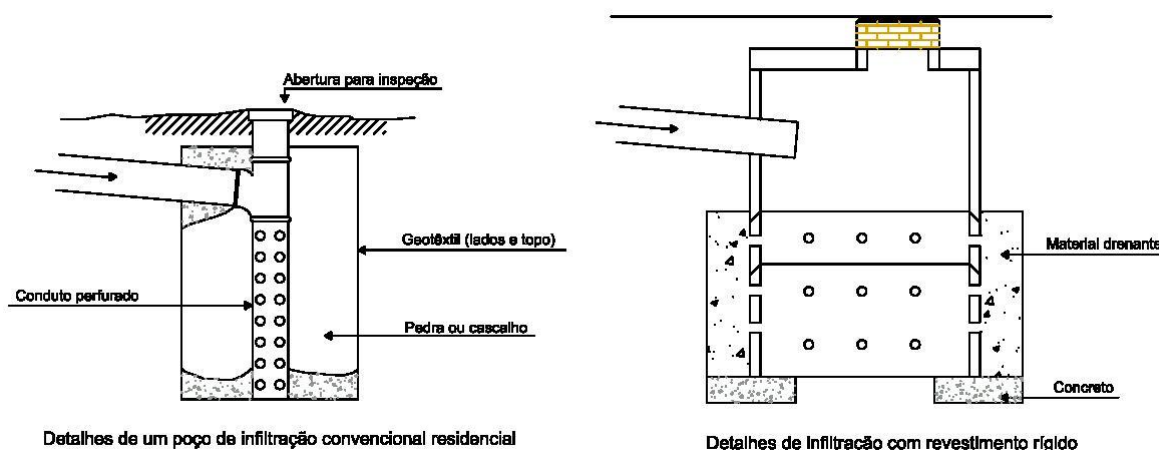


Figura 4.11. Poço de infiltração (CIRIA, 1996).

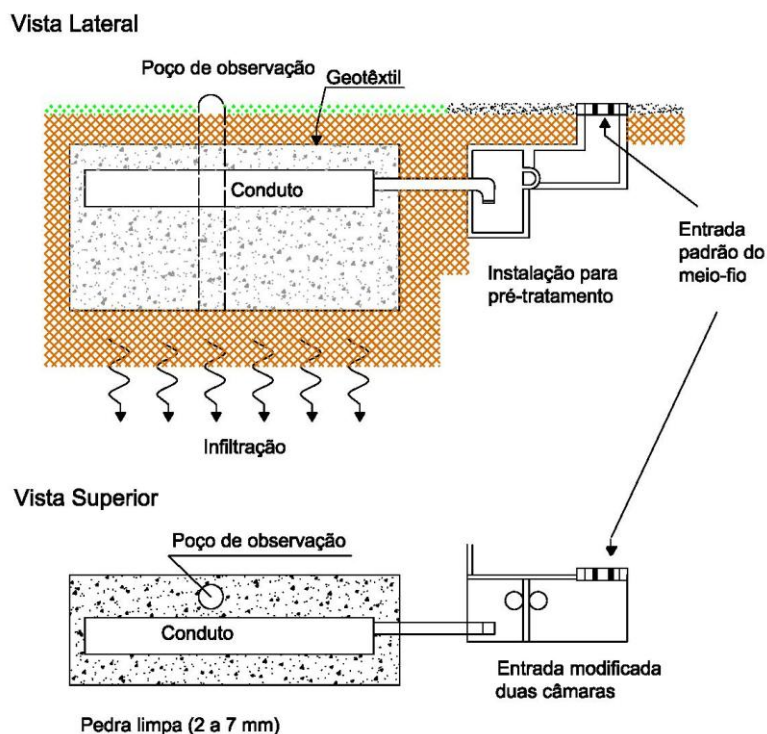


Figura 4.12. Poço de infiltração em forma de trincheira (CIRIA, 1996).

Dimensionamento

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 4.7);
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:

$$\phi' = \frac{\pi \cdot r'^2 + \phi \cdot (W \cdot L - \pi \cdot r'^2)}{W \cdot L} \quad (4.6)$$

Onde: r' : raio das seções dos anéis; W : largura de escavação e; L : comprimento de escavação.

3.1 Fornecer a área a ser drenada (A) e a área da superfície de infiltração (A_b);

3.2 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 ;

4. Determine o valor do coeficiente b :

$$b = \frac{P \cdot q}{A_b \cdot \phi} \quad (4.7)$$

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 :

$$a = \frac{A_b}{P} - \frac{A \cdot I}{P \cdot q} \quad (4.8)$$

8. Calcular h_{\max} :

$$h_{\max} = a \cdot (e^{-b \cdot t} - 1) \quad (4.9)$$

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

10. 1 Tomar o maior valor de h_{\max}

10.2 Se h_{\max} é inaceitavelmente alta, retornar ao passo 4 e aumentar as dimensões

10.3 Se h_{\max} é ainda inaceitavelmente alta:

Retorne ao passo 3.1 e reduza a área drenada a um sistema individual, ou retorne ao passo 3.2 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:

$$t_{\text{esv}} = \frac{\phi \cdot A_b}{q \cdot P} \cdot \ln \left(\frac{h_{\max} + \frac{A_b}{P}}{\frac{h_{\max}}{2} + \frac{A_b}{P}} \right) \quad (4.10)$$

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

Quadro 4.7 e Quadro 4.8 mostram as planilhas para o dimensionamento.

Quadro 4.7. Planilha com os dados para dimensionamento.

Modelo de procedimento de projeto											
Dados para o dimensionamento para sistemas de infiltração/percolação											
Projetista: Empresa: Data: Projeto: Bacia ou valo de infiltração Localização: Próximo do posto do 8º Distrito do INMET											
1. Coeficiente de infiltração (q) Solo (marcar a opção): Cascalho (10 – 1000 mm/h) <input type="checkbox"/> Areia (0,1 – 100 mm/h) <input type="checkbox"/> Areno lemoso (0,01 – 1 mm/h) <input type="checkbox"/> Lemo arenoso (0,05 – 0,50 mm/h) <input type="checkbox"/> Lemo (0,001 – 0,1 mm/h) <input type="checkbox"/> Lemo siltoso (0,0005 – 0,05 mm/h) <input type="checkbox"/> Características Calcárias (0,001 – 100 mm/h) <input type="checkbox"/> Lemo argilo arenoso (0,001 – 0,01 mm/h) <input type="checkbox"/> Lemo argilo siltoso (0,00005– 0,05 mm/h) <input type="checkbox"/> Argila (< 0,0001 mm/h) <input type="checkbox"/> Rocha (0,00001– 0,1 mm/h) <input type="checkbox"/> Outro valor de q*: _____ <input type="checkbox"/> * Recomendável ensaios de campo para a determinação de q Nestes testes, tomar o menor valor	q = <u>0,225</u> m/h										
2. Porosidade (Item somente é considerado nos sistemas tridimensionais) Existe preenchimento no dispositivo (Sim ou Não) <div style="text-align: right; margin-right: 20px;"> Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> </div> 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: <u>Aberto e sem preenchimento</u>	φ = %										
3. Chuva IDF utilizada: <div style="text-align: right; margin-right: 20px;"> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> </div>											
4. Durações utilizadas e intensidades correspondentes <table style="width: 100%; margin-left: 20px;"> <tr><td style="width: 50%;">10 min</td><td style="width: 50%;">I = <input type="text"/> mm/h</td></tr> <tr><td>30 min</td><td>I = <input type="text"/> mm/h</td></tr> <tr><td>60 min</td><td>I = <input type="text"/> mm/h</td></tr> <tr><td>120 min</td><td>I = <input type="text"/> mm/h</td></tr> <tr><td>240 min</td><td>I = <input type="text"/> mm/h</td></tr> </table>	10 min	I = <input type="text"/> mm/h	30 min	I = <input type="text"/> mm/h	60 min	I = <input type="text"/> mm/h	120 min	I = <input type="text"/> mm/h	240 min	I = <input type="text"/> mm/h	
10 min	I = <input type="text"/> mm/h										
30 min	I = <input type="text"/> mm/h										
60 min	I = <input type="text"/> mm/h										
120 min	I = <input type="text"/> mm/h										
240 min	I = <input type="text"/> mm/h										
Observações: Preenchida este modelo de dados, deve-se determinar a profundidade máxima, conforme procedimento da planilha a seguir.											

Quadro 4.8. Planilha de cálculo.

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: Próximo do posto do 8º Distrito do INMET					
1. Coeficiente de infiltração (q) Fator de segurança (f) $q \text{ de projeto} = q/f$ Justificativa para f	$q = \underline{\hspace{2cm}}$ m/h $f = \underline{\hspace{2cm}}$ $q = \underline{\hspace{2cm}}$ 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 Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> Raio das seções dos anéis Largura da escavação Comprimento da escavação Porosidade ϕ' $\phi' = [\pi r'^2 + \phi(WL - \pi r'^2)] / (WL)$	$\phi = \underline{\hspace{2cm}}$ % $r' = \underline{\hspace{2cm}}$ M $W = \underline{\hspace{2cm}}$ M $L = \underline{\hspace{2cm}}$ M $\phi' = \underline{\hspace{2cm}}$ % $A = \underline{\hspace{2cm}}$ m ² Bacia de infiltração				
3. Área drenada e dispositivo escolhido Dispositivo escolhido	Largura = m e Comprimento = m $A_b = \underline{\hspace{2cm}}$ m ² $P = \underline{\hspace{2cm}}$ m				
4. Valor es de a, b e h_{max} Área Ab de infiltração Perímetro $a = A_b/P - A_l/P \cdot q$ $b = P \cdot q / (A_b \cdot \phi)$ 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}	I (m/h)	t (h)	a	b h ⁻¹	h _{max} (m)
1.1.1.1 Máximo valor de h _{max} $h_{max} = a(e^{-b \cdot t} - 1)$	$h_{max} = \underline{\hspace{2cm}}$ M				
4. Tempo de esvaziamento da metade (< que 24 h) $t_{esv} = [\phi \cdot A_b / (q \cdot p)] \ln[(h_{max} + A_b/P) / (h_{max}/2 + A_b/P)]$	$t_{esv} = \underline{\hspace{2cm}}$ H				
Observações: hmax 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.					

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 & STAHR, 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; i , a taxa de infiltração saturada, estimada da Tabela 4.4 ou medida no local; L_v , é o comprimento necessário para infiltrar a taxa média de fluxo de projeto Q .

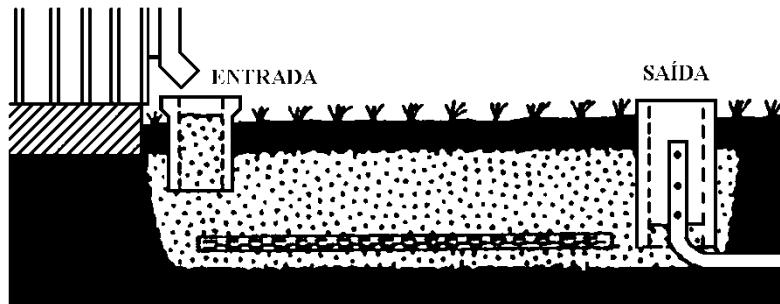
A expressão é a seguinte:

$$L_v = \frac{10.000 \cdot 77,3 \cdot \left(\frac{V}{H_v}\right) \cdot \left(Q^{\frac{5}{8}} \cdot S_v^{\frac{3}{16}}\right)}{n^{\frac{3}{8}} \cdot i} \quad (4.11)$$

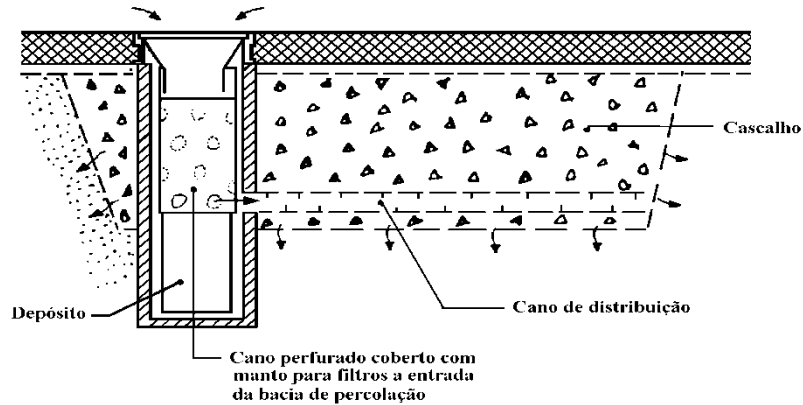
O valo deve ser tão plano quanto possível, e nunca com declividade (S_v) $\geq 2\%$. Pode-se alcançar isto com pequenas contenções. Lateralmente, recomenda-se 4H:1V ou mais plano (6H:1V, 8H:1V, 10H:1V, etc.) para maximizar a área de contato com a água.

4.4.5 Bacias de percolação ou trincheira de infiltração

Os dispositivos de percolação dentro de lotes permitem, também, aumentar a recarga 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 4.13 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 & STAHR, 1993)

Figura 4.13. 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 necessário a sua limpeza após algum tempo (URBONAS & STAHR, 1993). Holmstrand (1984) utilizou esses dispositivos no interior de lotes, como mostra a Figura 4.13. 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 4.14. Sua aplicação pode ser vista na Figura 4.15.

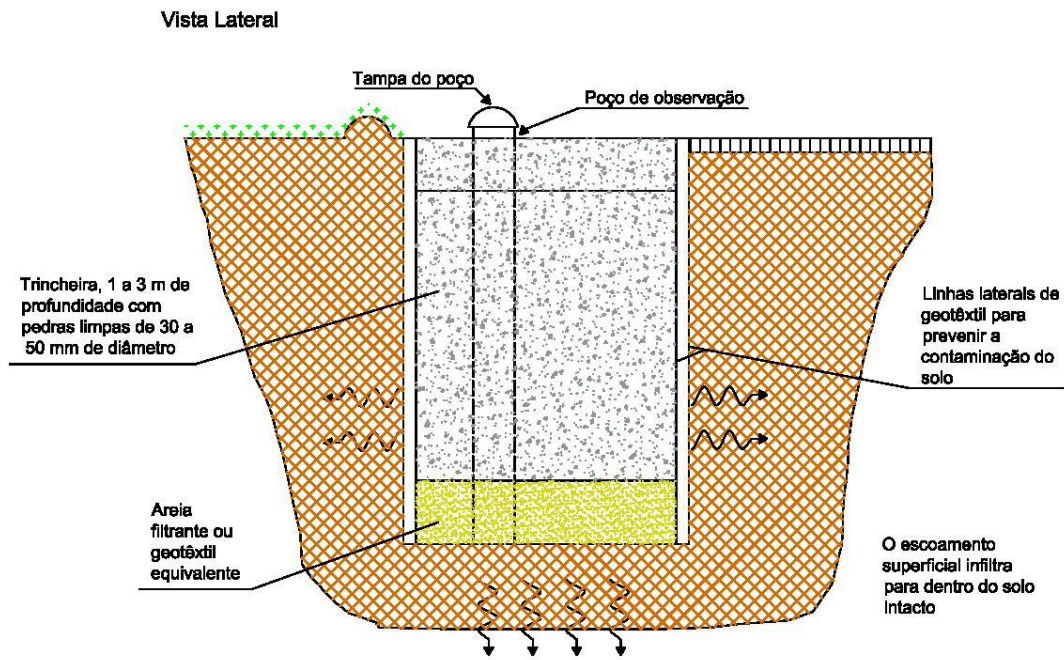


Figura 4.14. Trincheira de infiltração (CIRIA, 1996).

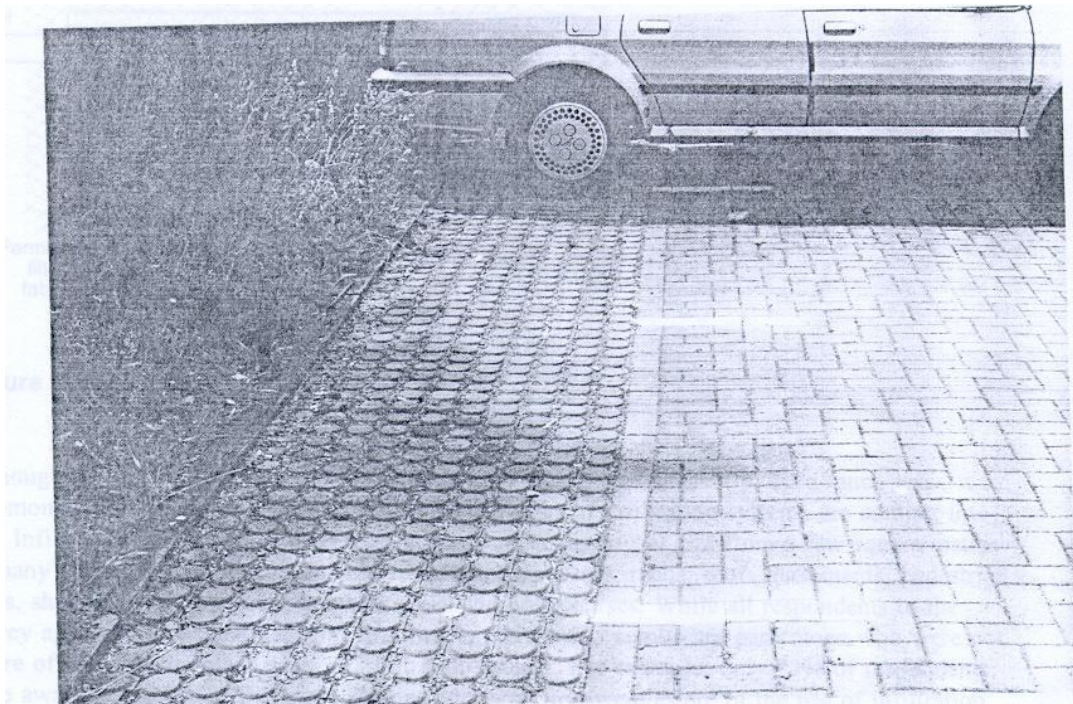


Figura 4.15. Aplicação de uma trincheira de infiltração (CIRIA, 1996).

Dimensionamento de trincheiras de infiltração/percolação – “*Rain-envelope-method*” (URBONAS & STAHR, 1993)

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

$$V_e = 1,25. \left[3600.C. \left(\frac{I_T}{1000} \right).t.A \right] \quad (4.12)$$

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 & STAHR, 1993).

2. Estimar as dimensões iniciais da trincheira e determinar o volume da estrutura (V_T) para estas dimensões, conforme a equação 4.13.

$$V_T = L.h.b \quad (4.13)$$

Onde: V_T é volume da trincheira (m^3); L é comprimento da trincheira (m); h é altura da trincheira (m); b é 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.

$$V_s = k \frac{A_{perc}}{2}.3600.t \quad (4.14)$$

Onde: V_s : é volume acumulado de saída, para diversas durações t ; k é condutividade hidráulica saturada; A_{perc} é a área de infiltração ou percolação; t é a 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 de 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 4.15.

$$A_{perc} = 2.h(b + L) \quad (4.15)$$

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

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

$$V = \text{máx}(V_e - V_s) \quad (4.16)$$

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

$$V_{dim} = \frac{V}{\phi} \quad (4.17)$$

Onde ϕ é a porosidade do material.

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

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

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

se $V_T \geq V_{dim} \Rightarrow$ 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 viável 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 & STAHRÉ, 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.

O Quadro 4.9 mostra a planilha para o dimensionamento.

4.5 Dispositivo de armazenamento

O efeito do armazenamento no escoamento no hidrograma de pequenas áreas pode ser observado na Figura 4.16. 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.

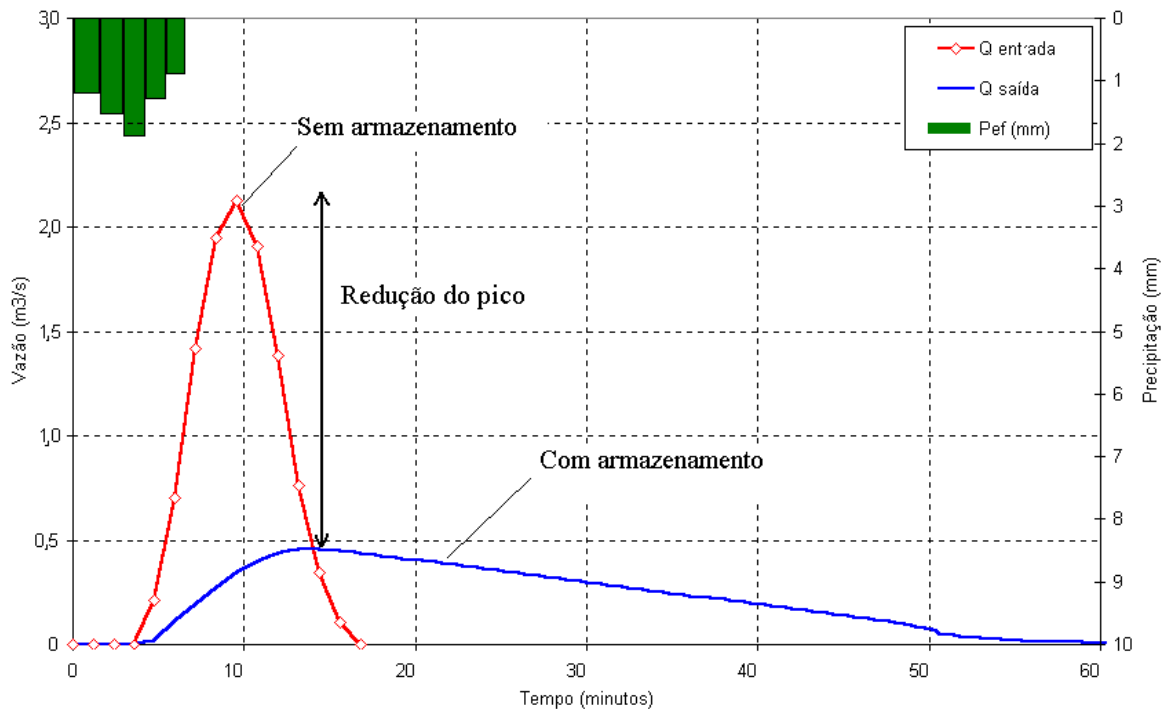


Figura 4.16. Hidrogramas típicos de pequenas áreas urbanas, onde o tempo de concentração é muito pequeno.

Existe uma infinidade de reservatórios de detenção que podem ser utilizados em um lote. As condições básicas de seu dimensionamento são: (a) Limite da vazão de saída da área; (b) Volume que permitirá o controle da vazão da saída. Este volume pode ser obtido num gramado, num rebaixo ou qualquer espaço que possa inundar

periodicamente. As restrições físicas ao dimensionamento são: 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, são os mais recomendados quando possível, 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 detenção na fonte são: áreas de estacionamento, parques e passeios.

4.5.1 Determinação da vazão máxima de saída do lote

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

$$Q_{pd} = 24,4.A \quad (4.18)$$

Onde: Qpd é a vazão de pré-desenvolvimento (l/s); A é a área do lote ou loteamento (ha).

4.5.2 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

$$V = 4,705.A.AI \quad (4.19)$$

Onde: V é o volume de necessário para armazenamento (m^3); A, área drenada para jusante do empreendimento (ha); AI, toda área impermeável que drena a precipitação para os condutos pluviais (% da área total A).

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

4.5.3 Determinação da altura disponível para armazenamento

Existem várias formas de armazenamento, desde um cubo, cilindro, e outras formas adaptadas ao espaço disponível. 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 visa evitar possíveis inversões de fluxo no sistema, ou seja, a água da rede pluvial entrar no reservatório. Conhecidos estes condicionantes físicos, 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:

$$A_{\text{planta}} = \frac{V}{H} \quad (4.20)$$

Onde: A_{planta} é a área em planta do reservatório (m^2); V, volume de armazenamento necessário (m^3), determinado através da equação 4.19; H, altura do reservatório (m).

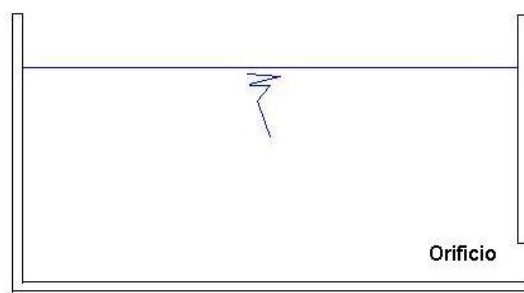
Caso não haja limitação de altura para a implantação do reservatório, o critério utilizado para o dimensionamento pode ser a disponibilidade de área em planta para a implantação da estrutura. Desta forma, conhecendo a área disponível, deve-se determinar a altura do reservatório segundo a equação abaixo:

$$H = \frac{V}{A_{\text{planta}}} \quad (4.21)$$

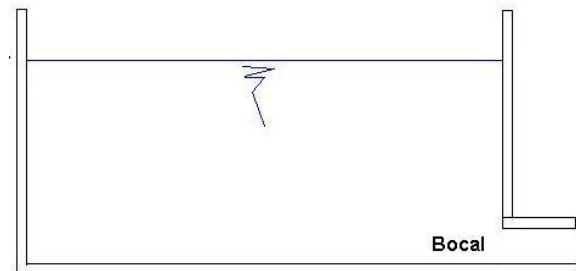
4.5.4 Determinação da seção do descarregador de fundo

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.

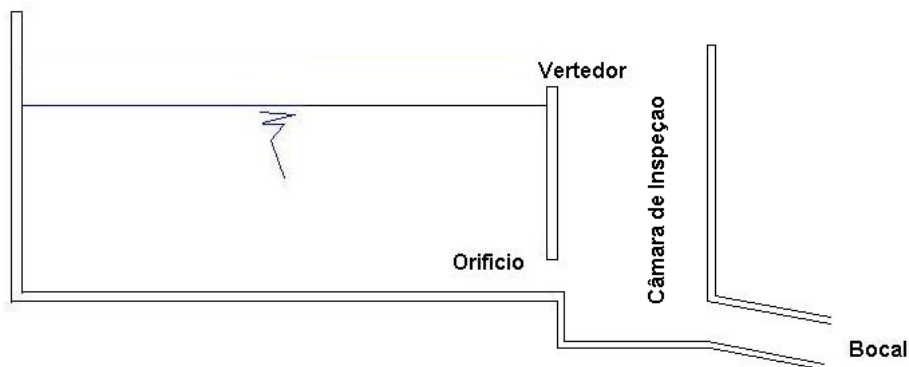
Dependendo do tipo de descarregador utilizado, ele pode funcionar como um orifício, ou seja, uma simples abertura na parede lateral do reservatório; ou como um bocal, onde existe um tubo que faz a drenagem para fora da estrutura. Em casos onde o reservatório é fechado, e utiliza-se um vertedor de emergência, em geral utiliza-se um orifício, que faz uma passagem para a segunda câmara, que serve para a inspeção e limpeza. Na Figura 4.17 são apresentadas as situações onde o descarregador funciona como orifício (Figura 4.17a) e como bocal (Figura 4.17b); na Figura 4.17c 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 4.17. Característica do descarregador de fundo.

Para determinar a área da seção transversal do descarregador de fundo pode-se utilizar a equação 4.22(a) para o caso de um orifício ou a equação 4.22(b) para o caso de um bocal. Caso o descarregador de fundo a ser utilizado é circular, pode-se determinar a área da seção transversal e consultar o diâmetro comercial correspondente na Tabela 4.12.

$$A_c = \frac{0,37.Q_{pd}}{\sqrt{h_c}} \quad 4.22(a)$$

$$A_c = \frac{0,45.Q_{pd}}{\sqrt{h_c}} \quad 4.22(b)$$

Onde: Q_{pd} : vazão de pré-desenvolvimento (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 4.18; A_c : área da seção transversal do descarregador (m^2).

Tabela 4.12. Área da seção transversal dos descarregadores de fundo - circulares.

Área (m^2)	Diâmetro comercial (mm)
0,00049	25
0,00071	30
0,00080	32

Área (m ²)	Diâmetro comercial (mm)
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

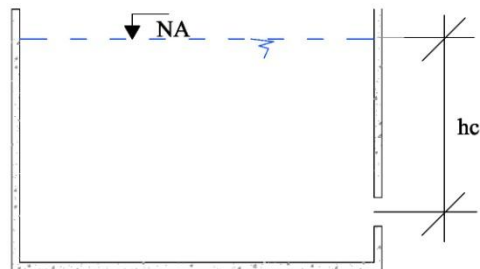


Figura 4.18. Determinação de h_c em um reservatório.

Pode-se também determinar o diâmetro do descarregador de fundo diretamente da equação 4.23(a) para o caso de um bocal ou a equação 4.23(b) para o caso de um orifício.

$$D = \frac{0,76 \cdot \sqrt{Q_{pd}}}{\sqrt{\sqrt{h_c}}} \quad 4.23(a)$$

$$D = \frac{0,69 \cdot \sqrt{Q_{pd}}}{\sqrt{h_c}} \quad 4.23(b)$$

Onde o diâmetro D é dado em m.

Caso a área da seção transversal tenha resultado menor que $0,00049 \text{ (m}^2\text{)}$ ou o diâmetros 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.

Na Figura 4.19 (para diâmetros até 6 cm) e Figura 4.20 (para diâmetros maiores ou igual a 6cm) 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 na Figura 4.21 e Figura 4.22.

Na Figura 4.23 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} .

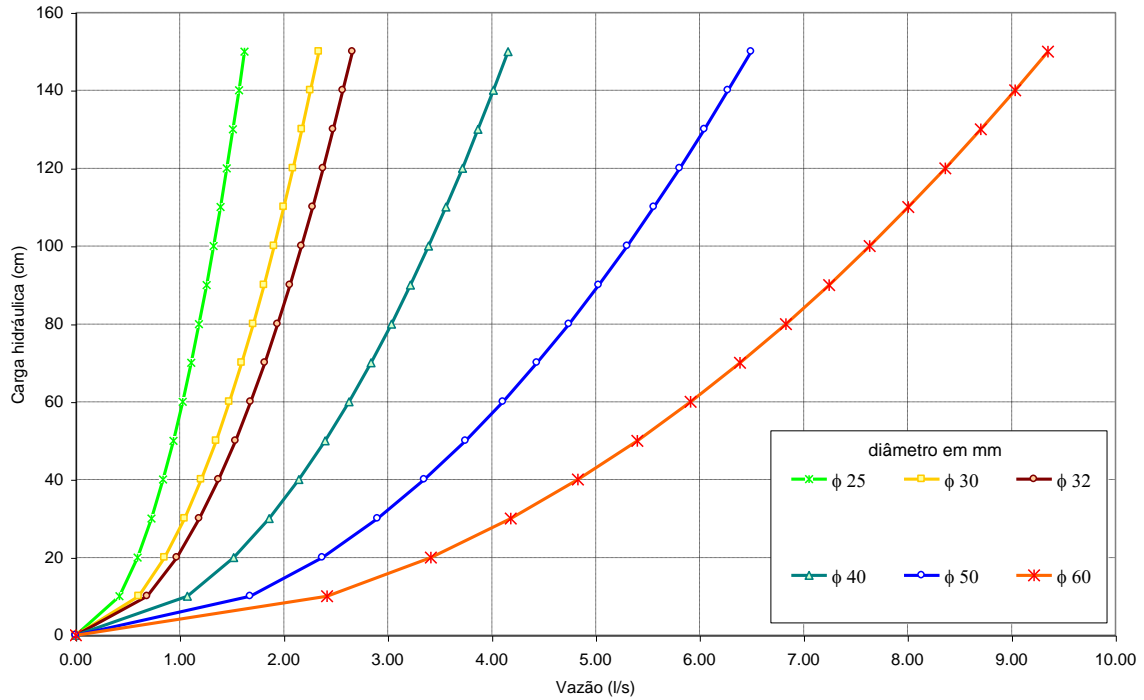


Figura 4.19. Diâmetro dos descarregadores de fundo (orifícios) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetros até 60 mm).

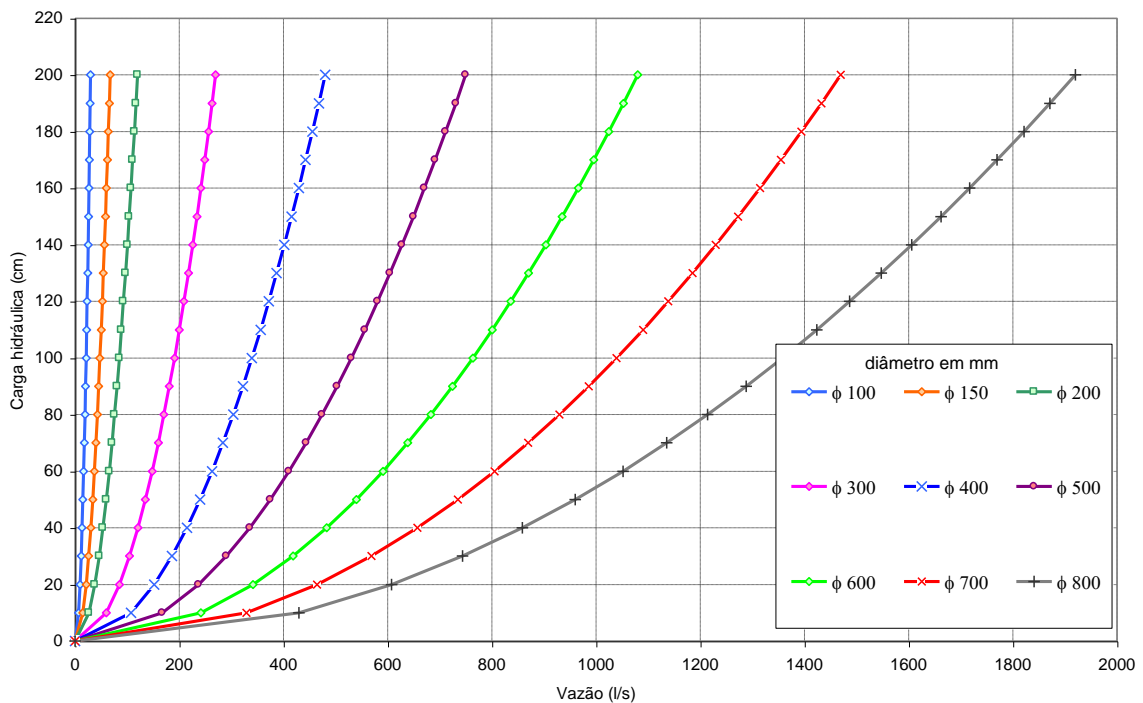


Figura 4.20. Diâmetro dos descarregadores de fundo (orifícios) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetros maiores ou iguais a 60 mm).

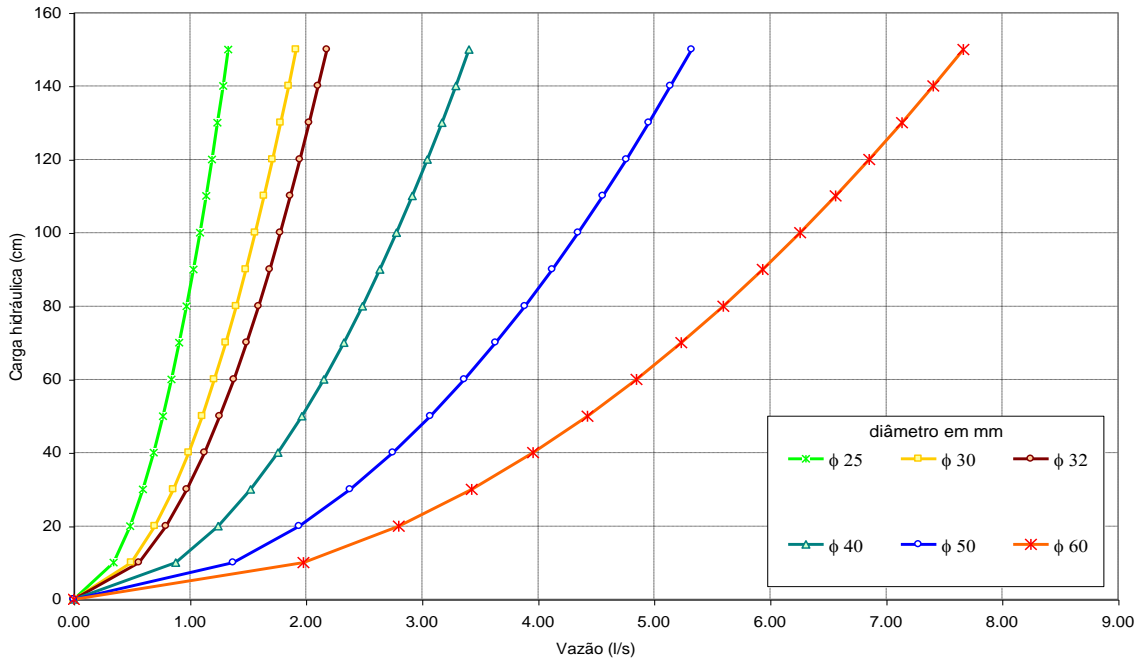


Figura 4.21. Diâmetro dos descarregadores de fundo (bocal) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetros até 60 mm).

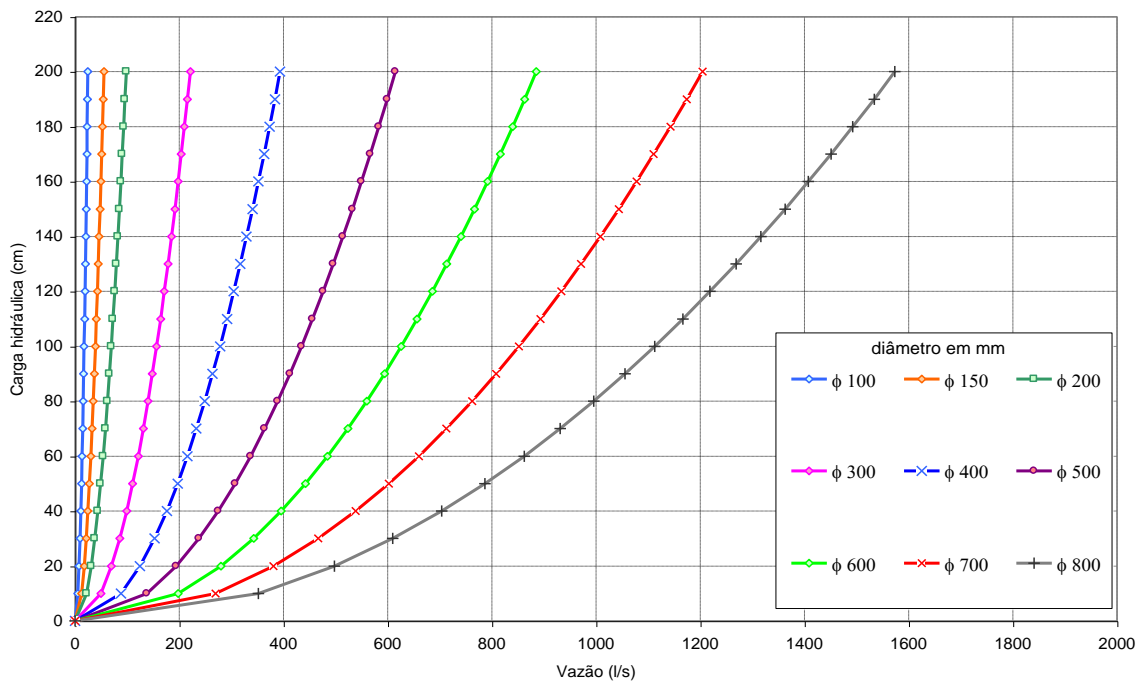


Figura 4.22. Diâmetro dos descarregadores de fundo (bocal) em função da vazão e carga hidráulica (diâmetros maiores ou iguais a 60 mm).

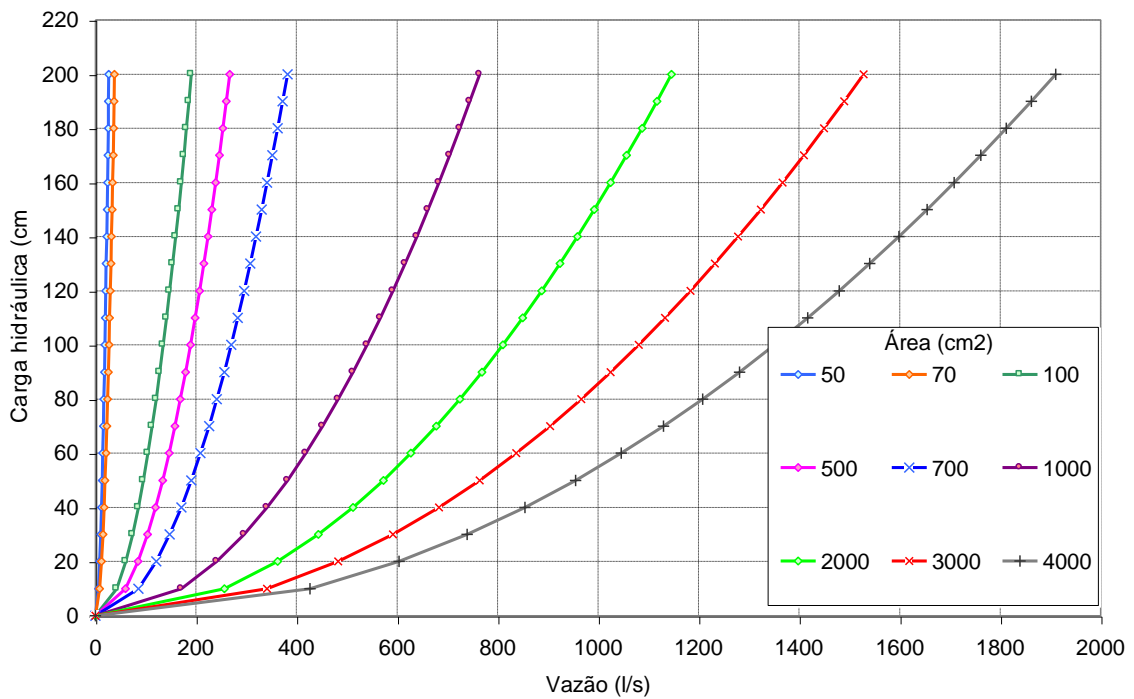
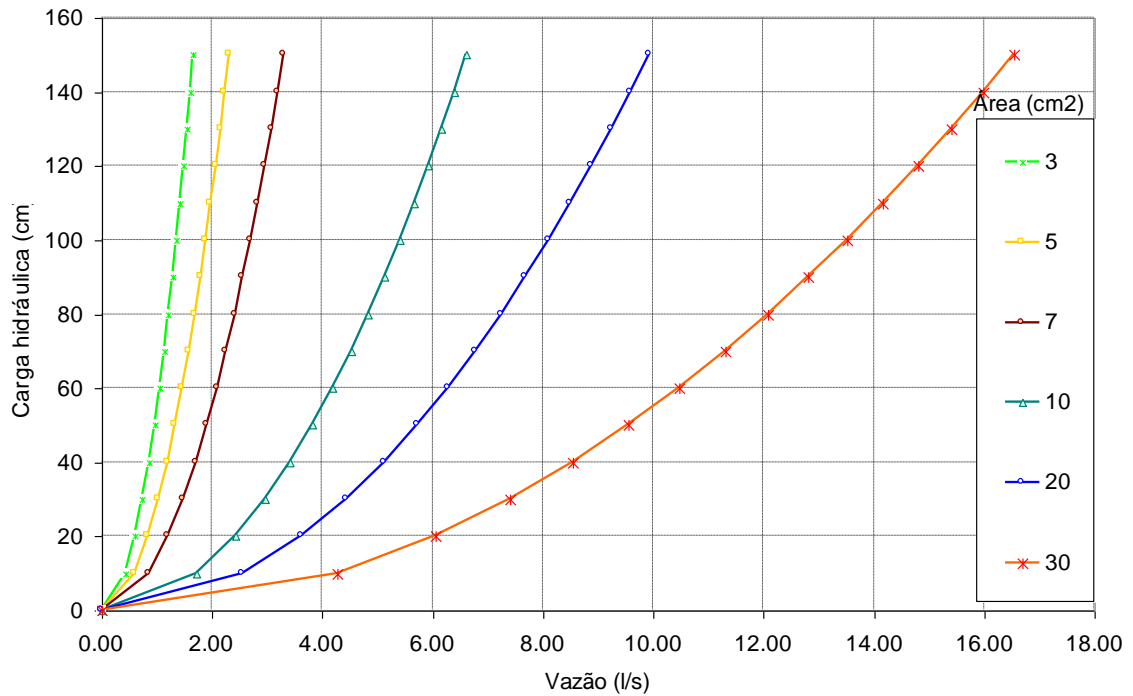


Figura 4.23. Área da seção transversal do descarregador de fundo (orifício) em função da vazão e carga hidráulica.

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.

4.5.5 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 (Método Racional).

$$Q_v = 0,278.C.I.A \quad (4.24)$$

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:

$$t_c = \frac{5,474 \cdot (n \cdot L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S^{0,4}} \quad (4.25)$$

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 para o dimensionamento do vertedor com de parede delgada é:

$$L_v = \frac{Q_v}{2,95 \cdot C_v \cdot (h_{\max})^{1,5}} \quad (4.26)$$

Para paredes espessas:

$$L_v = \frac{Q_v}{C_v \cdot 1,704 \cdot (h_{\max})^{1,5}} \quad (4.27)$$

Onde: L_v : comprimento da crista do vertedor (m); Q_v : vazão de descarga do vertedor (m^3/s); h_{\max} : 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_{\max} igual a 5 cm.

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

$L_v =$ m

5 MEDIDAS NA MICRODRENAGEM

5.1 Características

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 apresenta os elementos físicos do projeto as definições e os procedimentos para cálculo da vazão através do Método Racional, do dimensionamento hidráulico da rede e da(s) detenção(ões) do sistema de drenagem.

5.2 Dados necessários

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

Mapas: Os principais mapas necessários ao estudo 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 prevista 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 detenção do escoamento.

5.3 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.

5.3.1 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 a drenagem principal. Procura-se localizar a área de amortecimento preferencialmente junto a 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.

5.3.2 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 0,30m. Os diâmetros comerciais correntes são: 0,30; 0,40; 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;
- 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 5.1.

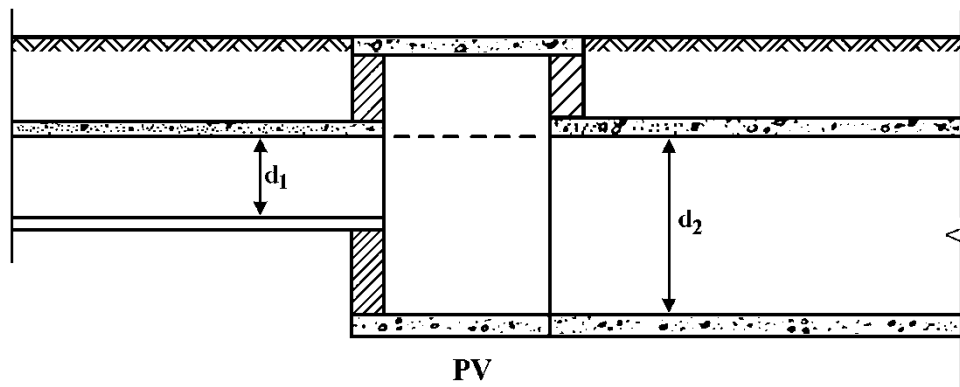


Figura 5.1. Alinhamento dos condutos.

5.3.3 Reservatórios

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 (*downstream control*).

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 inundações 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: O reservatório 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.

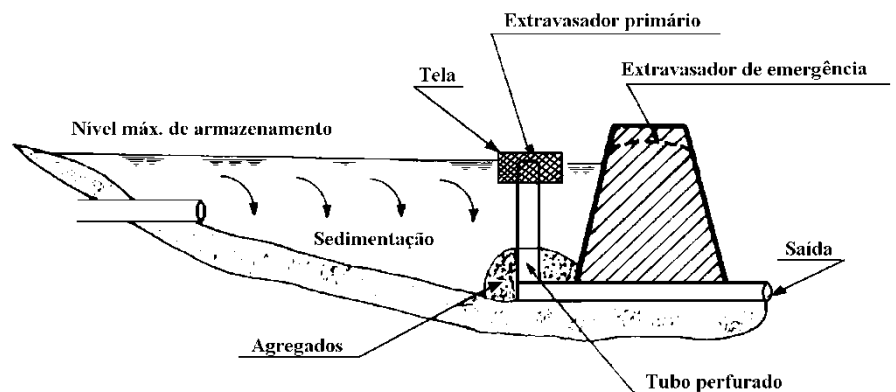
Controle de material sólido: quando a quantidade de sedimentos produzida é significativa, esse tipo de dispositivo pode reter parte dos sedimentos para que sejam retirados do sistema de drenagem.

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 5.2). A vantagem da manutenção da lâmina de água e do conseqüente volume morto é que não haverá crescimento de vegetação indesejável no fundo, sendo o reservatório mais eficiente para controle da qualidade da água. O seu uso integrado, junto a parques, pode permitir um bom ambiente recreacional. 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 aquele de dois anos de recorrência, 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.

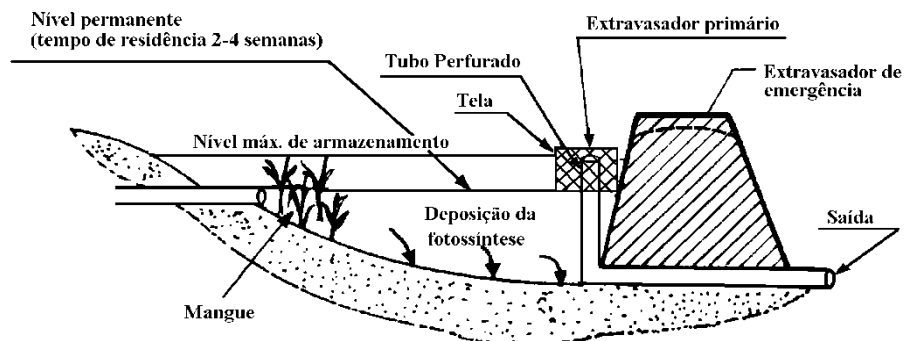
Na Figura 5.2, são apresentados, de forma esquemática, o reservatório de detenção, e o reservatório com lâmina de água permanente (*retenção*). Os reservatórios ou bacias de detenção são os mais utilizados nos Estados Unidos, Canadá e Austrália. São projetados, principalmente, para controle da vazão, 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 & 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 5.2. Reservatórios para controle de material sólido (MAIDMENT, 1993).

5.3.4 Disposição dos componentes da rede de drenagem

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:

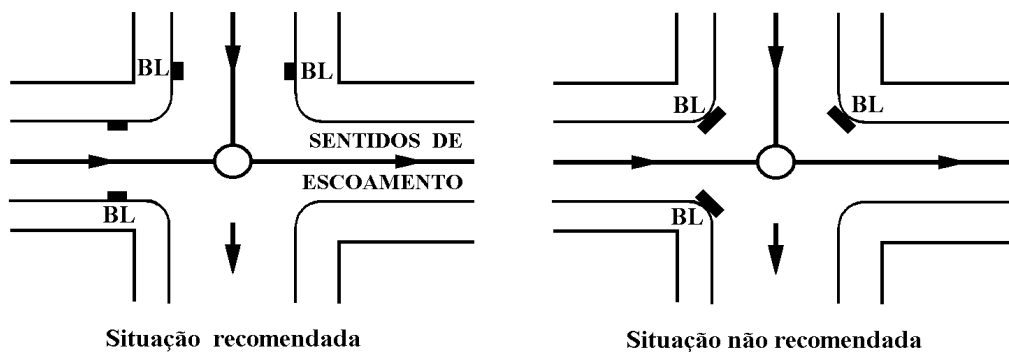
- (a) no passeio, a 1/3 da guia (meio-fio) e
- (b) a menos utilizada, sob o eixo da via pública (Figura 5.3).

Além disso, deve possibilitar a ligação das canalizações de escoamento das bocas-de-lobo.

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

- Serão locadas em ambos os lados da rua, quando a saturação da sarjeta assim o exigir ou quando forem ultrapassadas as suas capacidades de engolimento;
- Serão locadas nos pontos baixos da quadra;
- Recomenda-se adotar um espaçamento máximo de 60 m entre as bocas-de-lobo, caso não seja analisada a capacidade de escoamento da sarjeta;

- A melhor solução para a instalação de bocas-de-lobo é que esta seja feita em pontos pouco a montante de cada faixa de cruzamento usada pelos pedestres, junto às esquinas;
- Não é conveniente a sua localização junto ao vértice de ângulo de interseção das sarjetas de duas ruas convergentes, pelos seguintes motivos: (i) os pedestres, para cruzarem uma rua, teriam que saltar a torrente num trecho de máxima vazão superficial; (ii) as torrentes convergentes pelas diferentes sarjetas teriam, como resultante, um escoamento de velocidade em sentido contrário ao da afluência para o interior da boca-de-lobo.



a) Rede coletora no eixo da via pública

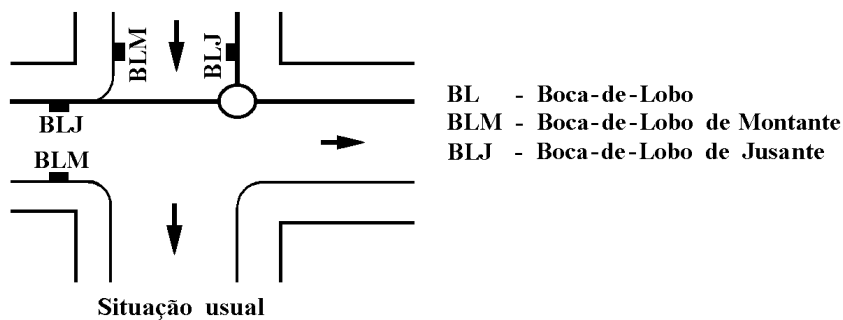


Figura 5.3. Rede coletora.

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 localização é sugerida nos pontos de mudanças de direção, cruzamento de ruas (reunião de vários coletores), mudanças de declividade e mudança de diâmetro. O espaçamento máximo recomendado para os poços de visita é apresentado na Tabela 5.1. Quando a diferença de nível entre o tubo afluente e o efluente for superior a 0,70 m, o poço de visita será denominado de queda.

Caixa de ligação - as caixas de ligação são utilizadas quando se faz necessária a locação de bocas-de-lobo intermediárias ou para evitar-se a chegada, em um mesmo poço de visita, de mais de quatro tubulações. Sua função é similar à do poço de visita, dele diferenciam-se por não serem visitáveis. Na Figura 5.4 são apresentados exemplos de localização de caixa de ligação.

Tabela 5.1. Espaçamento máximo dos poços de visita (DAEE/CETESB, 1980).

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

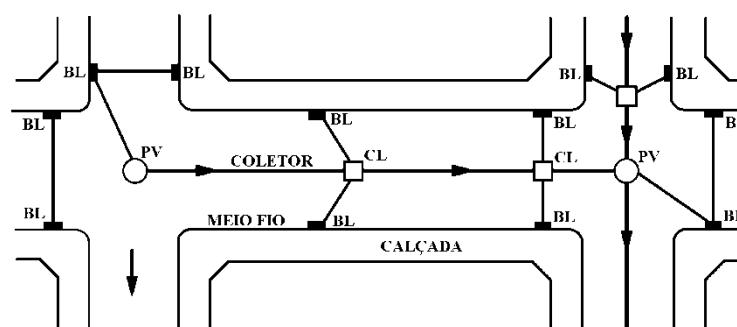


Figura 5.4. Localização da caixa de ligação.

Detenção ou retenção: Conforme 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 certa vazão, o sistema é denominado *off line*.

Quanto à localização dos reservatórios 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.

5.4 Determinação da vazão de projeto

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. Este método foi apresentado no Capítulo 3.

5.5 Dimensionamento hidráulico da rede de condutos

5.5.1 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:

- a) alagamento das ruas e seus reflexos;
- b) inundação de calçadas;
- c) 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 5.5) e a altura de água na sarjeta $h_1 = 0,15$ m. Para a segunda hipótese, admite-se declividade também de 3% e $h_2 = 0,10$ m.

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

$$Q = \frac{A \cdot R_h^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (5.1)$$

Onde: Q : vazão (m^3/s); A : área de seção transversal (m^2); R_h : raio hidráulico (m); S : declividade do fundo (m/m); n : o coeficiente de rugosidade de Manning. Para via pública, o coeficiente de rugosidade, em geral, é de 0,017.

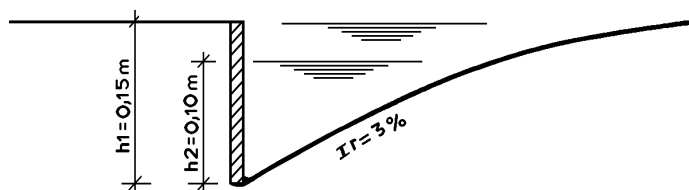


Figura 5.5. Seção da sarjeta.

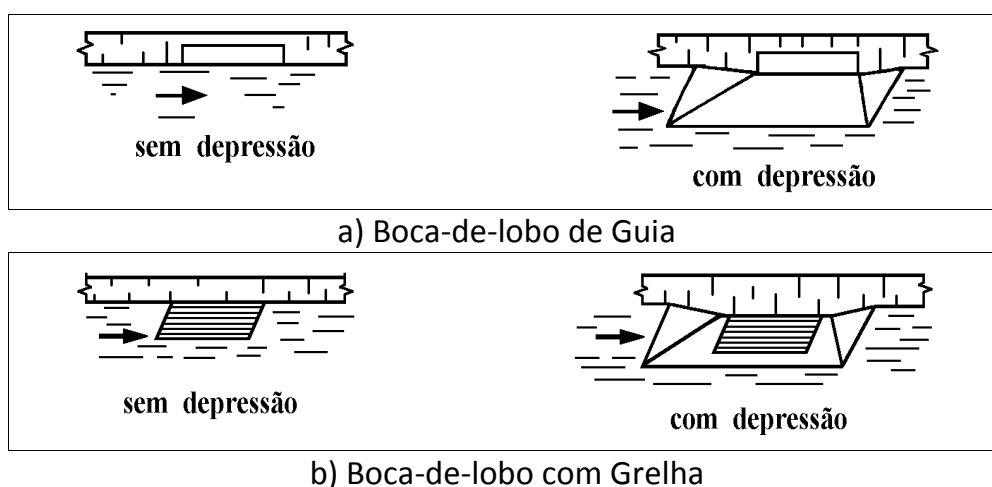
5.5.2 Bocas-de-lobo

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 5.6).

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 serão

$$Q = 1,7.L.y^{3/2} \tag{5.2}$$

Onde: Q : vazão de engolimento (m^3/s); y : altura de água próxima à abertura na guia (m); L : comprimento da soleira (m).



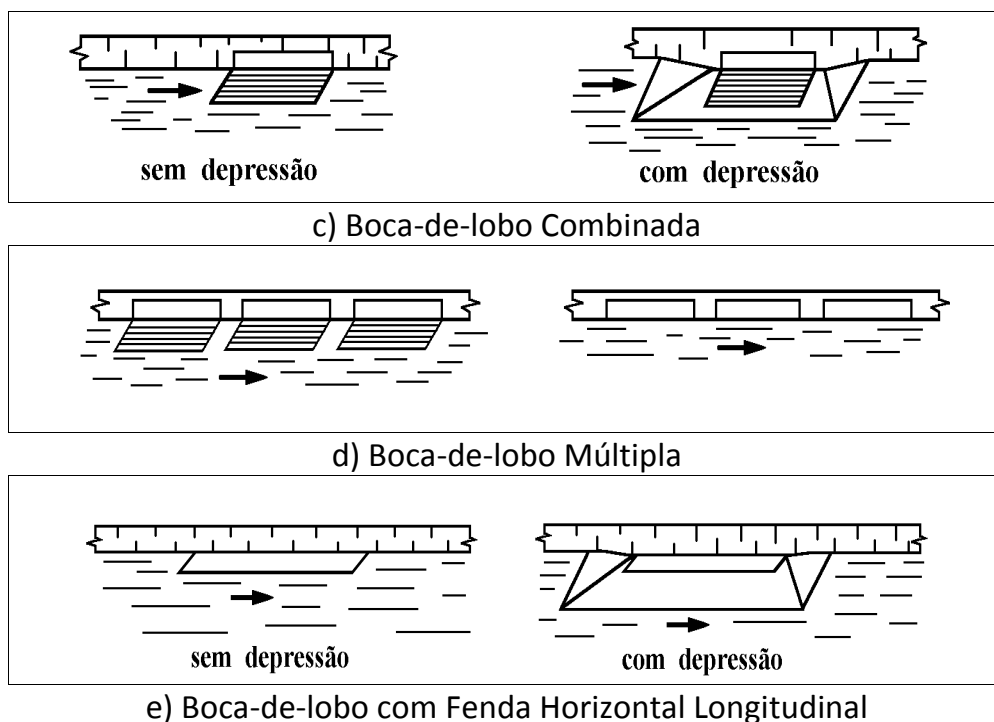


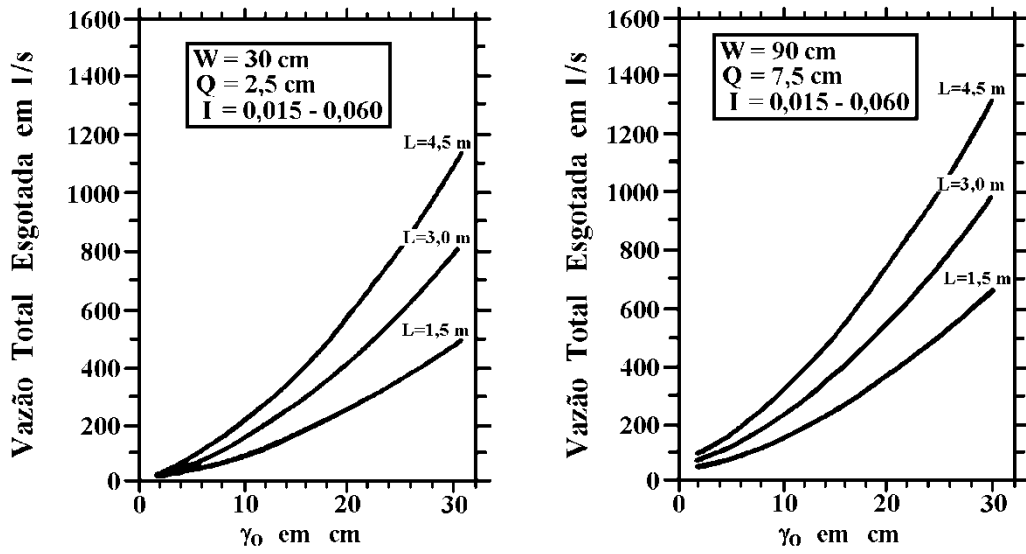
Figura 5.6. Tipos de bocas-de-lobo (DAEE/CETESB, 1980).

Na Figura 5.7 e Figura 5.8 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

$$Q = 3,01Lh^{3/2}(y_1/h)^{1/2} \quad (5.3)$$

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.



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

Figura 5.7. Capacidade de engolimento (DAEE/CETESB, 1980).

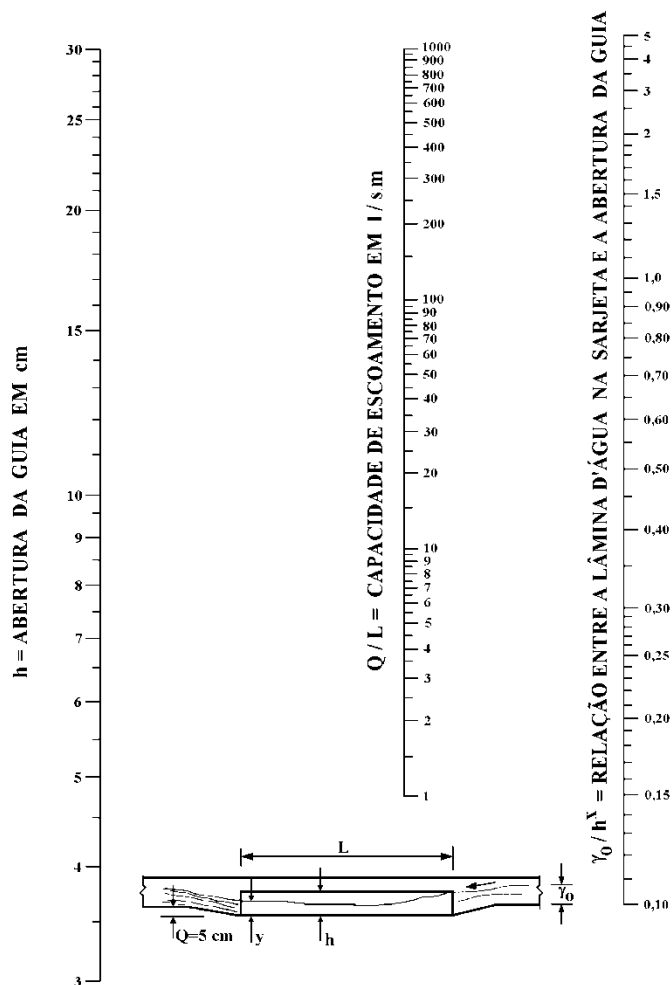


Figura 5.8. Capacidade de esgotamento das bocas-de-lobo com depressão de 5 cm em pontos baixos das sarjetas (DAEE/CETESB, 1980).

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 5.4, 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:

$$Q = 2,91.A.y^{1/2} \quad (5.4)$$

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.

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 declividades por sedimentos, carros estacionados, lixo, etc. Na Tabela 5.2 são apresentados valores recomendados de fatores de redução.

A capacidade de esgotamento das bocas-de-lobo é menor que a calculada devido a vários fatores, entre os quais: obstrução causada por detritos, irregularidades nos pavimentos das ruas junto às sarjetas e alinhamento real. Na Tabela 5.3 são propostos alguns coeficientes de redução para estimar essa redução.

Tabela 5.2. Fatores de redução de escoamento das sarjetas (DAEE/CETESB, 1980).

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

Tabela 5.3. Fator de redução do escoamento para bocas-de-lobo (DAEEE/CETESB, 1980).

Localização na sarjeta	Tipo de Boca de Lobo	% permitida sobre o valor teórico
Ponto Baixo	De guia	80
	Com grelha	50
	Combinada	65
Ponto Intermediário	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.

5.5.3 Galerias

O dimensionamento das galerias é realizado com base nas equações hidráulicas de movimento uniforme, como a de Manning (equação 5.1), Chezy e outras. O cálculo depende do coeficiente de rugosidade e do tipo de galeria adotado. Para maiores detalhes quanto aos coeficientes de rugosidade.

Os passos a serem seguidos para o dimensionamento das galerias de uma rede de microdrenagem pluvial são apresentados a seguir.

1. Definir o “layout” da rede pluvial e os locais de amortecimento, dispor os equipamentos de drenagem. Veja exemplo na Figura 5.9. Neste caso não foram introduzidos os reservatórios. Ver item seguinte deste manual.

2. Delimitar as áreas contribuintes a cada rede de drenagem (Figura 5.10);

3. Calcular o tempo de concentração de cada segmento de trecho para uma seção de escoamento e vazão estimados;

4. Determinar o coeficiente de escoamento de cada bacia de contribuição;
5. Determinação da chuva de projeto baseado na chuva de projeto e IDF de Brasília descrita no Capítulo 3;
6. Calcular a vazão de entrada em cada conduto pela soma da vazão de montante adicionada da vazão contribuinte;
7. Escolhendo uma seção de escoamento, circular, quadrada ou retangular é possível determinar a dimensão principal com base na vazão e nas outras variáveis como declividade e rugosidade. A equação de Manning é dada pela equação 5.1. Considerando que a incógnita é a vazão, para uma seção circular o diâmetro é obtido por:

$$D = 1,55 \left(\frac{Q.n}{S^{1/2}} \right)^{3/8} \quad (5.5)$$

8. Adota-se o diâmetro comercial correspondente, sempre arredondando o valor para o diâmetro maior;
9. Calcular as condições de escoamento real, sempre que o Diâmetro adotado for maior que o Diâmetro calculado, utilizando a seguinte equação.

$$Fh = \frac{Q.n}{D^{8/3} . S^{1/2}} \quad (5.6)$$

10. Determinado Fh, entra-se com este valor na tabela do anexo IV, determinam-se as relações Rh/D e y/D.
 11. Como D é conhecido, calcula-se agora o Rh*
- $$Rh^* = Fh.D \quad (5.7)$$
12. Com base na equação de Manning, determina-se a nova velocidade v*;
 13. O tempo de viagem do escoamento é obtido pela equação de movimento uniforme (considerando o comprimento do trecho):

$$t_e = \frac{\text{comprimento}}{\text{velocidade}} \quad (5.8)$$

14. Para os trechos subsequentes, o tempo de concentração t_c será do trecho inicial mais o tempo de escoamento t_e . O procedimento se repete para todos os trechos subsequentes, lembrando que sempre que, para um PV, concorrerem dois ou mais trechos, o t_c adotado deverá ser aquele que representar o maior valor.

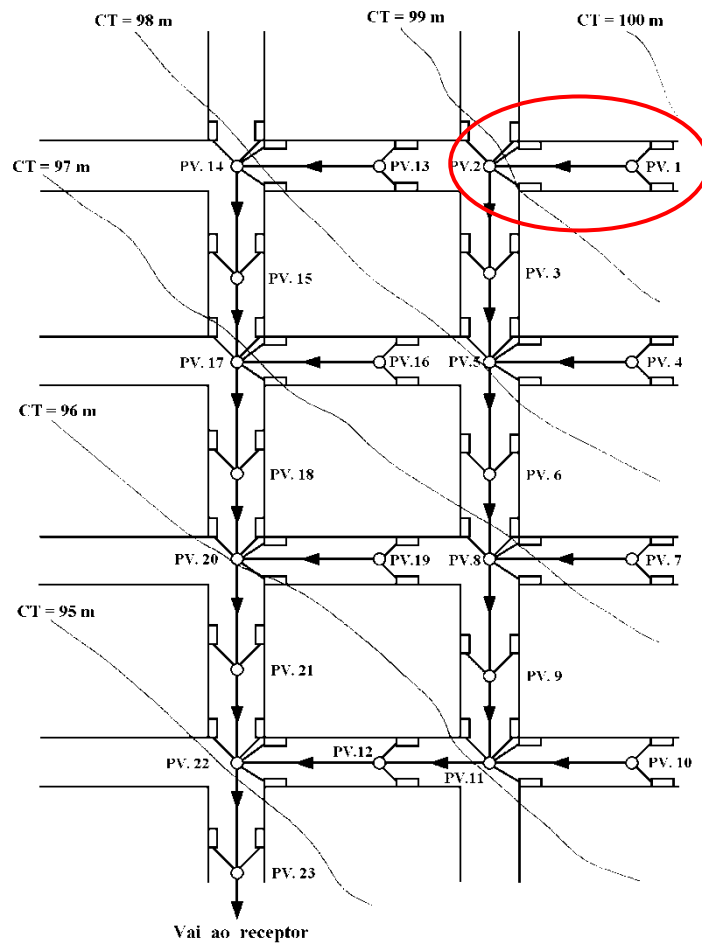


Figura 5.9. Sistema de galerias da rede de drenagem pluvial.

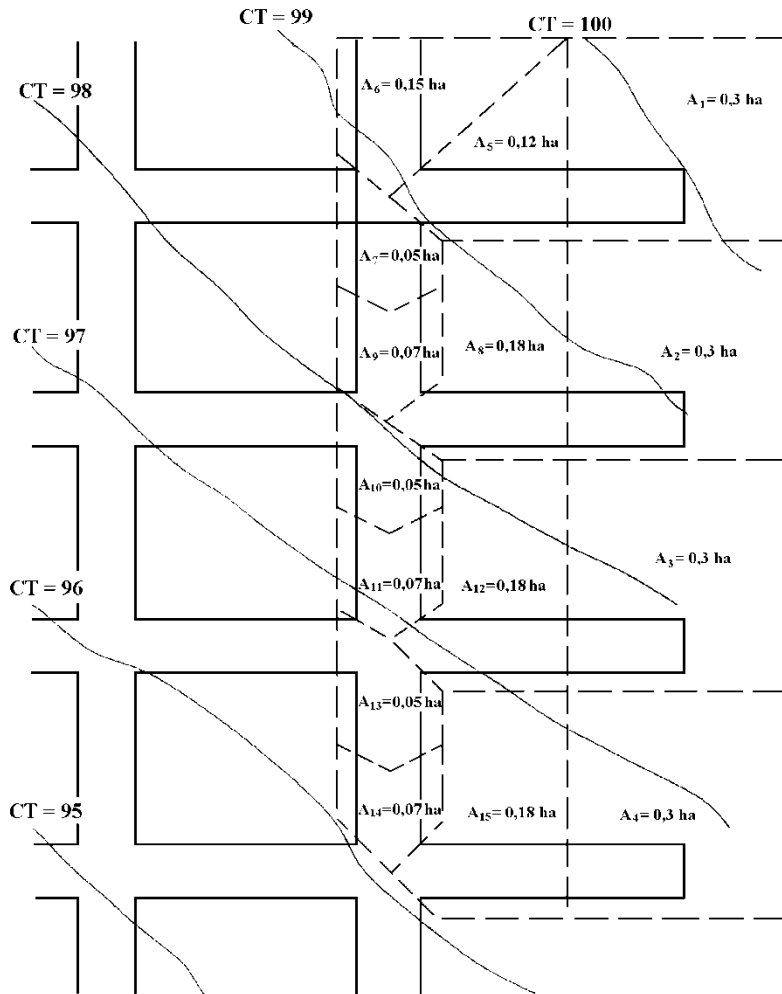


Figura 5.10. Bacias contribuintes a rede de pluvial.

5.6 Dimensionamento do reservatório de amortecimento

O dimensionamento do reservatório envolve as seguintes etapas:

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

O dimensionamento dos dispositivos de saída deve considerar o tempo de esvaziamento do volume de qualidade da água e os critérios utilizados no capítulo anterior, de acordo com o tipo de reservatório escolhido.

5.6.1 Disposição espacial do reservatório

A escolha do local do reservatório depende essencialmente do espaço disponível. O local ideal é sempre junto ao sistema de drenagem que permita o maior efeito sobre a vazão de jusante.

Nos trechos em que não existe separador absoluto da rede de drenagem com relação a rede sanitária, o controle da qualidade da água não pode ser realizado por uma detenção aberta. Neste caso, a detenção é projetada para receber somente o excedente da capacidade de descarga do sistema de galerias e/ou canais e funciona *off-line* (Figura 5.10). O canal ou galeria que drena a vazão paralelamente ao reservatório é chamado de *by-pass*. Durante a estiagem, o escoamento que é transportado pelo sistema de drenagem é uma combinação de esgoto sanitário com pluvial.

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 5.11. 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.

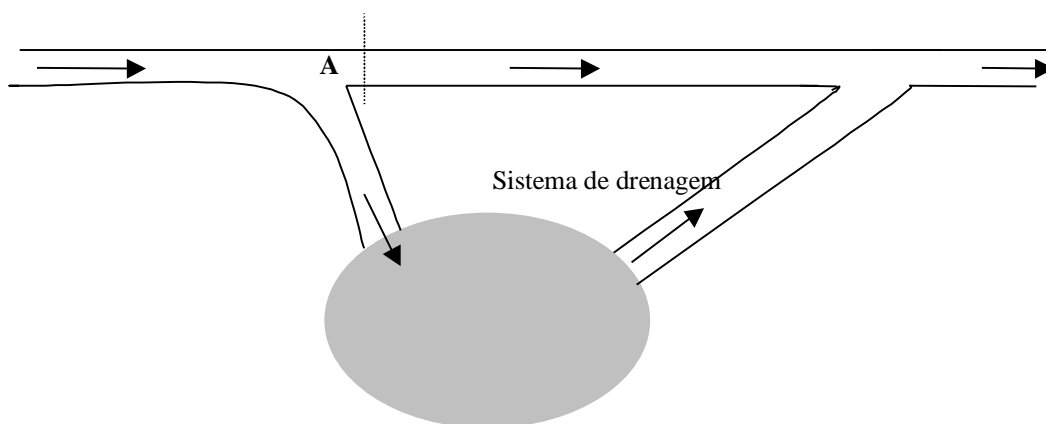


Figura 5.11. Sistema de drenagem com capacidade limitada na seção A e uso da detenção para amortecimento da vazão para volume superior a capacidade de escoamento em A (detenção *off-line*).

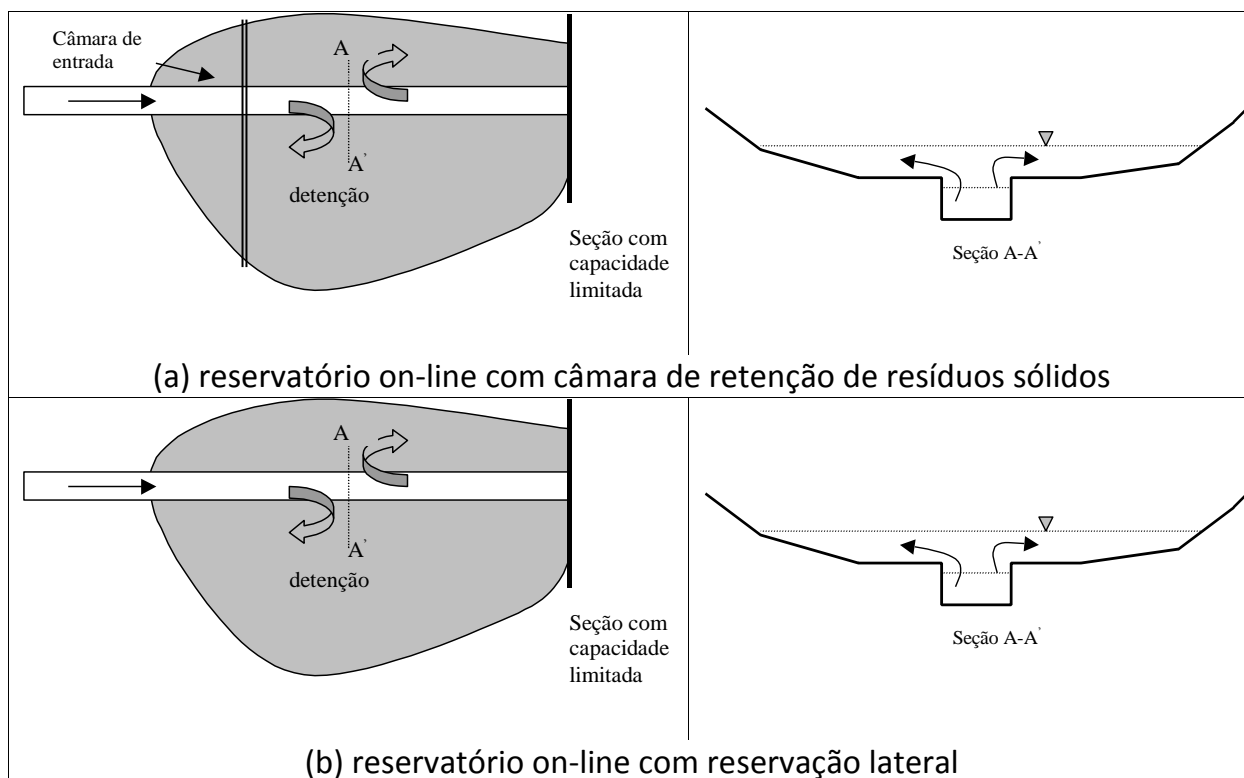


Figura 5.12. Detenção ao longo do sistema de drenagem (*on-line*). Controle de saída limitado pela seção de jusante.

Quando existe separador absoluto (situação predominante no Distrito Federal), as detenções também devem 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 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 12 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 afluyente 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.

5.6.2 Volume do reservatório

Os reservatórios devem controlar a vazão máxima, qualidade da água e sedimentos. Para reservatórios que vão ser construídos para obediência da legislação (até 100 ha) devem utilizar a metodologia prevista do Capítulo 3, somando-se as vazões das equações 3.3 e 3.4.

Quando a área da bacia é de até 200 ha e existe capacidade na rede de drenagem, o volume para controle da vazão máxima pode ser dimensionado com base na seguinte equação

$$v = 0,06 \cdot \left(\frac{2,78 \cdot C \cdot a}{(t + b)^d} - qn \right) \cdot t \quad (5.9)$$

Onde v = é o volume específico do reservatório (m^3/ha); C o coeficiente de escoamento da bacia hidrográfica do método racional; qn é vazão específica de capacidade da seção de saída da bacia em $l/(s \cdot ha)$; t é a duração em minutos; a , b e d são os coeficientes da IDF para o risco em estudo ($I = \frac{a}{(t + b)^d}$). A duração t é obtida, por iteração, pela equação:

$$t = \left(\frac{t + s}{w} \right)^r - b \quad (5.10)$$

$$\text{Onde } w = \frac{qn}{2,78.a.C(1-d)}; s = \frac{b}{1-d}; r = \frac{1}{d+1}.$$

O volume adicional para qualidade da água deve ser estimado pela equação 3.5.

6 MEDIDAS NA MACRODRENAGEM

6.1 Caracterização

A macrodrenagem envolve bacias geralmente com área superior a 2 km² ou galerias superiores a 1,0 m de diâmetro ou equivalente¹. O escoamento é composto pela drenagem de áreas urbanizadas (microdrenagem e áreas de fonte) e não urbanizadas (canais naturais de escoamento). Geralmente, a macrodrenagem corresponde a uma das sub-bacias definidas dentro do Plano Diretor de Drenagem Urbana ou faz parte de um dos seus ramais.

Para projetar a macrodrenagem é necessário:

- Representar o sistema de drenagem da macrodrenagem definido por trechos urbanizados e rurais, com a caracterização de todas as seções representativas do sistema de fluxo;
- Representar a transformação do processo precipitação – vazão de todas as sub-bacias que contribuem para o sistema de macrodrenagem de forma detalhada ou por sub-bacias concentradas.

A análise de estudos e projetos da macrodrenagem deve contemplar os cenários de ocupação da bacia, geralmente representados por:

- Cenário atual, onde é possível estabelecer esta ocupação com base em informações de imagens e levantamentos específicos;
- Cenário futuro, representado pelo Plano Diretor Urbano previsto para a cidade.

¹ Esta definição de macrodrenagem deve ser considerada como aproximada, apenas um referencial.

Associado ao cenário de uso do solo, os projetos de macrodrenagem devem considerar o risco relacionado com a precipitação de projeto, caracterizado no Capítulo 3 deste Manual.

6.2 Planejamento da macrodrenagem

6.2.1 Tipos de bacias

O planejamento da macrodrenagem permite dar sustentabilidade e evitar a transferência de impacto dentro da bacia hidrográfica. 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. O princípio é o de que a vazão de saída da bacia não deve ser ampliada, e seu planejamento deve eliminar todos os locais de alagamento previstos para os cenários de uso do solo do Plano Diretor e para o risco escolhido.
- b) *Bacia em estágio rural*: a bacia está no primeiro estágio de urbanização ou ainda tem grande parte da sua área em estado rural. Neste caso, pode-se utilizar a seguinte estratégia (Figura 6.1):
 - O poder público deve regulamentar o uso e ocupação, especialmente nas áreas naturalmente inundáveis;
 - Reservar estas áreas inundáveis para que atuem como reservatórios de retenção urbana;
 - Regulamentar a microdrenagem para não ampliar a enchente natural;
 - Planejar parques e outras áreas públicas com lagos para amortecer e preservar os hidrogramas de uma mesma bacia, ou entre diferentes sub-bacias;

- Nenhuma área desapropriada pelo poder público pode ficar sem implantação de algum tipo de infraestrutura de lazer pública (parque ou área esportiva), evitando desta forma que a mesma seja invadida.

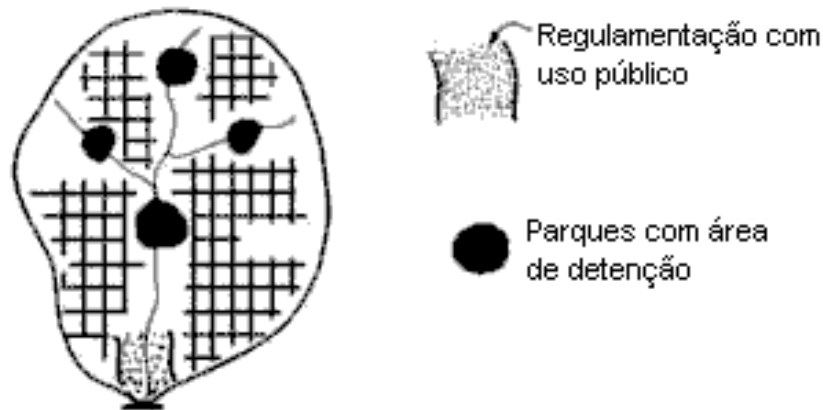


Figura 6.1. Planejamento de controle de bacia no primeiro estágio de urbanização.

6.2.2 Etapas do planejamento

No estudo de planejamento do controle da drenagem urbana de uma bacia são recomendadas as seguintes etapas de desenvolvimento (Figura 6.2).

(a) Caracterização da bacia: esta etapa envolve o seguinte:

(a.1) Avaliação da geologia, tipo de solo, hidrogeologia, relevo, ocupação urbana, população caracterizada por sub-bacia para os cenários de interesse;

(a.2) 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 de canais e cursos d'água e bacias contribuintes à drenagem;

(a.3) 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 (sedimentos).

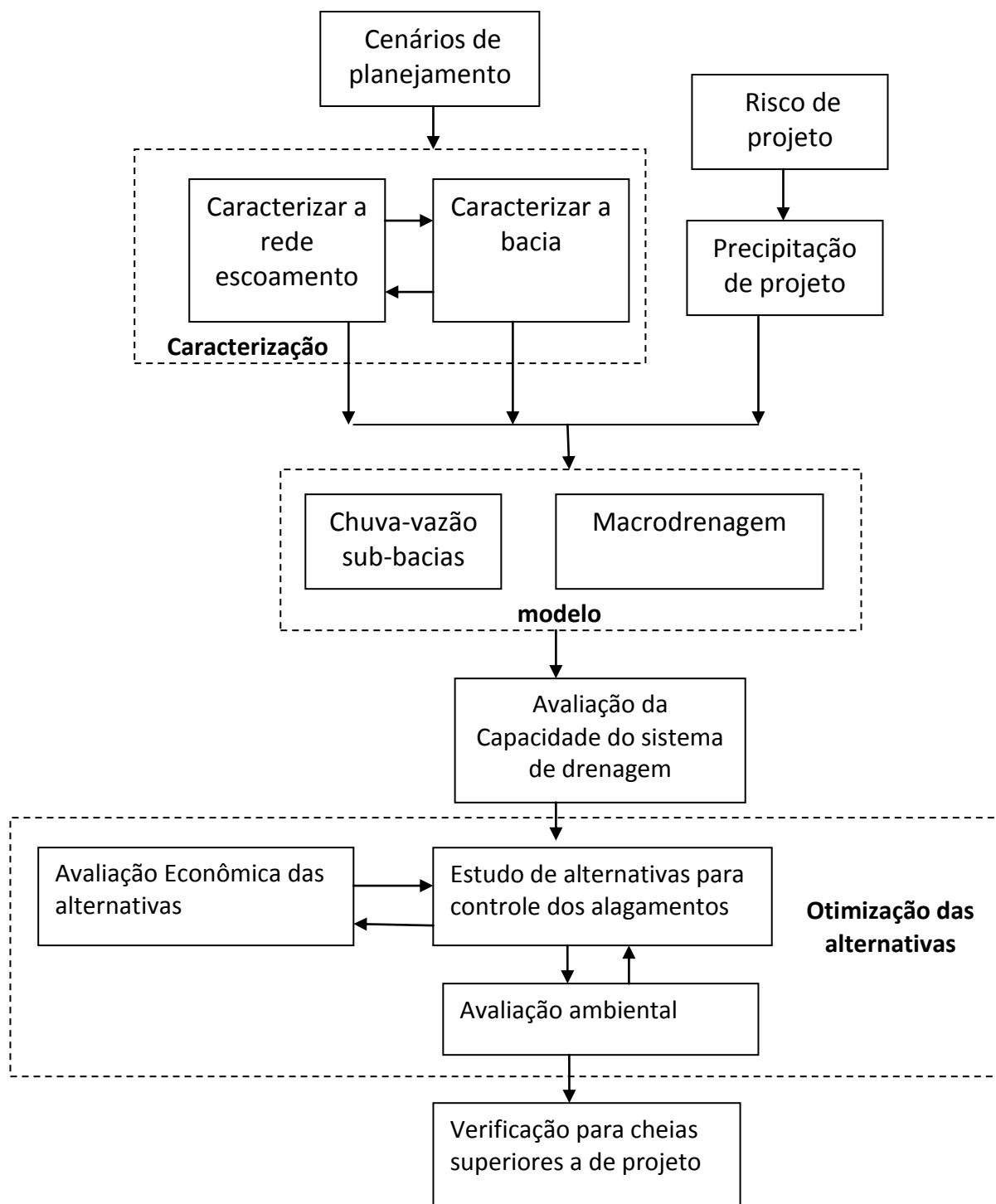


Figura 6.2. Fluxograma de atividades para avaliação das alternativas de controle na macrodrainagem.

(b) Definição dos cenários de planejamento e risco: os cenários de planejamento são definidos de acordo com o desenvolvimento previsto para a cidade, representado pelo Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano, bem como as áreas ocupadas que não foram previstas, áreas desocupadas parceladas e áreas que deverão ser parceladas no futuro. Da mesma forma, o risco do estudo deve ser escolhido de acordo com o potencial de prejuízos e risco de vida (ver item anterior e Capítulo 3).

(c) Determinação da precipitação de projeto: com base nos registros de precipitação da área mais próxima da bacia deve-se escolher a curva IDF e determinar a precipitação com duração de pelo menos 24 horas. 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 km², deve-se verificar o abatimento espacial do valor máximo de precipitação. A IDF para o DF foi apresentada no Capítulo 3.

(d) Avaliação da capacidade e Simulação dos cenários: 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 se utiliza 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. Para grande parte das bacias do Distrito Federal foram efetuadas estas simulações dentro do Plano Diretor de Drenagem.

(e) 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 estas limitações (caso não exista, esta etapa não é realizada). Neste caso, o planejador deve buscar analisar as alternativas de controle, priorizando medidas de detenção ou retenção, 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.

(f) 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 caso ocorra esta situação.

(g) Avaliação da qualidade da água: as etapas da avaliação da qualidade da água são:

(g.1) Determinação da carga proveniente do esgoto sanitário que não é coletada pela rede de esgotamento sanitário;

(g.2) Determinação da carga de resíduo sólido;

(g.3) Determinação da carga poluente produzida pelo esgoto pluvial (drenagem);

(g.4) 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.

(h) 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.

(i) 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.

(j) Verificação para cheias maiores que a de projeto: esta fase envolve identificar condições de funcionamento superiores à de projeto, para prevenção.

6.3 Usos dos Modelos Matemáticos no Planejamento

6.3.1 Tipos de modelos

Os modelos utilizados nos estudos de macrodrenagem são os seguintes (Figura 6.3):

- Modelos de Capacidade em Regime Permanente (MRP): são modelos utilizados para determinar o nível e/ou vazão para uma situação limite de vazão (vazão máxima ou mínima);
- Modelos de Simulação de Quantidade - Precipitação – Vazão (MPV): Estes modelos permitem simular a vazão com base na precipitação ocorrida na bacia;
- Modelo de Otimização (MOT): O modelo de otimização é utilizado para buscar a alternativa mais econômica para controle da bacia no risco de

projeto. Este modelo utiliza internamente um modelo do tipo MPV para fazer as tentativas, resultando na solução mais econômica que atenda o cenário para o risco escolhido;

- **Modelo de Cargas e de Qualidade da Água:** Este modelo é utilizado para estimar as cargas dos parâmetros de qualidade da água que entram no sistema de drenagem. Com base nestas cargas, é simulada a qualidade da água na rede de pluviais. O modelo pode também ser utilizado para simular as mudanças na qualidade da água, resultante das medidas previstas em conjunto com a análise de alternativas;
- **Modelo Hidrodinâmico (MH):** Este tipo de modelo é uma variante sofisticada do modelo MPV, utilizado para verificar o modelo MPV e para estimar níveis de cheia para cenários superiores ao de projeto.

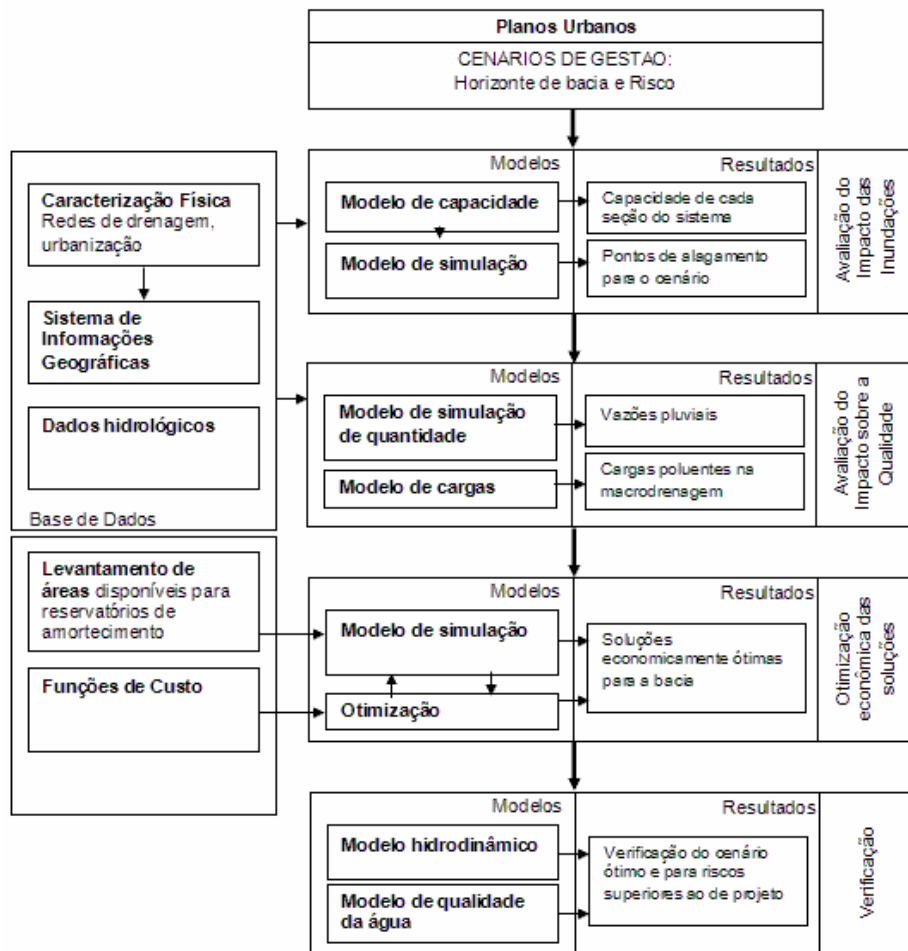


Figura 6.3. Tipos de modelos e seus usos.

O modelo de otimização citado acima pode ser dispensado se o projetista utilizar apenas o modelo MPV por tentativa e erro até encontrar a melhor solução, no entanto, ocorrerá aumento de homem/hora na definição da solução ótima.

A seguir é apresentada uma visão sintética dos tipos de modelos e no anexo uma introdução sobre alguns destes modelos. Para maiores detalhes procure consultar os manuais dos modelos mencionados e Tucci (1998), entre outros.

6.3.2 Modelos para avaliar a capacidade de escoamento

A capacidade do escoamento de um canal pode ser estimada diretamente pela equação de Manning, deduzida para escoamento uniforme. Neste caso, não está sendo considerado o remanso ou restrições de jusante. A equação é a seguinte:

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} S_o^{1/2}}{n} \quad (6.1)$$

Onde A = área da seção do escoamento; R = A/P onde P é o perímetro molhado, S_o é a declividade do fundo do conduto, canal ou rio e n a rugosidade. A vazão máxima ou a capacidade de um canal conhecido pode ser determinada para a cota de extravasamento do conduto.

Para trechos de condutos ou canais onde podem existir efeitos de remanso de trechos de jusante ou outros efeitos hidrodinâmicos, é necessário utilizar-se de modelos que consideram estes efeitos. Em regime permanente o escoamento pode ser determinado pela equação de energia. Geralmente este cálculo não é realizado porque, no estudo do Plano, de uma seção procura-se sempre a capacidade máxima local e, com os outros modelos apresentados abaixo são estimadas as soluções para atender as condições de projeto.

O escoamento uniforme mais simples pode ser determinado com o auxílio de uma planilha eletrônica, enquanto que o escoamento em regime permanente não-uniforme pode utilizar programas livres disponíveis na Internet como o HEC-RAS (www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/).

6.3.3 Precipitação de projeto

A precipitação de estudo de cheia pode ser definida com base numa ocorrência histórica ou pela chuva de projeto que caracteriza uma condição crítica de dimensionamento.

O método mais comum de projeto é o dos blocos alternados que distribui a chuva no tempo com base nas curvas intensidade-duração-frequência (IDF). Os outros métodos são o hietograma triangular do SCS, muito semelhante ao anterior, ou métodos baseados na distribuição temporal das chuvas da região em estudo, como Huff ou Pilgrim e Cordery.

Quanto à duração da chuva, deve-se adotar como referência o tempo de concentração de toda a bacia, e não das sub-bacias em que ela foi dividida. Utiliza-se uma duração igual ou maior ao tempo de concentração. Quando são usados reservatórios de detenção, a duração da simulação aumenta e deve-se procurar representar períodos longos como 24 horas. O cenário de chuva de duração longa inclui o período de chuva máxima, concentrado dentro de uma parte do período. Mesmo no cálculo de medidas em pequena escala (por exemplo, reservatórios de lote), deve-se no mínimo verificar os resultados para chuvas de longa duração.

Utilizando a chuva de projeto num modelo chuva-vazão (situação usual por falta de dados de vazão), *o risco da vazão obtida não é necessariamente o mesmo da precipitação*. Portanto, o risco relacionado é o da precipitação e não o da vazão.

6.3.3.1 Proposta de metodologia

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 determinada com base na IDF apresentada no capítulo 3 deste relatório:

1. 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. O tempo de concentração pode ser estimado por várias expressões apresentadas no Anexo III;
2. A duração total da chuva deve ser de, no mínimo, 24 horas;
3. 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;
4. 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 min); P(60min); P(90 min), etc., até o tempo total de precipitação.
5. Utilize o fator de redução espacial da precipitação para áreas superiores a 25 km² (consulte TUCCI, 1993);
6. Obtenha as precipitações de cada intervalo de tempo e a sua distribuição temporal crítica (métodos mencionados acima, ver ZAHED FILHO & MARCELLINI, 1995).

6.3.4 Processos e critérios na bacia urbana

A transformação da precipitação que ocorre no tempo e no espaço na bacia em vazão em um conduto, canal ou reservatório geralmente é separado em dois módulos principais:

Módulo Bacia que é a parcela discretizada do sistema na qual os processos são considerados concentrados e a vazão resultante deverá entrar num conduto ou canal de macrodrenagem.

Módulo escoamento: é a modelagem do escoamento num conduto, canal ou reservatório que é transportado pela rede no tempo e no espaço.

No módulo bacia haverá também transporte, mas por condutos que não são

representados, já que o processo é sintetizado no que se chama de escoamento superficial.

Neste texto chamamos o módulo bacia de “modelo chuva-vazão” e o módulo escoamento de “modelo de escoamento” (ver itens seguintes).

O modelo “chuva-vazão” tem duas componentes, a determinação da precipitação efetiva (parcela da chuva que se transforma em escoamento); e a propagação dessa água até a entrada na rede de macrodrenagem. Para a representação do primeiro fenômeno as alternativas mais frequentes são:

- Método da curva-número do SCS (CN): é um parâmetro extensamente tabulado, o que facilita a estimativa, e podem ser construídas relações com a área impermeável;
- Curva de infiltração (Horton, Philips, etc.), combinada com estimativas da área impermeável.

O coeficiente de escoamento, embora comum e muito tabelado, tem o inconveniente de não levar em conta a variação temporal da chuva, e não é adequado para cálculo de volumes para bacias maiores. O coeficiente de escoamento (e o método racional) é aplicável a áreas pequenas.

As metodologias de separação de escoamento tomam como referência, para determinação dos parâmetros, o tipo de solo. Em áreas urbanizadas ou em processo de urbanização, a camada superior do solo é removida, coberta ou muito alterada. Portanto, deve-se ter muito cuidado ao utilizar mapas de solos, que normalmente descrevem somente a situação natural de pré-urbanização.

Campana e Tucci (1994) apresentaram uma curva que relaciona a densidade habitacional e a área impermeável de uma bacia com base em dados de Curitiba, São Paulo e Porto Alegre. Esta curva permite estudar cenários futuros de ocupação urbana, já que a densidade habitacional é utilizada como indicativo de Planejamento Urbano. Para o Distrito Federal não foi possível estabelecer uma relação entre densidade e área impermeável única e foi utilizada preliminarmente a curva de

Campo Grande, mas seria razoável se estimar, no futuro, esta curva para diferentes tipos de ocupação que formam o DF. Esta curva é importante para prognóstico de futuras ocupações, já que para as atuais é possível determinar com base em imagens de satélite existentes.

6.3.4.1 Escoamento Superficial

Uma vez calculado quanto da chuva se transforma em escoamento, essa água deve ser propagada até sua entrada na rede de macrodrenagem. Existem na literatura diversos métodos para esse cálculo. Os métodos podem depender da disponibilidade de dados como Clark, Nash, Onda Cinemática, entre outros métodos conceituais lineares e não-lineares (TUCCI, 1998), e os métodos baseados no hidrograma sintético (lineares).

Os hidrogramas unitários sintéticos, como Snyder ou o triangular do SCS foram desenvolvidos em geral para áreas rurais, condição muito diferente da aplicação em uma área urbana. SCS (1975) adaptou o valor do parâmetro para áreas urbanas. A regionalização de parâmetros destes modelos tem sido apresentada para vários locais, destacando-se Diaz e Tucci (1989), que regionalizaram o HU para bacias urbanas brasileiras.

Métodos como Clark e Nash são mais adequados, já que seus parâmetros podem ser estimados levando em conta as características da área simulada. Germano *et al.* (1998) regionalizou os parâmetros do modelo Clark utilizado no IPH-II para bacias urbanas brasileiras.

O uso da onda cinemática depende de um detalhamento muito grande do sistema físico, que nem sempre é possível estabelecer. Além disso, a representatividade depende das reais condições do escoamento e da escala de aplicação. Por exemplo, uma sarjeta poderia ser considerada como um canal triangular; mas na realidade costuma ter carros estacionados, assim como sacolas de lixo e outros objetos semelhantes, que fazem com que o escoamento pareça mais uma cascata de reservatórios que um canal. Por outro lado, quando a unidade de

representação é um quarteirão ou mais, a definição da “rugosidade” ou a “declividade” de um conjunto de telhados, pátios, gramados, etc. considerados em conjunto requer um ajuste com dados observados.

6.3.4.2 Escoamento na rede de macrodrenagem

No escoamento de uma rede de macrodrenagem e das alternativas de controle, a interação (tanto física como operacional) entre as componentes da rede é fundamental. O desenvolvimento de alternativas eficientes de solução, e a garantia de seu adequado funcionamento, dependem de levar em conta as interações existentes. Geralmente existem duas classes de modelos como citado anteriormente: modelos hidrológicos e hidrodinâmicos. O primeiro tipo de modelo é utilizado para a fase de estudo de alternativas e o segundo para verificação da alternativa escolhida e para cenários superiores aos de projeto.

Com o objetivo de representar mais fielmente o funcionamento da rede de drenagem, os modelos de rede usualmente limitam à entrada do escoamento superficial nos condutos da rede, em função da capacidade do conduto e das condições de escoamento, tal qual acontece na realidade. A maioria dos modelos armazena o escoamento excedente, usualmente no ponto em que este chega à rede, para eventualmente liberá-lo depois, à medida que as condições nos condutos permitem o escoamento. A água que escoar para fora da rede por excesso de pressão é tratada de maneira semelhante, usualmente sendo acumulada no ponto de saída. Na realidade esta é uma das possibilidades, existem vários comportamentos possíveis. A água poderia escoar pelas ruas até algum outro ponto, e entrar na rede ou se acumular, ou continuar escoando para jusante, dependendo da topografia e das condições nos condutos em cada ponto, em cada instante de tempo.

Este problema não é crítico nas simulações de projeto, já que a rede deve ser capaz de absorver em cada ponto a água que chega. Já nas simulações para calibração, quantitativa ou qualitativa, e simulações de diagnóstico em geral, é importante não confundir os pontos de insuficiência da rede com pontos onde

acontecerá alagamento. Há suposição implícita de que todo o escoamento gerado na bacia chega até a rede de macrodrenagem, ou seja, a microdrenagem funciona perfeitamente. Este tipo de consideração pode resultar em locais críticos que não registram alagamentos. Isso não é um erro, a insuficiência da rede realmente acontece, mas está sendo mascarada pelos condicionantes da microdrenagem.

Os casos mencionados acima mostram que a análise da simulação não pode se limitar aos resultados do modelo da rede de drenagem. É indispensável contemplar na análise o comportamento da água na superfície da bacia, até ela chegar à macrodrenagem, e o que a água faria no caso de não conseguir entrar na rede.

6.3.4.3 Medidas de controle na fonte

Na definição das medidas de controle e avaliação de seus impactos, um caso que merece atenção especial é o das medidas de controle na fonte aplicadas a escala de lote, como microrreservatórios de detenção ou superfícies de infiltração. As questões que devem dificultar essa avaliação são: (a) incerteza quanto à sua implantação, operação e manutenção; (b) qual seu impacto real sobre o escoamento, e (c) qual a sustentabilidade temporal desse impacto.

A efetiva implementação de medidas de controle em escala de lote depende da instalação e adequado funcionamento de um número muito alto de componentes individuais. Esses componentes frequentemente dependem dos moradores, e não do poder público, que fica limitado a exigir a instalação e fiscalizar o funcionamento. Por comparação, no caso de medidas de controle que operam em escalas maiores (reservatórios em loteamentos, bairros, etc.) a implantação depende de decisões administrativas do poder público; elas são mais claramente individualizadas, e a responsabilidade pela sua operação e manutenção é bem definida.

À incerteza sobre a implementação e funcionamento deve-se somar a incerteza com relação ao impacto efetivo das medidas de controle na fonte. Em outras palavras, se elas forem adequadamente implementadas e operadas, como quantificar seu impacto real sobre a geração de escoamento? Não existe um monitoramento

adequado avaliando este impacto em nível de bacia hidrográfica. Parece pouco provável que se consiga anular completamente o impacto da urbanização, já que dificilmente o controle na fonte consegue atingir 100 % da superfície da bacia (por exemplo, ruas e passeios). Além disso, algumas medidas, como as orientadas à infiltração, podem ser bastante vulneráveis ao tempo.

As dúvidas mencionadas não devem impedir a adoção desse tipo de medidas. Sugerem dois enfoques: (a) não depender exclusivamente destas medidas para gerenciamento da drenagem urbana; e (b) iniciar programas de monitoramento de médio e longo prazo, para obter dados que permitam adotar esse tipo de enfoque nas situações adequadas.

6.3.4.4 Reservatórios de detenção

Por se tratar de planejamento, não são apresentados elementos de projeto executivo das estruturas propostas. No caso dos reservatórios de detenção, isto não significa que definir a localização e estimar o volume necessário seja suficiente, exceto quando as informações não permitem outra coisa, ou o estudo é muito preliminar. Além da estimativa do volume necessário, é preciso verificar a viabilidade do funcionamento. Isso significa verificar especialmente as condições de entrada e saída do reservatório, as cotas de operação, e as estruturas hidráulicas. Pode acontecer a situação em que um reservatório tenha um volume adequado, mas não exista uma estrutura hidráulica que consiga o efeito desejado de amortecimento do hidrograma; ou exista o volume e as estruturas hidráulicas, mas as cotas não permitam o funcionamento adequado.

6.3.4.5 Dimensionamento de condutos e canais

A prática usual no Brasil é utilizar um coeficiente de rugosidade de Manning de 0,013 para o cálculo dos condutos e galerias. Esse valor é adequado para tubos de concreto novos, mas não é representativo das reais condições de funcionamento de condutos reais. Depois de poucos anos de funcionamento, as condições do tubo e das juntas começam a se deteriorar, e, mesmo em redes com boas condições de

manutenção, é inevitável a presença de sedimentos e outros materiais que aumentam a resistência ao escoamento. Em função disso, um n de Manning de 0,015 ou 0,016 é bem mais adequado para simular as condições de funcionamento da rede de drenagem durante sua vida útil.

Outra questão a ser destacada é que, contra o recomendado em todos os manuais de drenagem urbana, as perdas de carga singulares (poços de visita, curvas, etc.) são costumeiramente ignoradas. Na simulação de uma rede de macrodrenagem isso pode ser justificado em função da escala de trabalho, mas deve ser compensado usando técnicas como comprimento equivalente, ou aumentando o coeficiente de rugosidade n de Manning a valores da ordem de 0,02. Em cálculos de maior grau de detalhe, ou em projetos localizados, as perdas singulares devem ser obrigatoriamente contempladas, e a linha de energia verificada. Outra questão importante é que nem sempre é possível ou eficiente adotar o critério de escoamento a superfície livre.

Um fenômeno importante, quando são analisadas situações nos quais o escoamento passa a ser sob pressão, é a diminuição na condutância hidráulica. Isto ocorre quando a água atinge o topo de um conduto, especialmente em condutos retangulares.

A seguir são apresentadas algumas estruturas de modelos no qual se baseiam alguns dos modelos disponíveis na literatura e na internet.

6.3.5 Modelos Precipitação – Vazão

Os modelos de simulação do escoamento possuem as seguintes características:

(a) *Modelo do tipo armazenamento*: considera basicamente os efeitos de armazenamento no conduto ou canal, trasladando as ondas de cheias. Não considera efeitos de remanso no escoamento. Este tipo de modelo é útil para representar o escoamento de projeto, onde geralmente 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 *Muskingum-Cunge*.

(b) *Modelo Hidrodinâmico*: o modelo hidrodinâmico pode trabalhar à superfície livre ou considerar as condições de pressão dentro dos condutos. Neste último caso, considera todos os efeitos do escoamento dentro dos condutos como refluxo, remanso, ressalto, escoamento supercrítico e o escoamento sob pressão de gradientes de pressão moderados.

O modelo IPHS1 (TASSI *et al.*, 2005) inclui algoritmos de bacia e de canal. No módulo *galeria*, o fluxo é transportado por equações do tipo armazenamento como Muskingum ou modificações deste como Muskingum-Cunge. Nas detenções é utilizado o método de Puls.

Este tipo de modelo identifica os locais de inundação por vazões superiores a capacidade de escoamento, ou pelas cotas, com auxílio de curvas chave das seções. Este programa pode ser obtido em : <http://www.h2bio.net>.

O módulo *galeria* é representado pelas equações de quantidade de movimento para superfície livre ou para escoamento sob pressão com a sua adaptação com fenda de Preissmann. Este modelo também é utilizado na verificação de projeto e para avaliar o impacto para riscos superiores aos de projeto.

O modelo hidrodinâmico é utilizado somente quando existem condições de remanso e escoamento sob pressão, produzindo inundações em diferentes pontos, que necessitam de soluções específicas, ou quando a interação na rede é muito grande.

O modelo HEC-RAS pode ser utilizado para simulação hidrodinâmica a superfície livre.

O modelo SWMM representa a transformação da precipitação – vazão e o escoamento hidrodinâmico dos condutos e canais em condições sob pressão (<http://www.epa.gov/ednrmrl/models/swmm/index.htm>).

Estes programas são de acesso livre e com interface amigável.

Existem também programas comerciais para estas funções que incorporam vários elementos de apoio, como o uso agregado de banco de dados e Sistema Geográfico de Informações. Alguns destes modelos são:

- MOUSE (<http://www.dhigroup.com>);
- INFOWORKS CS

(http://www.wallingfordsoftware.com/pt/products/infoworks_cs).

6.3.6 Modelos para estudo de alternativas

A simulação de alternativas é uma das principais etapas na elaboração de um Plano de Drenagem Urbana.

Na procura de alternativas de solução é fundamental a análise integrada da bacia. Isso permite levar em conta interações entre as componentes da rede de macrodrenagem e facilita a otimização da solução. As limitações das medidas de controle em uma região podem ser compensadas em outra, ou medidas de controle caras em uma região podem ser descartadas em favor de medidas mais baratas em outra região.

O critério da não ampliação da cheia natural para as medidas de controle é o princípio fundamental de um plano diretor de águas pluviais. No entanto, como no Brasil e na maioria de América Latina estes planos são desenvolvidos *a posteriori* da ocupação urbana, a ampliação já ocorreu em grande parte da rede e somente em novos empreendimentos imobiliários é possível estabelecer o controle através de legislação distrital. Desta forma, na análise de alternativa o controle passa a ser de não transferir para jusante os condicionantes já existente, utilizando-se a capacidade instalada de drenagem, que de alguma forma é superior a capacidade da bacia natural. Portanto, no estudo de alternativa, o mais importante é a avaliação do conjunto de uma bacia onde as soluções internas evitam as inundações internas e mantém a vazão de projeto menor ou igual às condições existentes ao projeto.

Esta análise pode ser realizada com o modelo MPV por tentativa, ou seja, mudando a configuração do sistema e simulando até encontrar uma solução

econômica que evite inundações para o cenário escolhido. Este processo exaustivo pode ser muito dispendioso em homem/hora.

6.3.7 Modelos de qualidade da água

Esta análise pode ser realizada com um modelo simples como descrito por Schueler (1987) que se baseia em coeficientes das cidades. O efeito das obras pode ser estimado pelo tipo de reservatório utilizado.

A qualidade da água também pode ser representada por um modelo mais sofisticado de qualidade da água como o modelo SWWM, que possui módulo de qualidade da água e pode ser utilizado neste caso.

6.3.8 Modelo de Verificação

O modelo hidrológico - hidrodinâmico é utilizado neste caso para simular chuvas com risco superior ao de projeto e verificar as áreas que serão inundadas e, portanto analisar medidas preventivas. Os modelos que podem ser utilizados neste caso foram apresentados acima.

O escoamento numa área urbana pode ser considerado como resultante de diversos componentes, dois dos quais são de grande destaque: o que se desenvolve na superfície da bacia e o que está ligado à rede de drenagem de águas pluviais (RDAP). No primeiro, utilizam-se métodos de transformação precipitação-vazão e propagação do escoamento superficial. No segundo, os modelos de rede de condutos.

Quer sejam simples ou complexos, os modelos de redes de condutos desempenham grande papel no projeto e melhoramento das RDAPs, pois os resultados advindos de sua aplicação podem ser largamente utilizados para planejamento, projeto e para propósitos operacionais, e sua escolha depende de vários fatores como, por exemplo, o desejo de se representar os fenômenos físicos ou não, adquirir mais consistência ou precisão nos resultados, aplicabilidade e outros que consigam fornecer ganhos significativos.

Dentre estes modelos, os hidrodinâmicos são os mais sofisticados, pois utilizam as equações completas de Saint Venant que levam em consideração os principais

elementos governantes do fluxo unidimensional. Esta formulação é necessária quando se deseja uma simulação precisa. Contudo processar os fenômenos em sofisticados modelos não necessariamente significa melhorar a precisão; a vantagem está na avaliação do funcionamento de componentes propostos de um sistema. De uma forma ou de outra, os modelos computacionais sofisticados permitem uma análise mais completa e dão resultados mais realistas.

Os modelos hidrodinâmicos, em geral, podem representar redes malhadas e contemplam todos os efeitos de remanso. As equações de fluxo são resolvidas por esquemas implícitos de diferenças finitas. As estruturas especiais que aparecem numa rede de drenagem são representadas, geralmente, de forma simplificada, mas contemplando todos os efeitos importantes que elas provocam. Como esses modelos tratam todos os processos principais envolvidos, permitem analisar modificações e levar em conta efeitos de jusante, que outros métodos não têm condições de representar, e podem ser tão rápidos quanto os outros métodos.

Atualmente, tanto na macrodrenagem como na microdrenagem, os modelos hidrodinâmicos estão assumindo papel de destaque. Ao passo que sua sofisticação aumenta, também aumenta o suporte tecnológico e vice-versa.

Existem modelos hidrodinâmicos disponibilizados gratuitamente, por exemplo o SWMM (*Storm Water Management Model*) que pode ser obtido a partir de um download na Internet (www.epa.gov/ednrmrl/swmm/). Este modelo é descrito de forma resumida no item 6.5 deste capítulo.

6.4 Critérios de Simulação

As simulações em bacias urbanas envolvem os seguintes aspectos:

- Diferentes fenômenos, como transformações chuva-vazão e escoamento em canais;
- No escoamento em canais podem aparecer diferentes regimes de escoamento: livre, sob pressão, subcrítico, supercrítico; assim como combinações e transições entre eles;

- Simulação de estruturas especiais como reservatórios de detenção ou casas de bombas;
- Diferentes cenários de ocupação da bacia, referidos à urbanização presente e futura; ou diferentes padrões de ocupação da bacia;
- A necessidade de representar interações na rede de condutos como efeitos de remanso;
- Os parâmetros dos métodos devem poder ser estimados com base em características físicas da bacia ou da rede de drenagem, seja por ausência de dados para ajuste ou para simular situações futuras;
- Para poder generalizar critérios, parâmetros e metodologias utilizados, é conveniente evitar o uso de metodologias específicas de softwares, sobre as quais não é fácil achar referências, exemplos ou outros tipos de auxílio para a aplicação (os métodos não deveriam ser *software* dependentes).

Na escolha das metodologias de simulação e de estimativa de parâmetros é fundamental respeitar as condições de aplicabilidade de cada uma delas, tanto em termos gerais como nas condições específicas de utilização. A maioria das técnicas de simulação chuva-vazão foram desenvolvidas para áreas rurais. O uso deste modelo deve ser realizado com cuidado em bacias urbanas. Por exemplo, a equação de Kirpich para tempo de concentração não considera as áreas impermeáveis.

O uso de parâmetros da literatura não constitui uma validação, embora com frequência seja inevitável o seu uso por falta de dados, particularmente de vazão. Uma alternativa seria calibrar os modelos para alguma bacia semelhante, e realizar a transposição de parâmetros. Tanto neste caso, como na usual de ausência de quaisquer dados, deve-se usar a calibração qualitativa (CUNGE *et al.*, 1980). Esta técnica consiste em comparar os resultados das simulações com a localização e grandeza aparente dos alagamentos que ocorrem na bacia, assim como outros fenômenos tais como condições de escoamento em canais abertos, água saindo de poços de visita ou bocas de lobo, etc. Esse procedimento é mais fácil de usar com

tormentas de baixa recorrência, 1 ou 2 anos, já que essas são lembradas com mais facilidade pela população. O uso das cheias históricas de grande impacto é identificado pela população.

As informações do Distrito Federal sobre problemas causados pelos alagamentos são muito valiosas nesse sentido. Usualmente os profissionais da área de drenagem pluvial são capazes de fazer um mapeamento pelo menos razoável dos locais e frequência dos alagamentos. Outra fonte interessante de informações são as autoridades de trânsito, já que a circulação de veículos é afetada pelos alagamentos.

6.5 Descrição de alguns Modelos e suas estruturas

6.5.1 Modelo SCS

Para a transformação da precipitação em vazão a seguir é apresentado o método do SCS, que possui duas etapas principais: separação do volume de escoamento superficial e propagação superficial utilizando o hidrograma unitário triangular.

Separação do escoamento: O modelo SCS (1975) faz a separação do escoamento com base na equação 6.1 quando $P > 0,2 S$:

$$P_{ef} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (6.2)$$

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

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (6.3)$$

O CN é um valor estimado com base no tipo de solo e características de cobertura. A área impermeável é determinada com base na densidade habitacional através das relações estabelecidas.

Escoamento superficial: O hidrograma do escoamento superficial é determinado com base no hidrograma triangular do SCS (Figura 6.4). A metodologia é a seguinte:

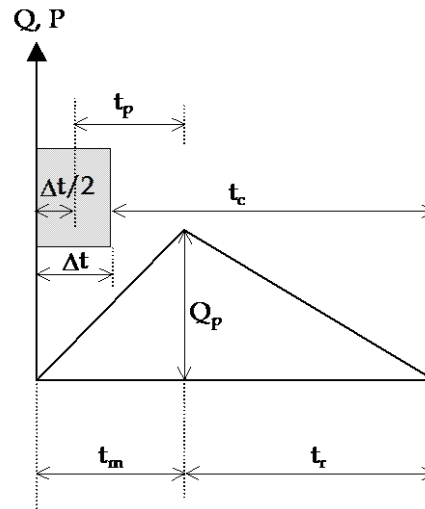


Figura 6.4. Hidrograma unitário triangular do SCS.

(1) Determinar o tempo de concentração (t_c) da bacia;

(2) Determinar o parâmetro t_m , $t_m = \frac{\Delta t}{2} + 0,6.t_c$

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 recensão 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 6.3

$$Q_p = \frac{0,208.A}{t_m} \quad (6.4)$$

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 $\Delta t = t_p/5$.

O hidrograma resultante, obtido a partir da precipitação de projeto, é obtido utilizando a equação de convolução discreta expressa por

$$Q_t = \sum_{i=1}^t Pef_i h_{t-i+1} \quad \text{para } t < k$$

(6.5)

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

Onde Q_t : vazão de saída da bacia (m^3/s); H : ordenadas do hidrograma unitário ($m^3/s/mm$); Pef : 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.

6.5.2 Modelo Muskingun-Cunge:

O modelo Muskingun utiliza a equação da continuidade e a equação de armazenamento resultando em:

$$Q_{t+1} = C_1 I_{t+1} + C_2 I_t + C_3 Q_t$$

(6.6)

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:

$$X = 0,5 \cdot \left(1 - \frac{Q_{ref}}{B \cdot So \cdot Cel \cdot \Delta x}\right)$$

(6.7)

Onde B: base do canal; So: declividade; Δx: comprimento do trecho; Qref: vazão de referência para determinação dos parâmetros (normalmente 2/3Qmáx); Cel: celeridade da onda, determinada conforme a equação abaixo:

$$Cel = \frac{5}{3} \cdot \frac{S_o^{0,3} \cdot Q_{ref}^{0,4}}{n^{0,6} \cdot B^{0,4}} \quad (6.8)$$

Onde n é a rugosidade de Manning.

O parâmetro X representa o peso da integração da vazão no espaço. Seu intervalo de variação é

$$0 \leq X \leq 0,5 \quad (6.9)$$

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:

$$K = \frac{\Delta x}{co} \quad (6.10)$$

A Figura 6.5 mostra a região válida dos parâmetros e a equação abaixo o intervalo:

$$2X \leq \frac{\Delta t}{K} \leq 2(1 - X) \quad (6.11)$$

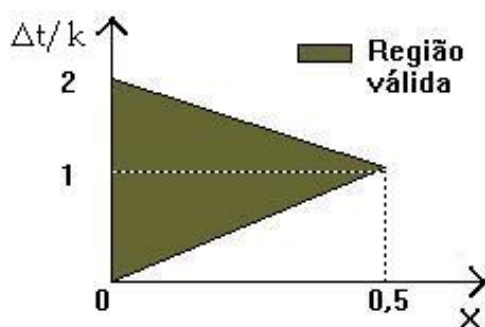


Figura 6.5. Variação dos parâmetros

Jones (1981) demonstrou que a difusão numérica afeta a velocidade da onda ao mesmo tempo que a atenua. Também analisou a solução numérica da equação de difusão, com base no esquema utilizado pelo método Muskingum, definindo os erros envolvidos na discretização. Na Figura 6.6 são apresentadas as isolinhas 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.

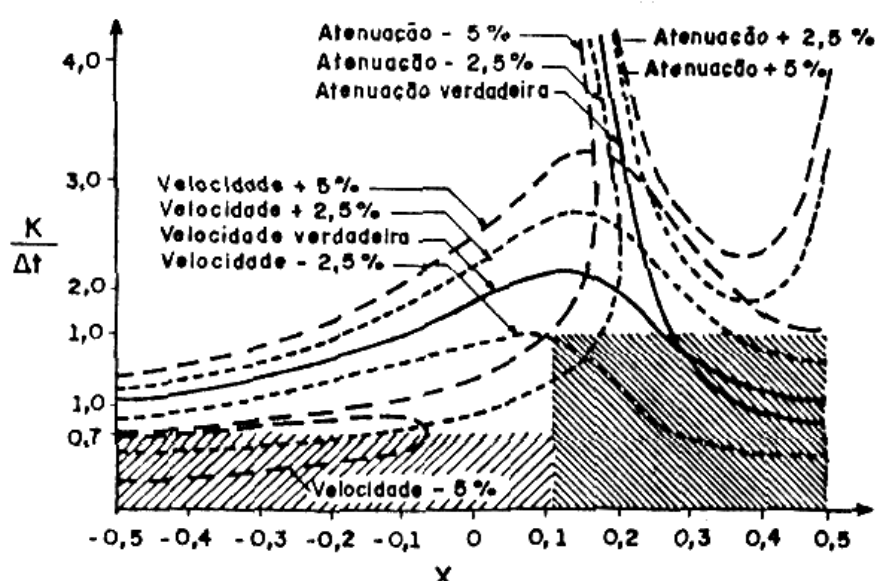


Figura 6.6. Curva de precisão (JONES, 1981)

Observando a equação 6.6, os coeficiente C_1 e C_3 podem ficar negativos de acordo com os valores dos parâmetros: C_1 é negativo quando o $\Delta t / K$ é menor que $2X$, ou seja a distância entre as seções é muito grande produzindo um valor alto de K , sendo necessário, para evitar vazões negativas, subdividir o trecho, o que reduzirá o valor de K para cada subtrecho.

Quando C_3 é negativo, $\Delta t / K$ é maior do que $2(1-X)$, o que indica que o intervalo de tempo é muito grande, o que também pode produzir valores negativos nas vazões, portanto é recomendável que o intervalo de tempo seja reduzido.

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

$$\Delta x_0 = \frac{2,5 \cdot Q_{ref}}{S_0 \cdot B \cdot C_0} \quad (6.12)$$

- 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 6.9 e 6.11. 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 estarem discretizados de acordo com o Δt calculado, deve-se interpolar os dados de vazão.

6.5.3 Modelo de Puls:

O método recomendado para o dimensionamento de reservatório é o de Puls, por ser um dos mais conhecidos. O método utiliza a equação de continuidade concentrada, sem contribuição lateral e a relação entre o armazenamento e a vazão é obtida considerando a linha de água do reservatório horizontal. Discretizando a equação da continuidade resulta:

$$\frac{S_{t+1} - S_t}{\Delta t} = \frac{I_t + I_{t+1}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+1}}{2} \quad (6.13)$$

Onde I_t e I_{t+1} : vazões de entrada no reservatório em t e t+1; Q_t e Q_{t+1} : vazões de saída do reservatório em t e t+1; S_t e S_{t+1} : armazenamento do reservatório nos tempos referidos. As duas incógnitas do problema são Q e S no tempo t+1. Reorganizando a equação 6.13 com as variáveis conhecidas de um lado e as desconhecidas de outro, resulta

$$Q_{t+1} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+1} - Q_t + \frac{2S_t}{\Delta t} \quad (6.14)$$

Como existe uma equação e duas incógnitas, a equação adicional é a relação $Q = f(S)$, relacionando a vazão de saída do reservatório com o estado de armazenamento do mesmo. A obtenção dessa função é descrita posteriormente nesse texto. Utilizando esta função, é possível construir uma segunda função auxiliar, para a determinação de Q_{t+1}

$$Q = f_1(Q + 2S/\Delta t) \quad (6.15)$$

Normalmente essa função é conhecida de forma tabular, onde para cada ordenada haverá um valor de S, dividido pelo intervalo de tempo de cálculo e somado a vazão define a nova abscissa, gerando a função f_1 .

Com base nas equações acima é possível simular o escoamento através do reservatório seguindo a sequência:

- a) Para o início do cálculo é necessário definir o volume inicial do reservatório (S_0). Esse volume depende dos critérios do estudo em análise ou do valor observado conhecido, no caso de reprodução de um evento. Conhecido S_0 é calculado Q_0 através da função entre as duas variáveis ($Q = f(S)$);
- b) Para o intervalo de tempo seguinte deve-se determinar os termos da direita da equação 6.14, já que todos os termos do lado esquerdo da equação são conhecidos (hidrograma de entrada deve ser previamente conhecido);

- c) O termo da direita é igual à abscissa da função f_1 . Portanto entrando com esse valor na função obtém-se a vazão Q_{t+1} ;
- d) Conhecido Q_{t+1} determina-se S_{t+1} através da função que relaciona essas variáveis.

Os passos de b até d se repetem para todos os intervalos de tempo.

Determinação da relação entre S e Q : Esta relação é estabelecida com base nas seguintes relações: (a) cota x armazenamento; (b) cota x vazão de saída.

A curva cota x armazenamento é obtida pela cubagem do reservatório (Figura 6.7). Essa relação é apresentada na forma de tabela, gráfico ou é ajustada uma equação. Devido às características normalmente encontrada nos reservatórios essa função pode ser ajustada a uma função do tipo seguinte:

$$Z = aS^b \quad (6.16)$$

Onde a e b são coeficientes ajustados aos dados e Z a cota. Existem outras expressões matemáticas utilizadas para o ajuste.

A função entre cota e a vazão de saída depende do tipo de estrutura de saída que está sendo utilizada. Essa função é fornecida pelo projetista ou estabelecida através de modelo reduzido. Os reservatórios podem possuir dois tipos de extravasores: vertedor e descarregador de fundo (Figura 6.8). Tanto um como o outro podem ter comportas.

Para evitar que haja alteração destas equações, e possível comprometimento do funcionamento do reservatório, recomenda-se que as estruturas de descarga não operem afogadas, e para proporcionar o esvaziamento total do reservatório, que o descarregador de fundo esteja posicionado junto ao fundo do reservatório.

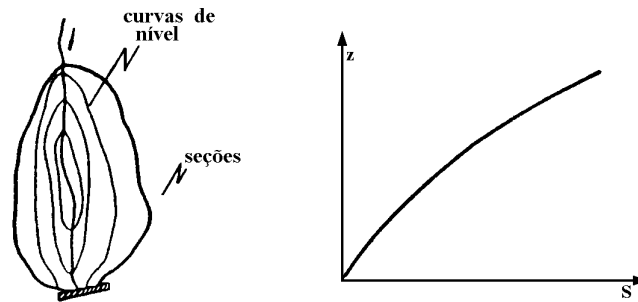


Figura 6.7. Relação entre cota e armazenamento.

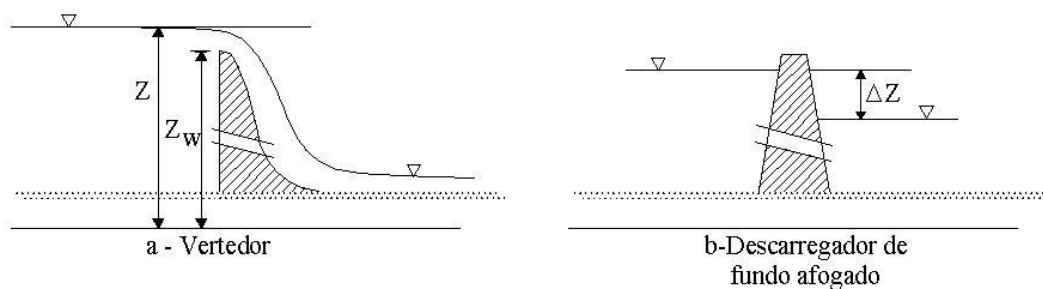


Figura 6.8. Extravasores de reservatórios.

Combinando a função $Z = f_2(S)$ com a função $Q = f_3(Z)$ é possível determinar $Q = f(S)$ (conforme Figura 6.9). Utilizando um valor de Z_i da primeira função, determina-se S_i . Para o mesmo valor de Z_i , na função f_3 determina-se Q_i . Com esses pontos e outros obtidos da mesma forma pode-se construir a relação mencionada (Figura 6.10).

Quando o reservatório possui comportas, a curva de descarga muda para cada manobra de comporta. A função f_3 é alterada, o que necessita um novo cálculo de $Q = f(S)$. A regra operacional é transferida para a simulação através da função f_3 .

A aplicação do método de Puls, ou o uso somente da relação biunívoca entre armazenamento e vazão, implica em admitir que a linha de água no reservatório é aproximadamente horizontal. Quando a declividade da linha de água é importante, e os processos dinâmicos afetam o escoamento de saída e mesmo ao longo do reservatório, esse tipo de método não deve ser utilizado. Para esta situação deve-se procurar utilizar um modelo hidrodinâmico baseado na solução das equações

completas de *Saint Venant* ou outro modelo de escoamento que trata o trecho do reservatório como um rio.

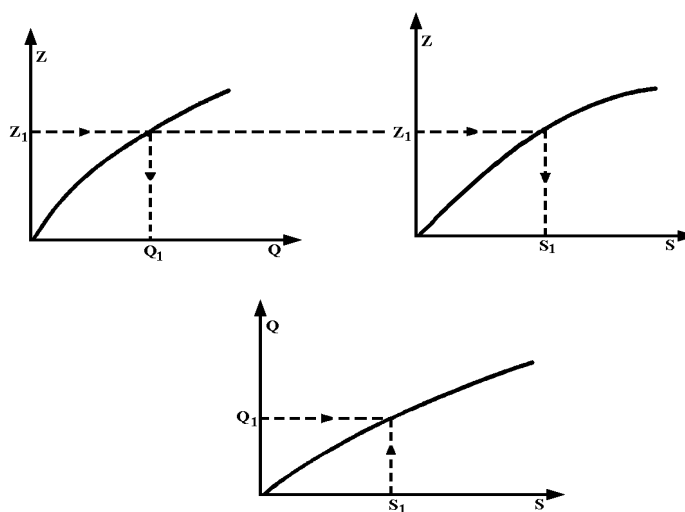


Figura 6.9. Cálculo do amortecimento em reservatório: funções de armazenamento.

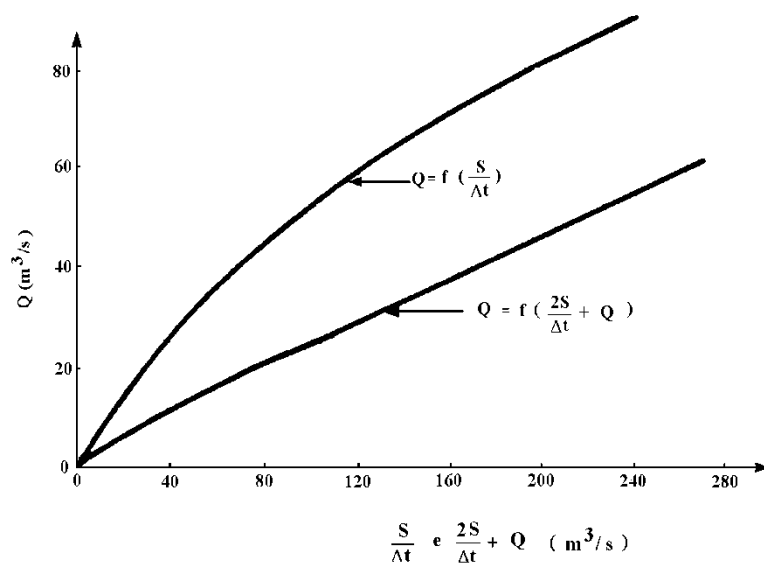


Figura 6.10. Função vazão x armazenamento.

6.5.4 Modelo de otimização

O modelo de otimização foi apresentado por Cruz e Tucci (2007). Tem como ponto de partida um layout de solução proposto pelo usuário, deve prever a

determinação de possíveis locais para a implantação de reservatórios de amortecimento e busca, dentre as combinações de volumes de reservatórios e ampliações de condutos e galerias, aquela que apresenta o menor custo, eliminando os pontos de alagamento existentes para o risco de projeto escolhido.

Sistema: Considerando um sistema na forma de árvore com N nós e N trechos a jusante destes nós (Figura 6.11), cada um destes nós apresentará um ou mais condutos convergindo com vazão Q_e ($Q_{e_1}, Q_{e_2}, \dots, Q_{e_r}$), sendo que o somatório destas vazões é:

$$Q_{E_i} = \sum_{j=1}^r Q_{e_j} \quad (6.17)$$

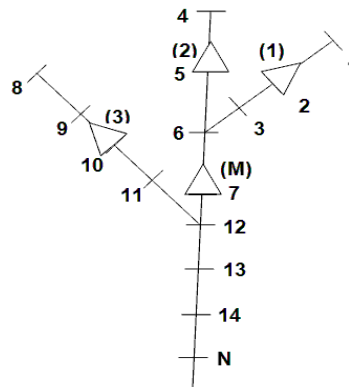


Figura 6.11. Representação esquemática de um sistema de drenagem urbana (trechos e nós)

Cada nó tem uma capacidade máxima atual de vazão Q_{c_i} , obtida a partir das características do conduto, galeria ou canal existente. O usuário definirá em que nó(s) pode(m) ser previsto(s) M reservatório(s) de detenção, dependendo das características locais, como área disponível, existência de desnível de terreno suficiente, tipo de solo, etc.

Quando existe uma detenção (Figura 6.12) haverá uma vazão de saída amortecida Q_{a_i} , correspondente a um volume V_k (Figura 6.13). Desta forma, a vazão de saída é função do volume do reservatório:

$$Q_{a_i} = f(V_k) \quad (6.18)$$

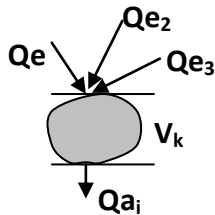


Figura 6.12. Característica do nó com detenção.

Esta função é obtida com base em funções intermediárias. O volume do reservatório possui relação com a profundidade do escoamento [$h_k = f(V_k)$, obtida da topografia da área] e este com a vazão de saída. A vazão e a profundidade se relacionam pela função:

$$Q_{a_i} = g(h_k) \quad (6.19)$$

Esta função é expressa pela equação de orifício seguinte:

$$Q_{a_i} = C_d \cdot A_k \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_k} \quad (6.20)$$

Onde: C_d é o coeficiente de descarga do orifício, A_k é a área da seção transversal do orifício, g é a aceleração da gravidade e h_k é a altura de água ou carga hidráulica. Estabelecida a área do orifício é possível relacionar Q_{a_i} e a altura de água no reservatório k .

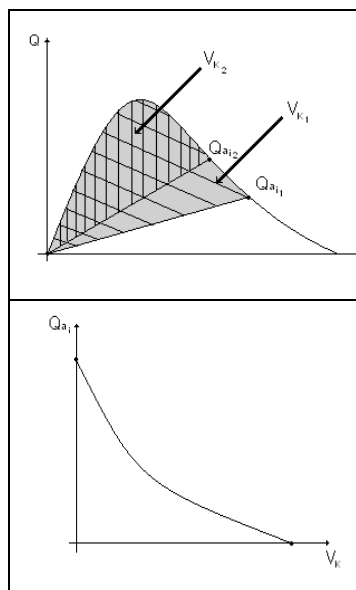


Figura 6.13. Exemplo de estimativa da vazão de saída do reservatório em função do volume de detenção.

A esta vazão de saída do reservatório (Q_{a_i}) deve ser adicionada a vazão de *bypass* (Q_{b_i}), para os casos em que esteja sendo considerado um reservatório do tipo *off line* (Figura 6.14). Este valor de vazão deve ser estipulado pelo projetista segundo critérios locais, tais como periodicidade de uso do reservatório e existência de esgotos sanitários no sistema pluvial.

Existem N nós, com vazão de projeto de chegada Q_{E_i} e capacidade condutora atual do trecho de jusante Q_{C_i} . Para aqueles nós sem reservatório, a vazão a jusante deste nó (Q_i) é simplesmente igual a Q_{E_i} . A vazão de ampliação à jusante do nó: $Q_{I_i} = Q_i - Q_{C_i}$, resultando na necessidade de ampliação do trecho de rede se $Q_i > Q_{C_i}$.

Nos nós em que seja prevista a implantação de um reservatório, a vazão Q_i será equivalente ao somatório de Q_{a_i} e Q_{b_i} ($Q_{b_i} = 0$ para reservatórios *on line*). Neste caso deverá ser também avaliada a necessidade de ampliação do trecho de jusante do nó, pois pode ocorrer ainda $Q_{I_i} > 0$.

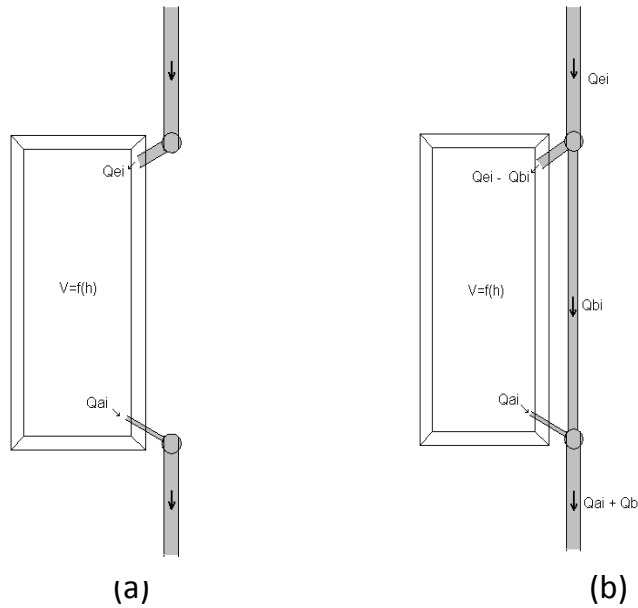


Figura 6.14. Desenho esquemático para reservatórios *on line* (a) e *off line* (b).

Desta forma resta a determinação de Q_{ai} em função da altura (h_k) de água no reservatório. A altura h_k (e por consequência V_k) é obtida através da propagação do escoamento no reservatório dentro do processo de otimização para um dado valor de área do descarregador de fundo (A_k), gerando o valor de Q_{ai} correspondente. Portanto a *variável de otimização* é a *área do descarregador de fundo* (A_k). Também é possível considerar a vazão de “by-pass” (Q_{bi}) como uma variável a ser otimizada dentro de limites pré-estabelecidos.

Assim tem-se que o processo de otimização é realizado a partir de M variáveis correspondentes às áreas dos descarregadores de fundo dos M reservatórios previstos, ou ainda, no caso de todos os reservatórios serem do tipo “off-line”, pode-se considerar $2M$ variáveis, através da otimização também de Q_{bi} .

Função Objetiva: Considerando que a solução ótima determine o mínimo custo de intervenção, a função objetiva pode ser expressa por

$$F.O = \sum_{i=1}^n w(Q_{1_i}) + \sum_{k=1}^m u(A_k) \quad (6.21)$$

Onde $w(.)$ é a função de custo correspondente à ampliação de vazão cada trecho; $u(.)$ é a função de custo relacionado com a detenção.

A determinação destas funções de custo exige um levantamento completo dos itens de orçamento de cada obra de drenagem, busca de custos unitários atualizados de aquisição e implantação para os itens escolhidos e custos indiretos. Para esta tarefa faz-se necessária a consulta a cadernos de encargos dos órgãos públicos e pesquisas de mercado.

Função de custo de ampliação dos condutos: A função de custo de ampliação da vazão para cada trecho constitui-se em obras de substituição de redes insuficientes, levando em consideração critérios de projeto locais, como declividades máximas e mínimas, rugosidades e diâmetros padronizados.

Um item importante na determinação da função de custo nas obras de drenagem é a incidência média de rocha no local de sua implantação. De modo geral, são necessários furos de sondagem para a obtenção precisa desta porcentagem, no entanto, em algumas cidades, os órgãos responsáveis pelas obras dispõem de mapas de classificação deste item por região.

Os custos unitários foram obtidos a partir de tabelas para orçamento do Departamento de Esgotos Pluviais. Estas curvas foram obtidas a partir da consideração de uma profundidade média de 1,0m sobre as redes pluviais. Existe grande influência que a incidência de rocha tem sobre os valores considerados. Foi ajustada uma equação aos valores obtidos. Deve-se observar que as curvas abaixo possibilitam a obtenção do custo total de ampliação de trechos de rede por aproximação contínua, avançando para o valor imediatamente superior de diâmetro comercial padrão (pontos plotados). A equação de custos unitários para redes fica:

$$C_{\text{unit}} = 6,25 \cdot D \cdot (1+R)^{0,143} + \text{CPAV} \quad (6.22)$$

onde: C_{unit} – custo unitário de implantação da rede (R\$/m); D – diâmetro da rede (cm); R – incidência rochosa no solo (%); CPAV – custo de remoção e recolocação do pavimento (R\$/m).

Em alguns casos, o diâmetro padrão máximo (1,50m) é superado, necessitando de maior capacidade de condução. Nestas situações, ou ainda quando o trecho existente insuficiente já é retangular, faz-se uso de galerias pluviais retangulares, que podem ter diferentes dimensões. Para padronização, foram definidos três valores de alturas para estas estruturas, representando as dimensões verticais mais comumente utilizadas, permitindo o aumento em largura. As equações de custo para alturas de 0,50m, 1,0m e 1,50 m ficam:

$$C_{unit} = 6,25 \cdot L \cdot (1+R)^{0,119} + CPAV \quad (6.23)$$

$$C_{unit} = 7,09 \cdot L \cdot (1+R)^{0,134} + CPAV \quad (6.24)$$

$$C_{unit} = 7,92 \cdot L \cdot (1+R)^{0,146} + CPAV \quad (6.25)$$

onde: C_{unit} – custo unitário de implantação da galeria (R\$/m); D – largura da galeria (cm); R – incidência rochosa no solo (%); CPAV – custo de remoção e reposição do pavimento (R\$/m).

Os custos de remoção e reposição de pavimento foram estimados para cinco tipos, conforme mostra o Quadro 6.1. Neste quadro verificam-se as funções ajustadas para o cálculo de CPAV em cada tipo de pavimento.

Função de Custo das Detenções: A função de custo correspondente à detenção relaciona o volume V e o custo de sua construção, $u()$. A composição desta função deve considerar duas possibilidades: reservatórios abertos e fechados. Para reservatórios abertos são quantificados volumes escavados, áreas gramadas, superfícies em concreto e taludes em grama e em pedra argamassada, além de estruturas de entrada e saída. Os reservatórios fechados ou subterrâneos apresentam

como itens principais o volume escavado, volume de concreto armado e estruturas de entrada e saída.

Quadro 6.1. Tipos de pavimentos e funções de custo

Tipo de pavimento	Função ajustada	R ²
Asfalto	$CPAV = 8,09 \cdot L^{0,52}$	0,979
Paralelepípedo	$CPAV = 3,80 \cdot L^{0,49}$	0,984
Laje de Grês	$CPAV = 9,07 \cdot L^{0,41}$	0,976
Basalto	$CPAV = 7,01 \cdot L^{0,50}$	0,982
Gramma	$CPAV = 4,07 \cdot L^{0,40}$	0,970

Onde: L – largura da galeria ou diâmetro da tubulação (cm)

Os custos unitários de implantação dos reservatórios de amortecimento, assim como os custos unitários das redes pluviais, também variam sensivelmente com a incidência de rocha. A estimativa de custos unitários para reservatórios de amortecimento abertos e fechados podem ser obtidos, respectivamente por:

$$C_{unit} = 35,68 \cdot (1+R)^{0,254} \quad (6.26)$$

$$C_{unit} = 256,45 \cdot (1+R)^{0,064} \quad (6.27)$$

Onde: C_{unit} – custo unitário de implantação de reservatório (R\$/m³); R – incidência rochosa no solo (%).

Como pode ser observado, o custo por m³ tem grande variação entre reservatórios abertos e fechados, dependendo da incidência de rocha. Desta forma, bacias enterradas podem ser de 2,6 a 6,2 vezes mais caras que as abertas.

Funções de custo complementares: Para a função de custos dos reservatórios deve-se ainda acrescentar o custo da área de implantação, ou seja, custo de desapropriações necessárias. A determinação destes valores depende de vários fatores, tais como localização da área no contexto urbano, incidência ou não de inundações frequentes na região, existência ou não de construções, etc. Desta forma os custos unitários (por metro quadrado) podem ser obtidos através de consulta aos setores de avaliação de imóveis.

Para os casos de riachos, a quantificação dos custos foi realizada a partir da consideração da desapropriação de áreas habitadas que seriam inundadas para os eventos críticos analisados. Esta função de custo é determinada a partir da seguinte fórmula:

$$C_{desap} = A_{inun} \times C_{unit} \quad (6.28)$$

Onde: C_{desap} é o custo total de desapropriação; A_{inun} é a área inundada em m^2 obtida através de simulação e C_{unit} é o custo por m^2 de área a ser desapropriada.

A função de custo pode ser composta ainda por penalizações em forma de valoração econômica por unidade (de vazão, por exemplo) que ultrapasse um valor limite que se deseja obter. Este recurso pode ser utilizado, por exemplo, para restringir a saída de uma bacia a um valor máximo de vazão que poderá ser transferido para jusante.

Neste estudo não foram considerados os custos referentes à manutenção dos sistemas, uma vez que nos cenários de planejamento em geral se consideram percentuais fixos do valor investido, no entanto estes podem representar parcelas importantes e devem ser avaliados para projetos executivos.

A otimização da função objetiva da equação (6.21) com no mínimo M **variáveis**, correspondendo às M detenções previstas, foi realizada através do mecanismo evolutivo de busca *Shuffled Complex Evolution* ou *SCE-UA* (DUAN *et al.*, 1992 e DUAN *et al.*, 1994). A determinação dos valores da função objetiva, em cada passo do

algoritmo é realizada através de chamadas do modelo IPHS1 acoplado às funções de custos unitários. O processo geral de obtenção do valor otimizado é mostrado na Figura 6.15.

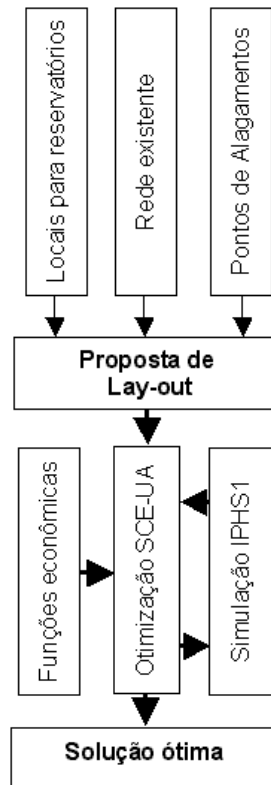


Figura 6.15. Estrutura da metodologia de otimização aplicada no estudo.

6.5.5 Modelo Simples de estimativa da Carga de Qualidade da água pluvial

Este método foi apresentado por Schueller (1987) e é recomendado para áreas de até 2,9 km² (1 mi²). Apresenta várias simplificações que serão discutidas abaixo, mas permitem uma primeira avaliação empírica da carga existente na bacia.

A carga anual é estimada por:

$$L = 31,536.Q.C. \quad (6.29)$$

Onde Q é a vazão produzida durante os eventos chuvosos; C é a concentração média da substância em mg/l.

A vazão produzida durante os eventos pode ser estimada por:

$$Q = \frac{r \cdot P_m \cdot C_s \cdot A}{31536} \quad (6.30)$$

Onde r é a proporção da precipitação que produz escoamento superficial. Existem vários eventos de pequena intensidade que não produzem escoamento superficial, este valor geralmente é da ordem 0,8 a 0,95, ou seja, de 5 a 20% dos eventos de chuva possuem precipitação pequena para não produzirem escoamento superficial. Neste estudo foi adotado o valor de 0,9; A é a área de drenagem em km^2 ; P_m é a precipitação em mm; C_s é o coeficiente de escoamento de eventos chuvosos, obtido por

$$C_s = 0,047 + 0,9 \cdot AI \quad (6.31)$$

onde AI é a proporção de área impermeável (entre 0 e 1). Esta equação foi obtida com dados de 12 bacias urbanas brasileiras, na sua maioria de Porto Alegre.

Desta forma a carga resultante em kg/ano é a seguinte

$$L = \frac{r \cdot P_m \cdot A \cdot (0,047 + 0,9AI) \cdot C}{1000} \quad (6.32)$$

A variação das cargas entre os usos da terra depende principalmente volume do escoamento superficial. A concentração C deve variar com a magnitude da vazão, que neste caso foi adotada constante. A concentração C pode ser estimada segundo Schueller (1987) com base em dados americanos (Quadro 6.2).

Quadro 6.2. Valores médios de concentração médio C, em mg/l (SCHUELLER, 1987).

Poluente	Novas áreas suburbanas Washington	Áreas urbanas antigas Baltimore	Áreas Centrais Washington	Média Nacional	Floresta	Rodovias
<i>ósforo</i>						
Total	0,26	1,08	-	0,46	0,15	-
Ortho	0,12	0,26	1,01	-	0,02	-
Solúvel	0,16	-	-	0,16	0,04	0,59
Orgânico	0,10	0,82	-	0,13	0,11	-
<i>itrogênio</i>						
Total	2,00	13,6	2,17	3,31	0,78	-
Nitrate	0,48	8,9	0,84	0,96	0,17	-
Ammônia	0,26	1,1	-	-	0,07	-
Orgânico	1,25	-	-	-	0,54	-
TKN	1,51	7,2	1,49	2,35	0,61	2,72
COD	35,6	163	-	90,8	>40	124
BOD₅	5,1	-	36	11,9	-	-
Metais						
Zinco	0,037	0,397	0,250	0,176	-	0,380
Chumbo	0,018	0,389	0,370	0,180	-	0,550
Cobre	-	0,105	-	0,047	-	-

6.5.6 Modelo SWMM

Módulo de escoamento e qualidade da água

O módulo RUNOFF – *Water Quality* do SWMM utiliza formulações baseadas na capacidade de geração de poluentes por tipo de uso do solo e potencial de lavagem ou transporte destes poluentes durante um evento de chuva. Este módulo está voltado principalmente para poluição difusa, resultante de superfícies urbanas. Assim apresenta três componentes principais:

Classes de uso do solo: As classes de usos do solo são estabelecidas para cada sub-bacia e representadas no módulo segundo valores médios de bibliografia para cargas potenciais de geração de poluentes.

Geração de resíduos carreáveis: A geração de resíduos carreáveis está associada ao potencial de produção de sedimentos finos de cada classe de uso do solo, associados a este potencial as quantidades relativas a cada poluente. O SWMM apresenta as seguintes formulações para o potencial gerador:

$$B = \text{Min} (C_1, C_2 \cdot t_3^C), \quad (6.33)$$

Onde B: carga poluente gerada acumulada; C_1 : carga máxima possível (Kg/ha); C_2 : taxa de geração de carga; C_3 : expoente constante do tempo (Kg/ha/dia).

O modelo SWMM utiliza uma função potencial para representar a geração de sólidos carreáveis, bem como das cargas poluidoras por classe de uso do solo.

A disponibilidade do poluente para transporte é também um fator a ser avaliado. O modelo permite a consideração da periodicidade de limpeza das superfícies urbanas (ruas) como fator de redução desta disponibilidade. Assim o modelo necessita que se informe: periodicidade de limpeza de ruas (dias), disponibilidade para remoção de poluente (%) e número de dias desde a última limpeza.

Desta forma, a carga remanescente para simulação pós-limpeza é determinada por:

$$\text{REMAIN} = 1.0 - \text{AVSWP}(j) \cdot \text{REFF}(k), \quad (6.34)$$

Onde REMAIN: carga remanescente na bacia; AVSWP: fator de disponibilidade para o uso do solo (j) (%); e REFF: eficiência de remoção para o poluente (k)(%).

Lavagem de superfícies: O transporte de material em suspensão nas superfícies da bacia é o principal contribuinte para a poluição dos corpos hídricos durante um evento de chuva.

Segundo USEPA (1974) *apud* Porto (2001), uma precipitação de aproximadamente 13 mm em uma hora remove 90% de toda a carga poluidora disponível nas superfícies de uma bacia urbanizada. O SWMM possibilita a estimativa das quantidades carregadas através de seguinte fórmula:

$$W = C_1 \cdot q^C \cdot B, \quad (6.35)$$

Onde W: carga acumulada carregada (mg/s); C_1 : coeficiente de lavagem (mg/L) ; q: vazão por unidade de área (mm/h); C_2 : expoente de lavagem; B: carga poluidora disponível para transporte (mg/ha).

Módulo hidrodinâmico do SWMM

As leis físicas que governam o escoamento da água são: o princípio da conservação de massa (continuidade) e o princípio da conservação de momentos. Estas leis são expressas matematicamente através de equações diferenciais parciais (TUCCI, 1998).

Equação da Continuidade:

$$\frac{\partial A_T}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0, \quad (6.36)$$

Onde q_l representa o escoamento lateral entrando no volume de controle por unidade de comprimento; A_T = área total e Q é a vazão. A figura D.1 mostra o volume de controle.

Equação de quantidade de movimento:

$$S_f = \frac{Q|Q|n^2}{2.208 \cdot R^{4/3} \cdot A^2}, \quad (6.37)$$

Onde g é a aceleração da gravidade; A área da seção transversal; h é altura de água, S_f é a declividade de linha de atrito:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAS_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (6.38)$$

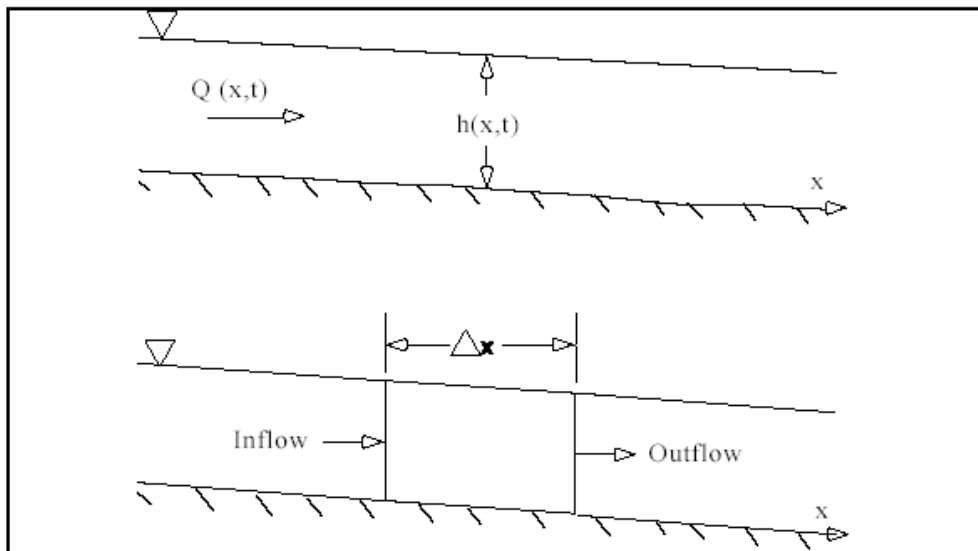


Figura 6.16. Volume de controle elementar para a derivação das equações da Continuidade e dos Momentos.

A partir das duas equações acima apresentadas, a equação solucionada no módulo é a seguinte:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gAS_f - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (6.39)$$

Onde Q = vazão; V = velocidade; A = área molhada da seção transversal; H = carga hidráulica; S_f = declividade da linha de atrito.

A declividade da linha de atrito é definida pela equação de Manning:

$$S_f = \frac{k}{gAR^{\frac{4}{3}}} Q|V|, \quad (6.40)$$

Onde $k = g.n^2$; n = coeficiente de rugosidade de Manning; g = aceleração da gravidade e R = raio hidráulico.

Substituindo na equação (6.39) e expressando na forma de diferenças finitas tem-se:

$$Q_{t+\Delta t} = Q_t - \frac{k\Delta t}{R^{\frac{4}{3}}} |V_t| Q_{t+\Delta t} + 2V \left(\frac{\Delta A}{\Delta t} \right)_t \Delta t + V^2 [(A_2 - A_1)/L] \Delta t - gA [(H_2 - H_1)/L] \Delta t \quad (6.41)$$

Onde Δt é o intervalo de tempo e L é o comprimento do trecho.

Esta é a equação solucionada no modelo que rege o comportamento do escoamento em canais e reservatórios.

7 CRITÉRIOS PARA IMPLANTAÇÃO DE DISPOSITIVOS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL

7.1 Urbanísticos

Os critérios urbanísticos para a implantação de dispositivos de controle de escoamento devem ser considerados a princípio do projeto de drenagem que utiliza técnicas alternativas de controle. Além de as restrições urbanísticas terem significativa influência nas decisões de projeto, freqüentemente estas restrições já incorporaram alguns aspectos econômicos, ambientais e técnicos, não podendo, assim, as questões urbanísticas serem pensadas isoladamente.

A concepção de projetos desta natureza é um processo complexo e longo, exigindo uma equipe de especialistas multidisciplinar, bem como, a participação de representantes políticos e dos usuários, principalmente daqueles que são afetados diretamente pelo empreendimento. (BAPTISTA *et al.*, 2005)

Os dados necessários para realizar a avaliação dos critérios urbanísticos são:

- Informações topográficas em escala adequada (1:5.000 ou menor);
- Mapa com tipo de uso de solo;
- Plano Diretor Urbanístico com os tipos de ocupação do solo;
- Planos Diretores Setoriais (transporte, abastecimento de água, drenagem, saneamento, etc.);
- Leis de uso e ocupação do solo;
- Dados sócio-econômicos para identificar o perfil da população local;
- Enquadramentos dos cursos d'água da bacia hidrográfica.

A utilização destes dados permite ao projetista definir os possíveis locais, e quais tipos de dispositivos de controle poderão ser empregados, buscando reduzir o

impacto da interferência que a obra causará no local. Os locais que tem maior aptidão a receber uma estrutura de controle são áreas públicas como: praças, parques, áreas adjacentes a vias e espaços urbanos ainda não ocupados e próximos ao sistema de drenagem já implantado. Porém, na inexistência destes, ou ainda, por restrições legais previstas no plano diretor ou leis regulamentadoras, soluções mais complexas devem ser adotadas, como reservatórios cobertos com sistemas elevatórios de esgoto pluvial, que podem pesar desfavoravelmente na etapa de cálculo da viabilidade econômica.

É importante que as áreas utilizadas para a implantação de dispositivos de controle de escoamento tenham, na medida do possível, uma segunda função beneficiadora à sociedade, para que estas não sejam consideradas como espaços inutilizados.

Especialmente para intervenções que exijam maiores áreas, o espaço projetado deve se integrar à cidade (sociedade) por meio de uma avaliação das demandas da população próxima.

A identificação, de quais usos secundários serão adotados para a área, pode ser realizada por meio de entrevistas, audiências públicas e exposições à comunidade (associação de moradores, organizações comunitárias, etc.) das pretensões do projeto. Este processo tem um papel importante na formação de opinião pública e de esclarecer para a população as funções hidráulicas da obra, do seu modo de funcionamento, riscos potenciais para os usuários e medidas de segurança a adotar (BAPTISTA *et al.*, 2005).

Dentre os possíveis aproveitamentos da área do dispositivo de controle de escoamento estão: quadras esportivas, estacionamentos para veículos leves, jardins, áreas verdes, espelhos d'água, etc. (Figura 7.1 e Figura 7.2).

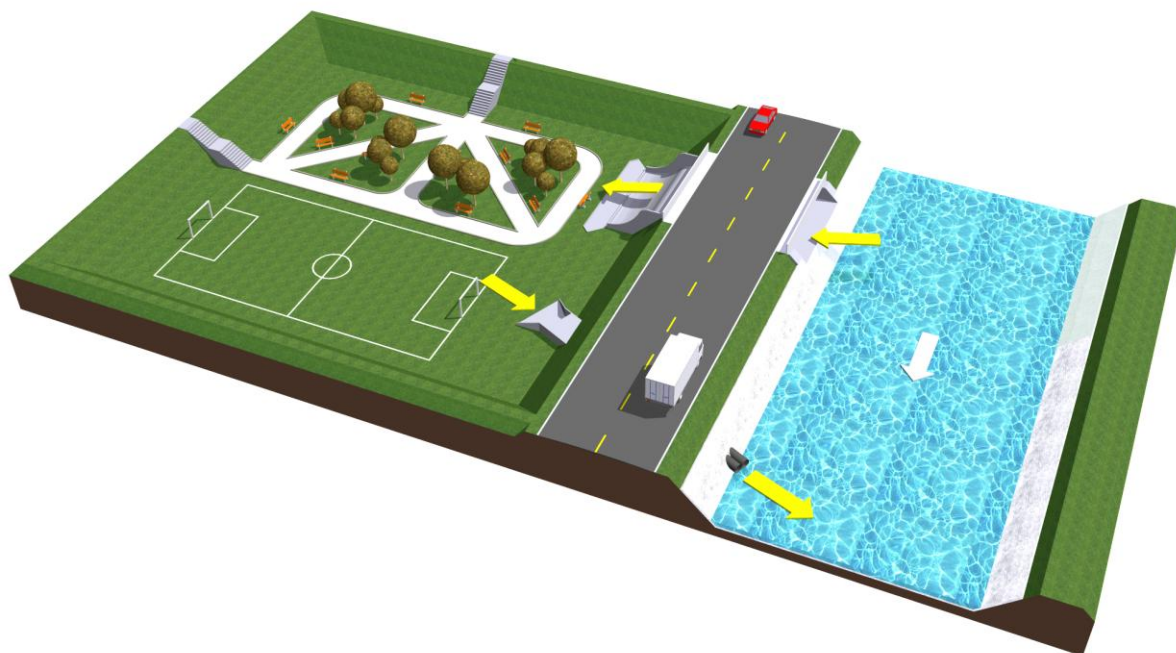


Figura 7.1. Exemplo de utilização da área de uma bacia de detenção (TUCCI, 2007).



Figura 7.2. Quadra esportiva em uma bacia de detenção em operação na cidade de Porto Alegre/RS.

7.2 Ambientais

Os critérios ambientais para implantação de dispositivos de controle de escoamento superficial são norteados pelos impactos ao meio ambiente que a execução destes causará.

Em modos gerais a utilização das técnicas alternativas corrobora para a melhora na qualidade da água que é coletada na área urbana, e que posteriormente é lançada nos cursos d'água naturais. Entretanto, alguns impactos negativos existem, e as soluções alternativas devem levar em conta o sistema, atual ou previsto, de esgotamento sanitário e pluvial.

Para locais onde o sistema de coleta de esgoto é misto (combinado) fica impossibilitada a utilização de dispositivos que retenham o esgoto, ou que o detenham por tempo maior que um dia, caso contrário será fonte de proliferação de doenças e de mau cheiro. Além do tempo de detenção, que não deve ser longo, os dispositivos que utilizam infiltração/percolação podem ser fontes poluidoras dos aquíferos que aquele ponto recarregue, caracterizando este, um critério ambiental importante a ser levado em conta no processo de implantação de dispositivos de controle de escoamento (Figura 7.3).

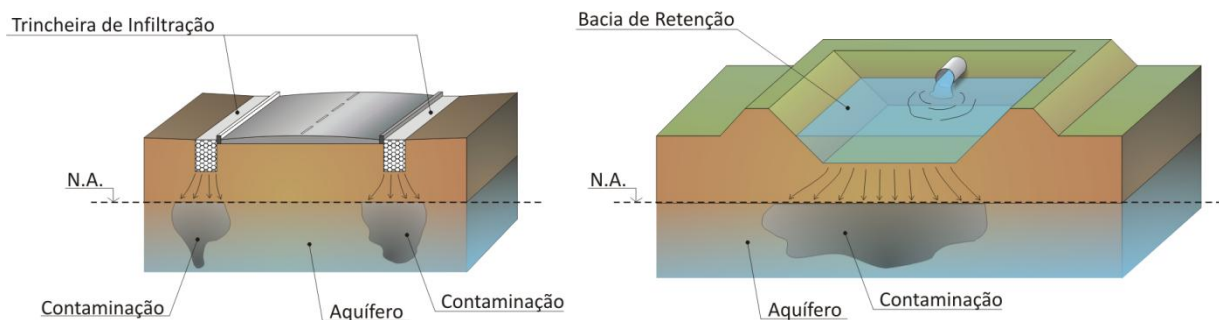


Figura 7.3. Contaminação do aquífero por dispositivos de infiltração.

A contaminação da água subterrânea é especialmente indesejada para locais onde existe extração para consumo humano, ou ainda, próxima de cursos de água superficial. No caso de pavimentos permeáveis, existe a contaminação por metais

apenas da camada mais superficial, entretanto a contaminação por hidrocarbonetos atinge facilmente camadas mais profundas, assim, contaminando a água subterrânea.

A utilização de dispositivos de infiltração possivelmente causa elevação do nível do lençol freático, devendo ser avaliada a sua conseqüência em construções próximas que estejam localizadas no subsolo.

A presença de resíduos sólidos produzidos pela população e sedimentos (argila, areia e silte) e as suas implicações no sistema de drenagem pluvial deve ser prevista. Um sistema ineficiente de coleta de resíduos sólidos e varrição das vias exigirá maiores cuidados para evitar o mau funcionamento dos dispositivos por ação dos resíduos sólidos e dos sedimentos que a eles chegam.

Em reservatórios de retenção, onde existe uma lamina de água permanente, a presença de vegetação controlada favorece a redução da poluição pluvial, e ao mesmo tempo cria um ambiente propício para abrigar a fauna lacustre (peixes, insetos, répteis e pequenos mamíferos). O nitrato e fosfato presente na água são consumidos pela vegetação e por bactérias, que juntamente com o processo de sedimentação promovem a manutenção da limpidez da água, porém devido aos pulsos de descarga de poluentes este sistema pode desequilibra-se facilmente.

As dimensões e formas do reservatório de retenção tem influência significativa na melhora das condições ambientais para manter a qualidade do meio aquático, e também possibilita o desenvolvimento da vida lacustre. O comprimento de margens é o mais significativo, seguido de baixas declividades dos taludes, radiação solar, irregularidade do fundo, existência de pequenas ilhas e de pontos com profundidades maiores que 3m (Figura 7.4). Esta configuração permite uma maior diversidade de espécies no reservatório, favorecendo a multiplicação das cadeias alimentares e o autocontrole das populações (BAPTISTA *et al.*, 2005).

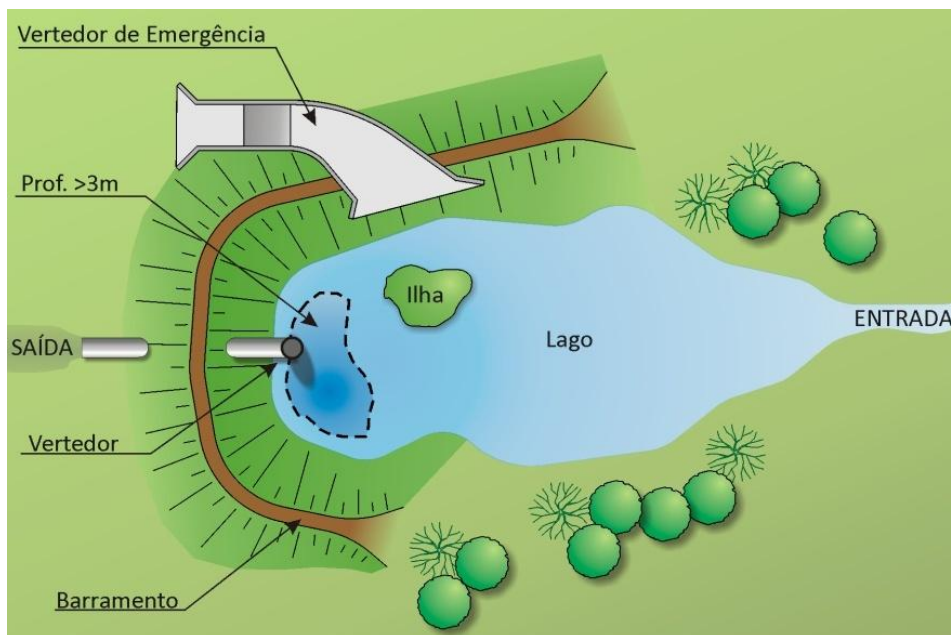


Figura 7.4. Layout de bacia de retenção propícia à manutenção da vida lacustre.

7.3 Técnicos

Os critérios técnicos de implantação normalmente são utilizados em uma fase mais detalhada do projeto, onde os possíveis locais para a construção dos dispositivos já foram elencados pela análise urbanística.

O detalhamento técnico que define as características mais importantes de funcionamento dos dispositivos, como o risco de atendimento (tempo de retorno), automatizações (limpeza e acionamento de comportas), dissipadores de energia do escoamento, conformações de vertedores, tipo de substrato e cobertura, etc.

Para tanto, um levantamento plani-altimétrico da área onde será instalado o dispositivo é de suma importância, permitindo, além de um projeto mais bem ajustado ao local, uma estimativa financeira mais exata.

As principais condicionantes técnicas são:

- Área disponível para implantação;
- Vazão de projeto;

- Volume de espera necessário;
- Tipo de resíduo presente no esgoto pluvial;
- Desníveis do terreno e declividades da rede de drenagem existente;
- Utilizações secundárias do dispositivo (estacionamento, passeio, cancha esportiva, praça, etc.);
- Características geológicas e geotécnicas do local,
- Nível de contaminação da água ingressante ao dispositivo;
- Profundidade do lençol freático e sua sazonalidade.

As condicionantes de projeto devem ser definidas prevalecendo, dentre o cenário atual e futuro, o mais desfavorável, ou seja, aquele que exija do dispositivo a maior capacidade de operação.

O cenário futuro normalmente é estimado utilizando as informações diretivas dos planos de desenvolvimento, onde estão definidos os futuros usos do solo e limites de ocupação, que influenciarão diretamente o comportamento hidrológico da bacia de contribuição.

Em geral, os critérios técnicos pré meditam a redução dos custos de implantação e operação, o projetista deve ter de antemão valores aproximados dos custos ao optar por uma ou outra solução.

Os estudos hidrológicos e climatológicos devem ser, sempre que possível, realizados com informações observadas na própria bacia, ou então, com dados disponíveis das estações mais próximas.

Deve-se observar ainda, que é recomendável executar as obras de implantação no período seco, minimizando assim, problemas causados pela elevação do freático e enxurradas.

7.4 Econômicos

Os critérios econômicos são instrumentos tradicionais de suporte à decisão de fundamentação econômica. Geralmente são baseados em dois enfoques distintos, que são: análises custo-efetividade e análise custo-benefício (BAPTISTA *et al.*, 2005).

A análise custo-efetividade consiste basicamente em fixar um nível de atendimento (tempo de retorno), e então, avaliar que tipo de solução para o sistema de drenagem apresenta o menor custo somando as etapas: de implantação, operação e manutenção.

Ao utilizar a análise custo-benefício o enfoque se dá nos potenciais prejuízos causados pela inundação/alagamento, definindo para qual risco (tempo de retorno) o custo de implantação, operação e manutenção iguala-se ao benefício que a implementação do sistema de drenagem proporcionará. Sendo o benefício neste caso os prejuízos que serão evitados, e estes prejuízos são relacionados ao risco de ocorrência por meio de gráficos como os da Figura 7.5.

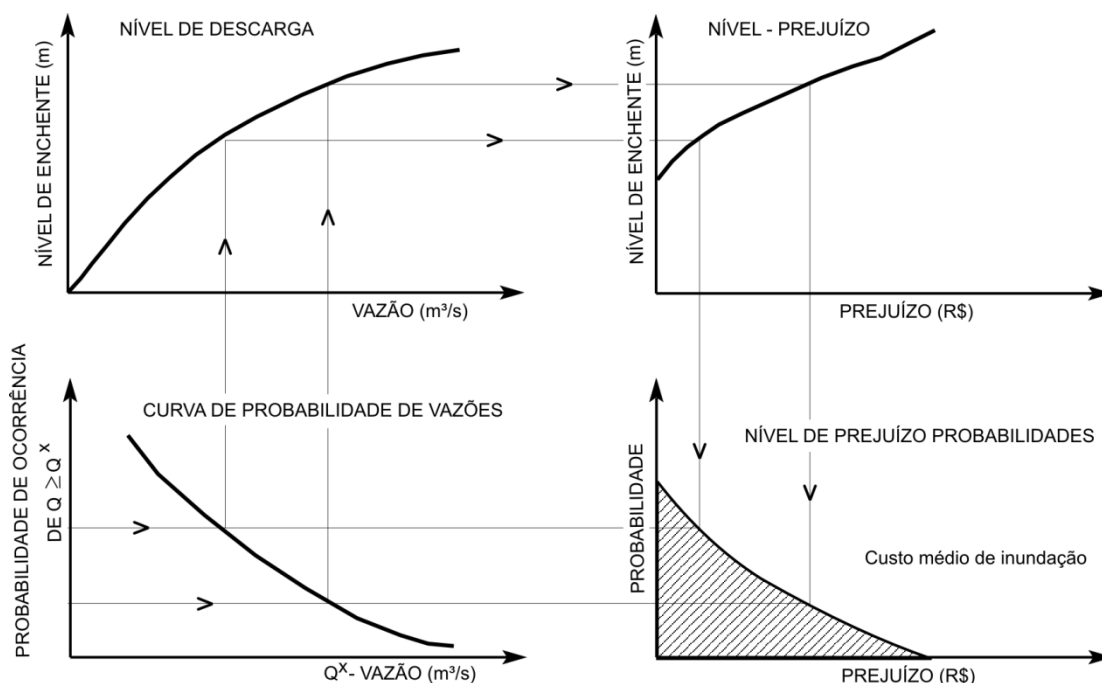


Figura 7.5. Relação entre probabilidade, nível, vazão e prejuízo (TUCCI, 2007)

A curva nível-prejuízo pode ser obtida com base em eventos já observados, ou ainda utilizando relações padrão entre o nível d'água em relação às edificações e o percentual de prejuízo causado à estrutura e aos bens nelas existentes (Figura 7.6).

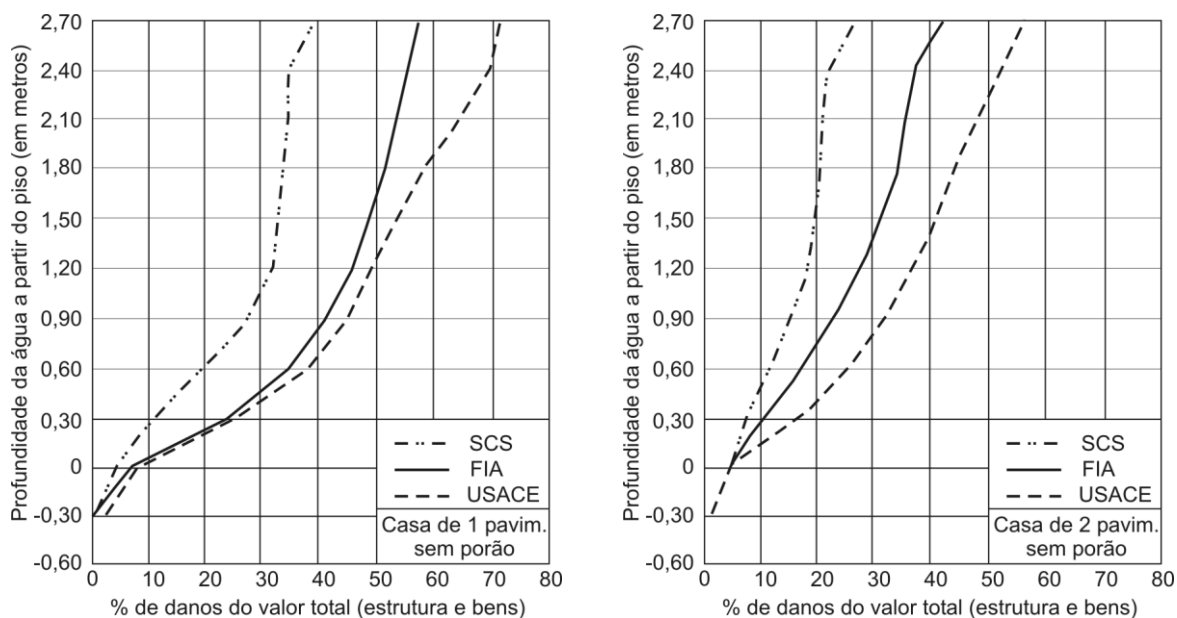


Figura 7.6. Curvas de prejuízo em função do nível d'água (SIMONS *et al.*, 1977)

Os custos aproximados de implantação podem ser estimados por meio de quantificações unitárias expeditas, baseadas em custos contidos nos cadernos de encargos regionais.

8 IMPLEMENTAÇÃO DE DISPOSITIVOS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL

8.1 Dispositivos de Infiltração e Percolação

8.1.1 Pavimentos permeáveis ou mantas de infiltração

Sondagens: as sondagens necessárias para a implementação de pavimentos permeáveis ou mantas de infiltração são:

- Escavação por trado manual para identificação do nível do lençol freático. Este teste deve ser realizado, se possível, mensalmente ao longo do ano hidrológico, de modo a obter as cotas de máximo e mínimo nível do lençol freático;
- Teste de infiltração por anéis concêntricos para verificar a capacidade de infiltração, este teste deve ser realizado na superfície final após a etapa de escavação.

Na impossibilidade de realização do teste de infiltração deve-se seguir a metodologia apresentada no Quadro 4.1.

Escavação: a escavação tem o objetivo de retirar a camada superficial e criar o aprofundamento necessário para o volume calculado para o dispositivo.

O solo de interface no fundo do volume escavado não deve receber nenhum tipo de compactação, assim, deve-se evitar a passagem de veículos e maquinários que possam produzir alguma compactação. A compactação do solo de interface prejudicará significativamente a capacidade de infiltração do dispositivo.

Não existe uma restrição explícita para a profundidade máxima do reservatório, entretanto restrições de custo na estabilização e escavação do solo, para profundidades superiores a 30cm, são observadas.

A declividade do fundo deve ser de no mínimo 1% em direção ao ponto onde o extravasor será instalado, ou em direção à sarjeta.

Declividades altas (>5%) acabam por exigir maiores volumes das cunhas a serem descontados do volume do reservatório (Figura 8.1), sendo, nestes casos, desaconselhável a utilização deste tipo de dispositivo.

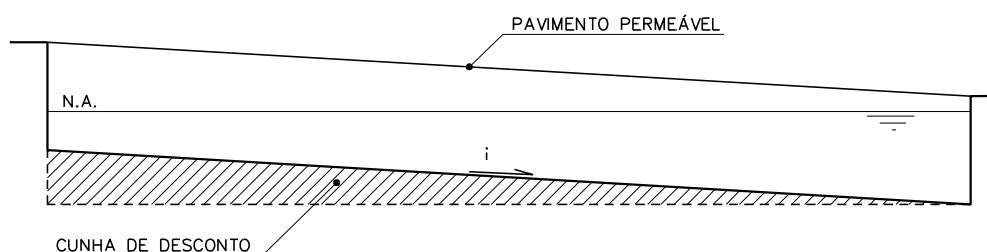


Figura 8.1. Cunha de desconto no volume de reservação.

As declividades do fundo do reservatório e da superfície final do pavimento podem ser distintos conforme Figura 8.2, para que o volume da cunha de desconto seja reduzido, e também para evitar o transbordamento pelo ponto mais baixo do dispositivo.

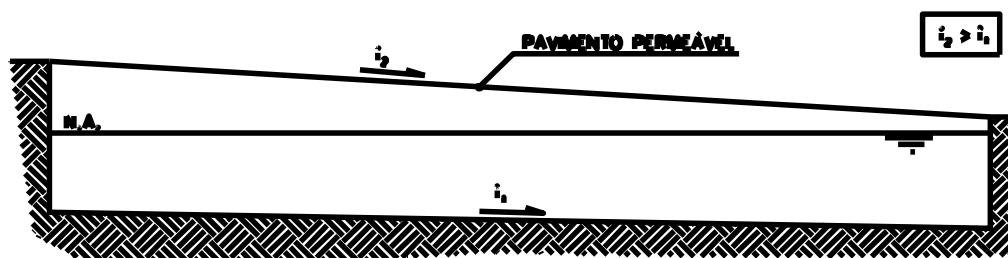


Figura 8.2. Fundo com declividade menor que a do pavimento.

A divisão do pavimento permeável, em células, deve ser realizada com base na capacidade de vazão máxima do extravasor para o risco de projeto, ou pela declividade da superfície do dispositivo. Recomenda-se um desnível máximo de 0,244m em uma célula, e o seu comprimento máximo $L_{m\acute{a}x}$ pode ser calculado pela equação 8.1 (ACIOLI, 2005).

$$L_{M\acute{A}X} = \frac{0,244}{i} \quad (8.1)$$

Onde: $L_{M\acute{A}X}$ = distância máxima entre as paredes das células na direção da declividade (m)

i = declividade da superfície do pavimento (m/m)

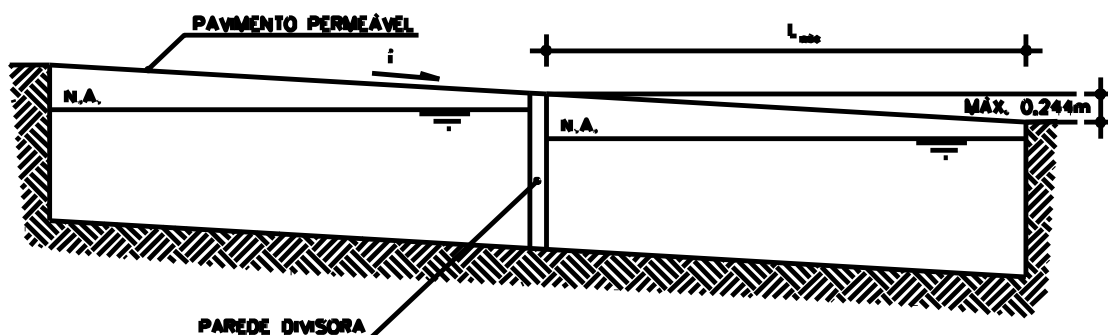


Figura 8.3. Fundo com declividade menor que a do pavimento.

A escolha por rotas de drenagem menos íngremes é fundamental para a construção de dispositivos como os pavimentos permeáveis e mantas de infiltração (Figura 8.4).

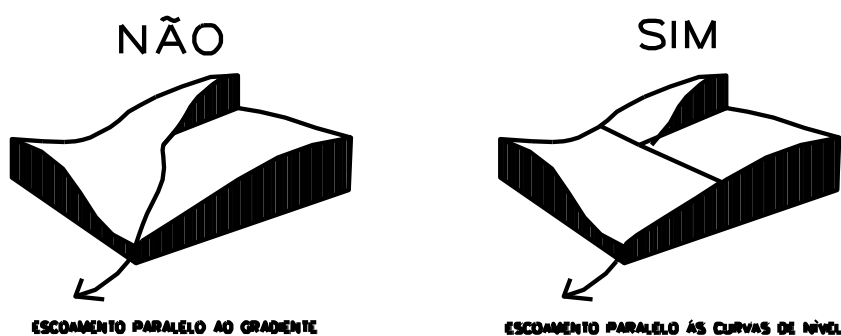


Figura 8.4. Direções de escoamento segundo a topografia (AZZOUT *et al*, 1994)

Sempre na implantação de dispositivos de infiltração deve-se avaliar a sua possível interferência com estruturas próximas, como fundações e redes subterrâneas (energia elétrica, água, esgoto, etc.).

Camada base ou reservatório: tem por objetivo transmitir os esforços de compressão da camada de revestimento para o solo suporte, e, também, armazenar provisoriamente a água até que esta se infiltre no solo.

O material mais utilizado, por sua fácil obtenção e baixo custo, é a rocha britada. As características exigidas do material para o preenchimento da camada base são: resistência à compressão e porosidade.

A brita a ser utilizada deve ser de diâmetro superior a 10 mm, e com curva granulométrica mais aberta possível, ou seja com fragmentos de tamanho uniforme. A porosidade da brita em geral é entre 32 e 50%.

No caso de ser conhecido o índice de vazios para o agregado a ser empregado no reservatório, vale ressaltar a relação entre “índice de vazios” e “porosidade” (equação 8.2).

$$P = \frac{I_v}{1+I_v} \quad (8.2)$$

Onde: P = porosidade

I_v = índice de vazios

Entretanto, recomenda-se realizar um ensaio expedito para verificar a porosidade do agregado. Este ensaio pode ser realizado com qualquer recipiente de volume conhecido, onde este deve ser preenchido completamente com o agregado e arrasado no seu topo. Então, adiciona-se água com um recipiente graduado de maneira a conhecer o volume total de água que é necessário para completar o

recipiente de volume conhecido, a porosidade será a razão entre o volume de água adicionado e o volume do recipiente.

O agregado deve estar livre de contaminações, matéria orgânica, resíduos diversos, e inclusive de outros agregados com granulação diferente à especificada. Se for possível deve-se realizar lavagem do agregado, ou então recusar o material no ato da sua entrega.

Com a escavação concluída, as laterais devem receber o fechamento de contorno que pode ser com pedras, ou blocos de concreto (meio-fio). Este tem o objetivo de confinar o preenchimento do reservatório e evitar deformações horizontais.

O preenchimento do reservatório deve ser totalmente envolto por geotêxtil (Figura 8.5), que deve ter porosidade da ordem de 90%, e abertura de filtração de 100 μ m para permitir a fácil passagem de água entre as interfaces.

Após o preenchimento do leito com o agregado, este deve ser compactado mecanicamente, reduzindo, assim, possíveis deformações no pavimento.

O geotêxtil não necessita nenhum tipo de fixação ou emenda, apenas de um transpasse mínimo, que em geral é de 50 cm. Durante a colocação deve-se ter o cuidado de não deslocá-lo, preservando assim, o transpasse mínimo.

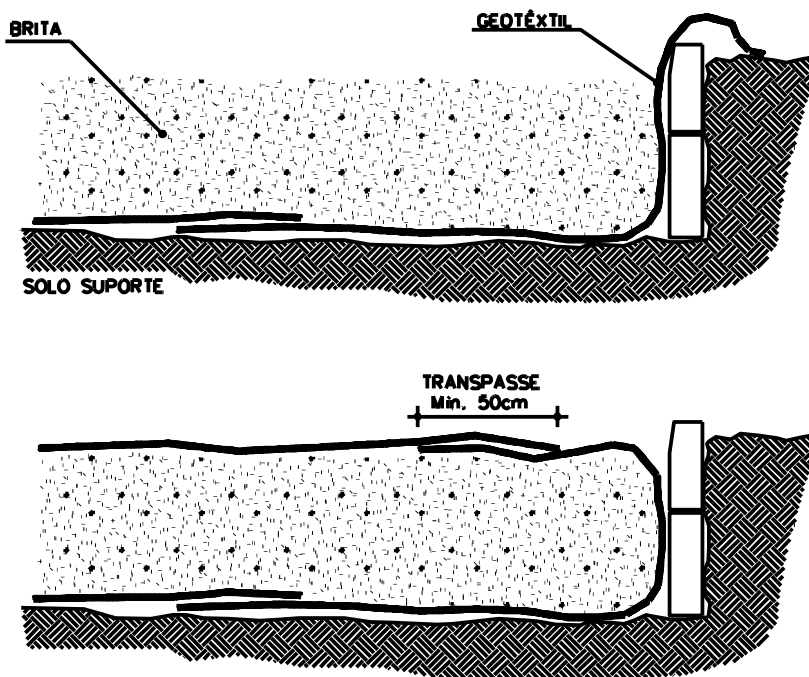


Figura 8.5. Instalação do geotêxtil

Extravasador: evita o transbordamento descontrolado do reservatório, que se ocorrer pode avariar significativamente o dispositivo ao erodir as bordas e áreas adjacentes.

O extravasador deve ser dimensionado para atender um risco superior ao adotado para o reservatório, e entra em funcionamento somente quando o nível do reservatório está próximo do limite superior (Figura 8.6).



Figura 8.6. Instalação do extravasador

Tubo de inspeção: deve-se prever a instalação de um ponto de inspeção para a verificação do nível de água na camada base. O tubo de inspeção deve ser fechado no seu topo com uma base de ancoragem, e tampa com resistência compatível com o tipo de trânsito que deverá suportar. Na sua extremidade inferior deve-se fixar tela galvanizada para evitar o ingresso do agregado de preenchimento da camada base (Figura 8.7).

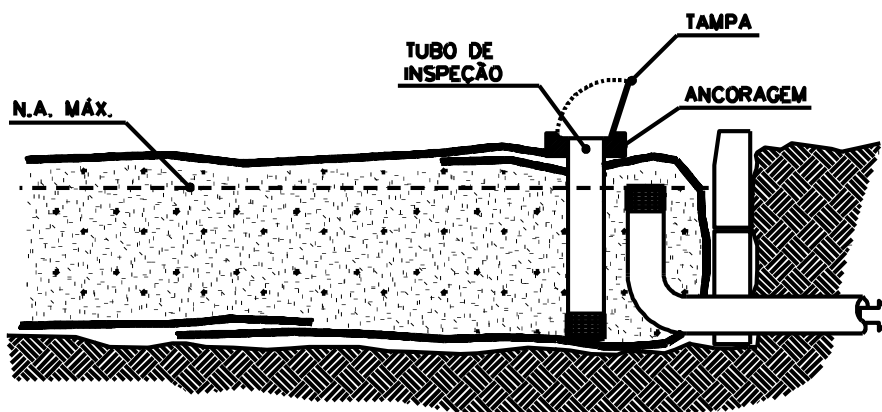


Figura 8.7. Instalação do tubo de inspeção

Pavimentação com “Asfalto Poroso” ou “Concreto Poroso”: são preparados de forma similar aos pavimentos convencionais que utilizam estes mesmos materiais, porém, não possuem a fração de agregado fino o que confere aos pavimentos a sua capacidade de infiltração.

A resistência à compressão de pavimentos permeáveis é entre 20 e 30MPa, com porosidade mínima de 12%, capacidade mínima de infiltração de 1cm/s e a espessura do pavimento não deve ser inferior a 7cm (Figura 8.8).

Os pavimentos permeáveis se prestam apenas para locais com tráfego de veículos leves (automóveis e camionetes), devendo haver placas de alerta de restrição ao de uso.

O assentamento da camada de revestimento deve ser realizado apenas com rolo compactador de cilindro metálico liso, não devendo ser utilizado o compactador de pneus, mantendo, assim, a porosidade superficial do revestimento.

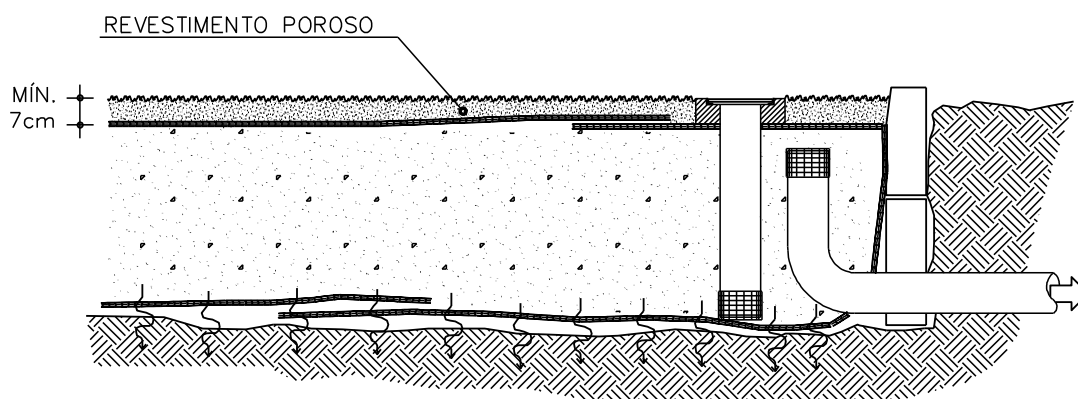


Figura 8.8. Assentamento do revestimento poroso

Pavimentação com “Bloco Vazado”: os blocos vazados são construídos em concreto e a fixação é realizada pelo inter-travamento que os blocos geram ao serem assentados.

O assentamento dos blocos vazados deve ser feito sobre uma camada de areia grossa de no mínimo 5 cm. Após o encaixe dos blocos, estes devem ser nivelador por meio de compactação vibratória, e, então, seus vazados preenchidos com areia grossa deixando cerca de 2 cm do topo no caso de estar previsto a inserção de tufos de grama (Figura 8.9).

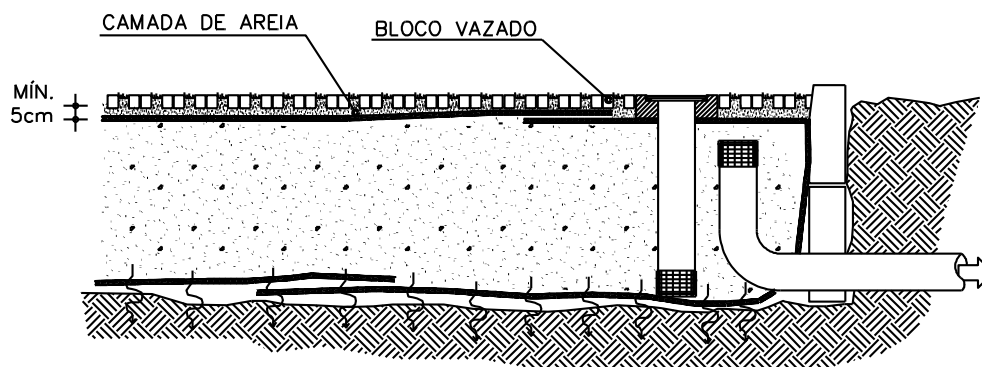


Figura 8.9. Assentamento de blocos vazados

Pavimentação Impermeável: para os casos onde a pavimentação é impermeável, pode-se utilizar uma valeta lateral para a coleta da água precipitada na área do pavimento, e, então, ser direcionada ao interior da camada base por um tubo perfurado para então infiltração no solo (Figura 8.10).

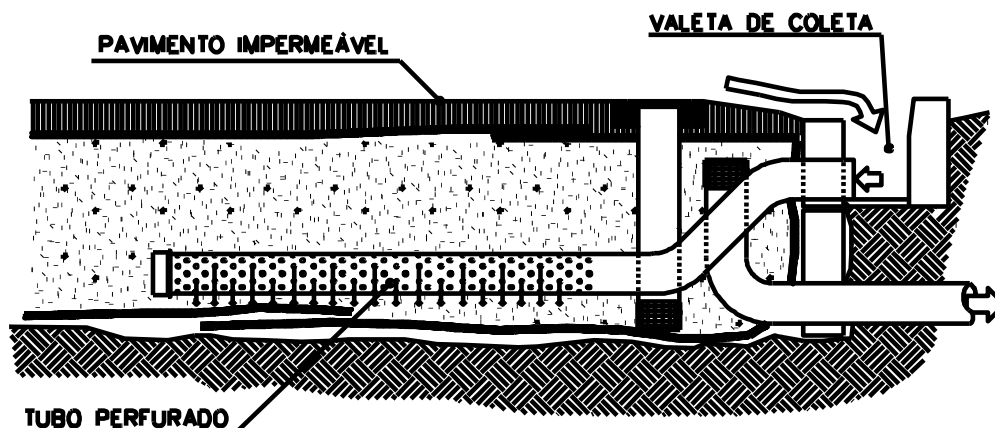


Figura 8.10. Solução para o caso de pavimentos impermeáveis

Manta de Infiltração: as recomendações para de escavação e preenchimento da camada base são idênticas às dos pavimentos permeáveis, no entanto, o ingresso da água ao reservatório se dá da mesma forma que a solução para pavimentos impermeáveis, ou seja, por tubos perfurados.

8.1.2 Valos de infiltração

Escavação: por terem a dimensão longitudinal preponderante, freqüentemente a implementação este tipo de dispositivo requer a utilização de maquinário com boa capacidade de movimentação de terra.

Cuidados para evitar o excesso de compactação do solo devem ser tomados durante a escavação.

As declividades dos taludes e do fundo do valo devem obedecer às definidas no projeto, exigindo, por vezes, o acompanhamento de uma equipe de topografia durante a etapa de escavação.

O formato de seção mais utilizado é o triangular, no entanto, outros formatos também são utilizados (Figura 8.11), sempre privilegiando as pequenas declividades nos taludes, onde a relação largura-profundidade deve ser entre 4 e 10 vezes (Figura 8.12).

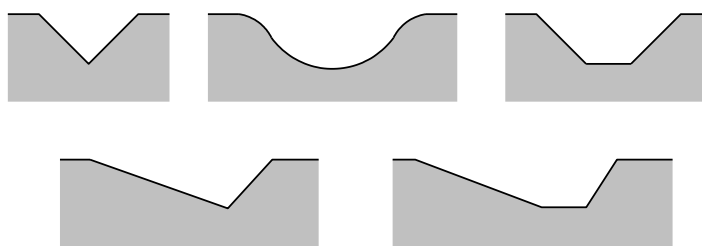


Figura 8.11. Seções para valos de infiltração (AZZOUT *et al.*, 1994)

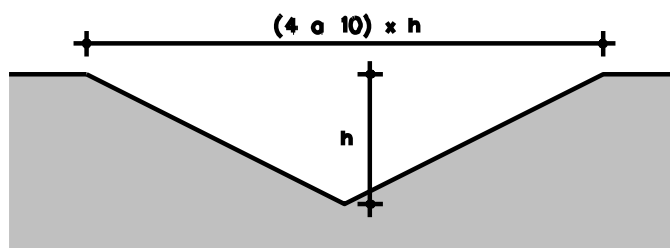


Figura 8.12. Relação largura/altura para valos de infiltração

Barramentos: se a declividade do valo for superior a 2% devem ser construídos pequenos barramentos para melhorar a capacidade de infiltração, pelo maior tempo de residência da água no valo (Figura 8.13).

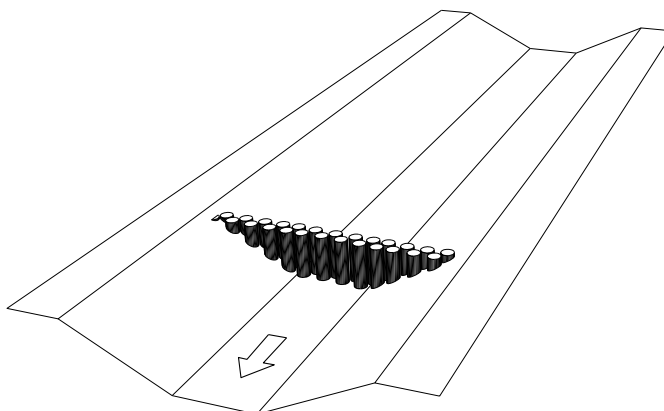


Figura 8.13. Pequeno barramento para valos com declividade maior que 2%

Barramentos com orifícios que controlam a vazão também podem ser utilizados, porém, por serem os valos, dispositivos que geralmente integram áreas de lazer, ou estão próximos ao tráfego de veículos, laminas d'água com mais de 1m de profundidade não são recomendadas.

Revestimento: o tipo de revestimento mais empregado é o de grama (Figura 8.14), mas devido às condições de vazão, pode-se empregar algum revestimento mais resistente à erosão na canaleta central, como por exemplo, pedra argamassada ou concreto (Figura 8.15).



Figura 8.14. Valo de infiltração revestido com grama

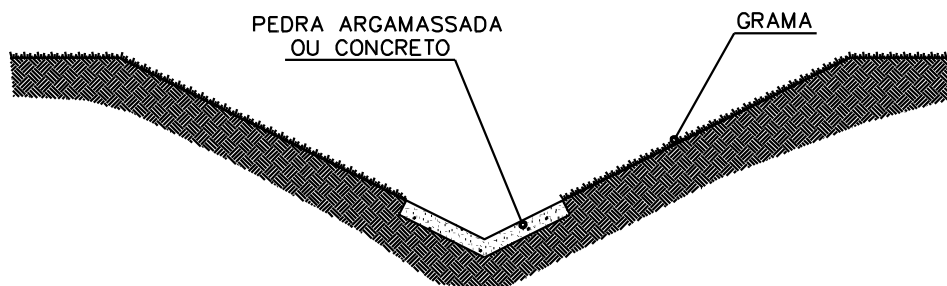


Figura 8.15. Revestimento contra erosão na canaleta principal

Para solos com taxa de infiltração próximas do limite mínimo, recomenda-se a utilização de uma canaleta central preenchida com pedra de mão, para acelera o processo de infiltração (Figura 8.16).

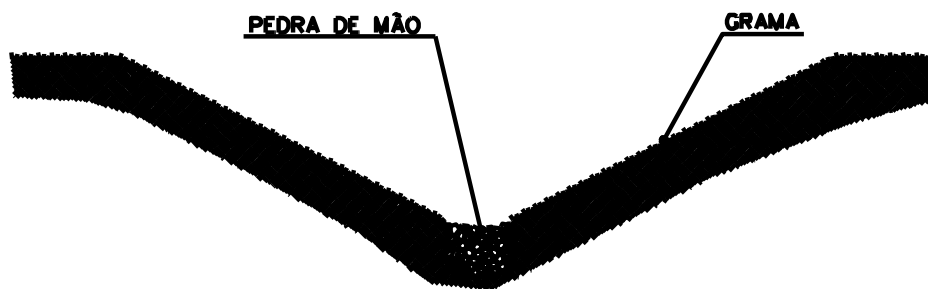


Figura 8.16. Canaleta principal preenchida com pedra de mão

As gramíneas não resistem a longos períodos de submersão, fazendo-se indispensável o esvaziamento regular do valo para a sobrevivência desta vegetação.

A utilização de arborização nos taludes é benéfica para a estabilização do solo, porém espécies caducifólias devem ser evitadas.

8.1.3 Poços de infiltração

Escavação: este dispositivo pontual de infiltração pode ser escavado manualmente ou mecanicamente, em função da sua profundidade e diâmetro.

Não é recomendado o uso de técnicas de escavação que utilizem lubrificantes, evitando assim contaminação do aquífero.

Poços de infiltração podem ter até 20m de profundidade, e por esta característica, deve-se evitar ao máximo a entrada de finos, visto que este dispositivo apresenta uma grande dificuldade de manutenção, no caso da necessidade de substituição do preenchimento colmatado.

No caso de poços sem preenchimento deve-se ter especial cuidado na estabilidade das paredes. Nesse caso utilizam-se estruturas perfuradas que permitam a passagem da água para o solo.

O poço pode ser escavado até atingir a profundidade do lençol freático, passando a ser denominado de como poço de injeção, conforme Azzout *et. al.*(1994)

O posicionamento dos poços de infiltração deve ser de tal forma que evite a fácil colmatação por fontes geradoras de finos, e também da possível destruição do dispositivo pelo crescimento de raízes das árvores próximas.

Sempre na implantação de dispositivos de infiltração deve-se avaliar a sua possível interferência com estruturas próximas, como fundações e redes subterrâneas (energia elétrica, água, esgoto, etc.).

Preenchimento: o tipo de preenchimento mas utilizado é de agregado graúdo com curva granulométrica aberta (uniforme), e sua porosidade pode ser estimada por tabelas.

Entretanto, recomenda-se realizar um ensaio expedito para verificar a porosidade do agregado. Este ensaio pode ser realizado com qualquer recipiente de volume conhecido, onde este deve ser preenchido completamente com o agregado e arrasado no seu topo, então adiciona-se água com um recipiente graduado de maneira a conhecer o volume total de água que é necessário para completar o

recipiente de volume conhecido, a porosidade será a razão entre o volume de água adicionado e o volume do recipiente.

O agregado deve estar livre de contaminações, matéria orgânica, resíduos diversos, e inclusive de outros agregados com granulação diferente à especificada. Se for possível deve-se realizar lavagem do agregado, ou então recusar o material no ato da sua entrega.

O preenchimento deve ser envolto por geotêxtil com transpasse de 50cm no mínimo, e no topo é criada uma pequena camada de acabamento com a superfície superior livre (Figura 8.17).

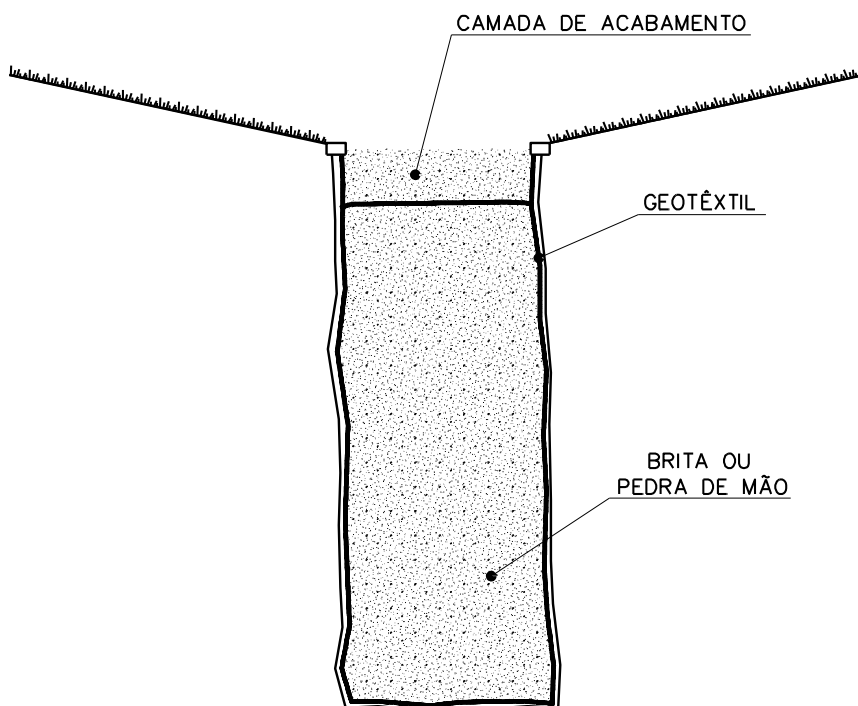


Figura 8.17. Preenchimento de um poço de infiltração

Decantação de entrada: em locais onde a presença de finos na água é significativa deve-se construir dispositivos que eliminem por decantação uma parcela deste material, bem como gradeamento para remover os resíduos maiores.

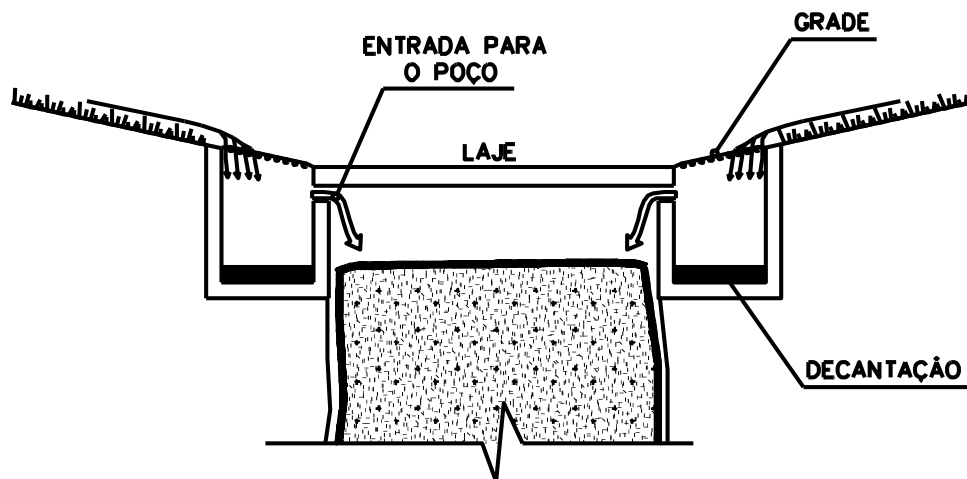


Figura 8.18. Câmara de decantação de entrada

A câmara de decantação deve ser provida de uma saída de limpeza para a rede de drenagem pluvial, esta saída deve ter um sistema de fechamento que é aberto apenas para a realização da limpeza.

8.1.4 Trincheiras de infiltração

Escavação: a escavação das trincheiras de infiltração pode ser realizada manualmente ou mecanicamente, a escavação mecânica promove uma menor compactação, já que no processo manual ocorre uma compactação superficial pelo pisoteamento do próprio operário.

A largura usual deste tipo de dispositivo é entre 0,80 e 1,00m, para o comprimento não existe limitação, sendo este ultimo restringido pela dimensão do espaço disponível. É conveniente criar divisões internas para trincheiras construídas em terrenos com declividades superiores a 2%, ficando o fundo da trincheira disposta na forma de degraus.

As trincheiras devem ser, preferencialmente, escavadas paralelas às curvas de nível do terreno, mantendo o fundo plano e sem declividade.

A profundidade é condicionada à profundidade que o nível médio do lençol freático se encontra, no entanto, a relação altura-largura deve ser maior que 1 (altura maior que a largura) pois o fundo da trincheira tem tendência de colmatar-se mais rapidamente (Figura 8.19).

Preenchimento: o tipo de preenchimento mais utilizado é com agregado graúdo com curva granulométrica aberta (uniforme), e a porosidade pode ser estimada por tabelas.

Entretanto, recomenda-se realizar um ensaio expedito para verificar a porosidade do agregado. Este ensaio pode ser realizado com qualquer recipiente de volume conhecido, onde este deve ser preenchido completamente com o agregado e arrasado no seu topo, então adiciona-se água com um recipiente graduado de maneira a conhecer o volume total de água que é necessário para completar o recipiente de volume conhecido, a porosidade será a razão entre o volume de água adicionado e o volume do recipiente.

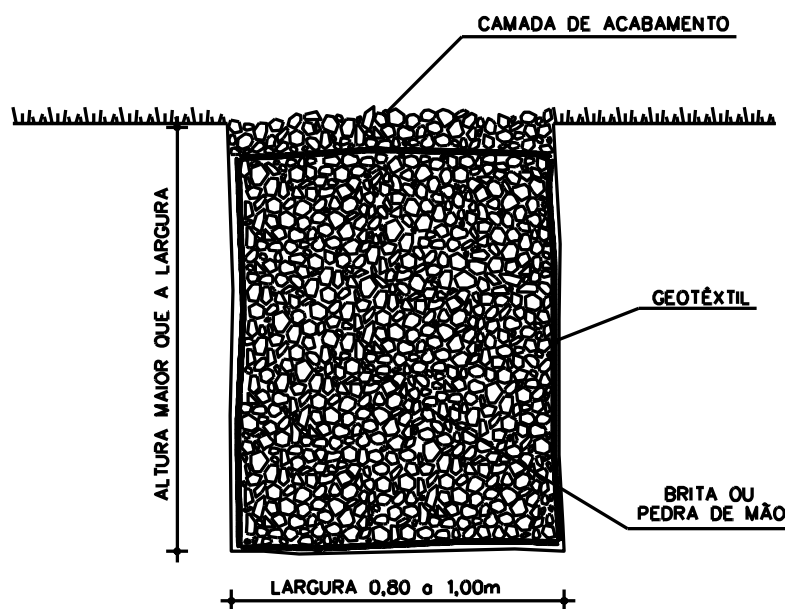


Figura 8.19. Trincheira de infiltração

O agregado deve estar livre de contaminações, matéria orgânica, resíduos diversos, e inclusive de outros agregados com granulação diferente à especificada. Se for possível deve-se realizar lavagem do agregado, ou então recusar o material no ato da sua entrega.

O preenchimento deve ser envolto por geotêxtil, sua instalação deve ser realizada com o devido cuidado para evitar rupturas e mantendo o transpasse mínimo de 50cm.

Extravasor: evita o transbordamento descontrolado do reservatório, que se ocorrer pode avariar significativamente o dispositivo ao erodir as bordas e áreas adjacentes.

O extravasor deve ser dimensionado para atender um risco superior ao adotado para o dispositivo, e entra em funcionamento somente quando o nível d'água na trincheira estiver próximo do limite superior (Figura 8.20).

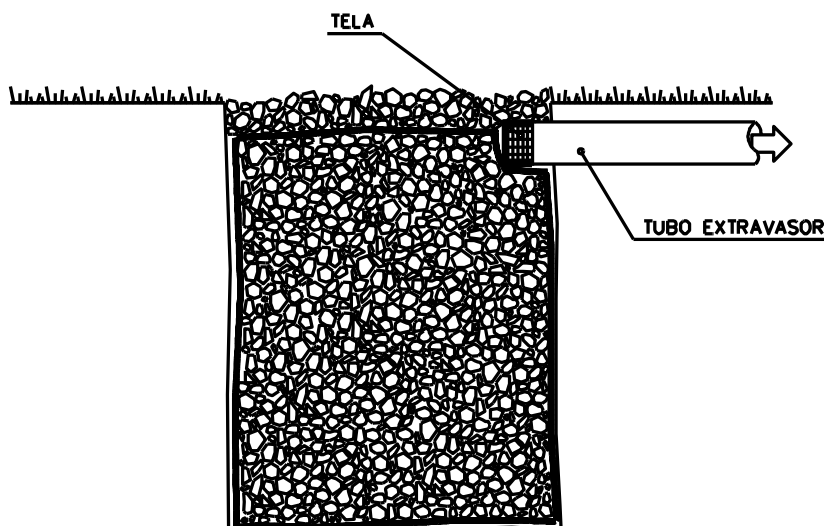


Figura 8.20. Extravasor para trincheira de infiltração

Uma alternativa de extravasor pode ser implementada conformando-se uma calha no ponto mais baixo da borda da trincheira, para, assim, direcionar o fluxo e evitar a erosão.

Tubo de inspeção: deve-se prever a instalação de um ponto de inspeção para a verificação do nível de água no interior da trincheira.

O tubo de inspeção deve ser fechado no seu topo com uma tampa simples. Na sua extremidade inferior deve-se fixar tela galvanizada com malha mais fina que o diâmetro do agregado, evitando o ingresso do material de preenchimento (Figura 8.21).

A instalação de tubos de inspeção é fundamental para monitorar o funcionamento do dispositivo, que não deve manter água no seu interior, caso contrário o dispositivo não estará desempenhando a sua função primordial que é de controlar o escoamento superficial.

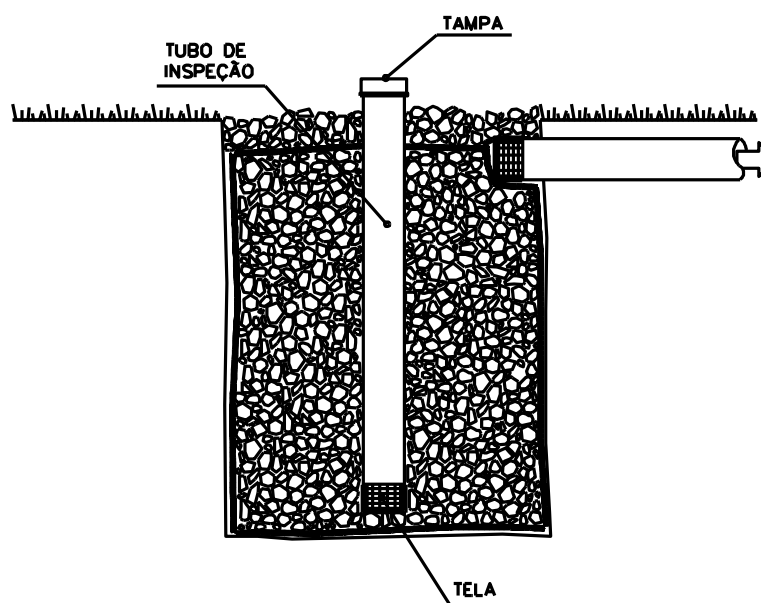


Figura 8.21. Tubo de inspeção para trincheira de infiltração

8.2 Dispositivos de Armazenamento

8.2.1 Bacias de Detenção

Barramento: o tipo de barragem mais utilizado é o dique de terra, seu projeto e construção são etapas complexas da implementação, e dependendo da magnitude do dispositivo são necessários os trabalhos de profissionais de distintas áreas.

Estudos geológicos e geotécnicos são requeridos nesta etapa, vista à magnitude das solicitações que a carga da estrutura de detenção exige (diques com mais de 6m), as seguintes informações são necessárias:

- Profundidade e adequação da rocha matriz;
- Sazonalidade da profundidade do lençol freático;
- Reconhecimento dos horizontes geológicos superficiais por meio de sondagens;
- Avaliação dos parâmetros geotécnicos do material (índice de compactação, coesão, ângulo de atrito, etc.);
- Identificação dos pontos de empréstimo e bota-fora de solo.

Em particular, a construção do barramento para a bacia exige um projeto estrutural detalhado, que não é o objetivo deste manual, e as técnicas de construção de barragens estão presentes em ampla literatura existente, como por exemplo, no Manual do Pequeno Açude (MOLLE & FRANCOIS, 1992), *Petis Barrages – Recommendations pour la conception, la réalisation et el suivi* (CEMAGREF, 1997) e *Design of small dams* (USB, 1987).

Revestimento das margens: a declividade das margens de terra deve ser de no máximo 2,5:1 (horizontal:vertical) para permitir a fixação das gramíneas e evitar a erosão.

No caso de inviabilidade de execução de taludes com pouca declividade deve-se utilizar a “grama armada”. A tela suporte pode ser metálica, polimérica ou vegetal.

A superfície do talude a receber a grama armada deve estar perfeitamente limpa, isenta de pragas e gramíneas superficiais, bem como de detritos sólidos.

Deve-se preparar o solo com adubação e correção de pH da superfície do talude limpo. A seguir deve ser iniciada a colocação das leivas de grama, devidamente fixadas por estacas de madeira, convenientemente espaçadas, e então, deve-se proceder à colocação e fixação da tela sobre o revestimento vegetal, após a colocação das leivas. Por fim, adiciona-se uma cobertura com solo vegetal.

Nas semanas seguintes deve-se realizar a rega sobre os taludes, sem que o solo fique saturado, até que ocorra o enraizamento e a pega da grama.

Além da utilização de grama nas margens utiliza-se revesti-las com concreto, pedra ou ainda com gabião, podendo ser plano ou em degraus (Figura 8.22).

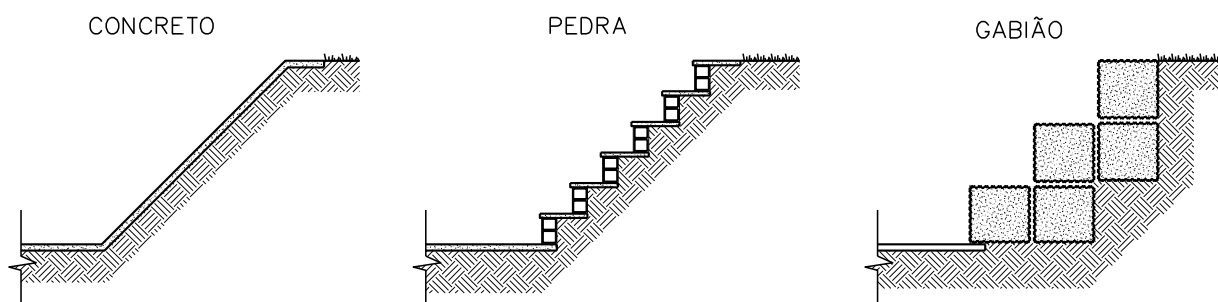


Figura 8.22. Revestimentos das margens

Revestimento de fundo: no caso de bacias de retenção, onde a água armazenada é posteriormente infiltrada no solo, utiliza-se grama.

Em bacias onde a infiltração não é realizada utiliza-se revesti-las com concreto armado. Os esforços são, de modo geral, resultantes apenas da pressão hidrostática da lâmina d'água máxima que o reservatório comportará, que solicita o revestimento apenas à compressão, caso existam áreas onde ocorram solicitações de flexão e tração, o concreto armado deve ser dimensionado convenientemente no projeto estrutural.

Descarregador de Fundo: o descarregador de fundo tem os objetivos de escoar as vazões de base, restringir a vazão durante os eventos de cheia do reservatório e manter o reservatório vazio.

Localizado no ponto mais baixo do reservatório, o descarregador de fundo deve ser protegido contra possíveis obstruções causadas pelos resíduos sólidos.

Existe uma grande variedade de tipos de descarregadores de fundo, e são usualmente projetados próximos ao vertedor, quase sempre em uma estrutura única (Figura 8.23, Figura 8.24 e Figura 8.25).

Vertedor: este dispositivo de segurança possui vários modelos sendo o por crista e por janela os mais empregados (Figura 8.24 e Figura 8.25). Em alguns casos onde o espaço disponível para o vertedor é reduzido, os vertedores tipo tulipa são os mais indicados (Figura 8.23).

VERTEDOR TULIPA

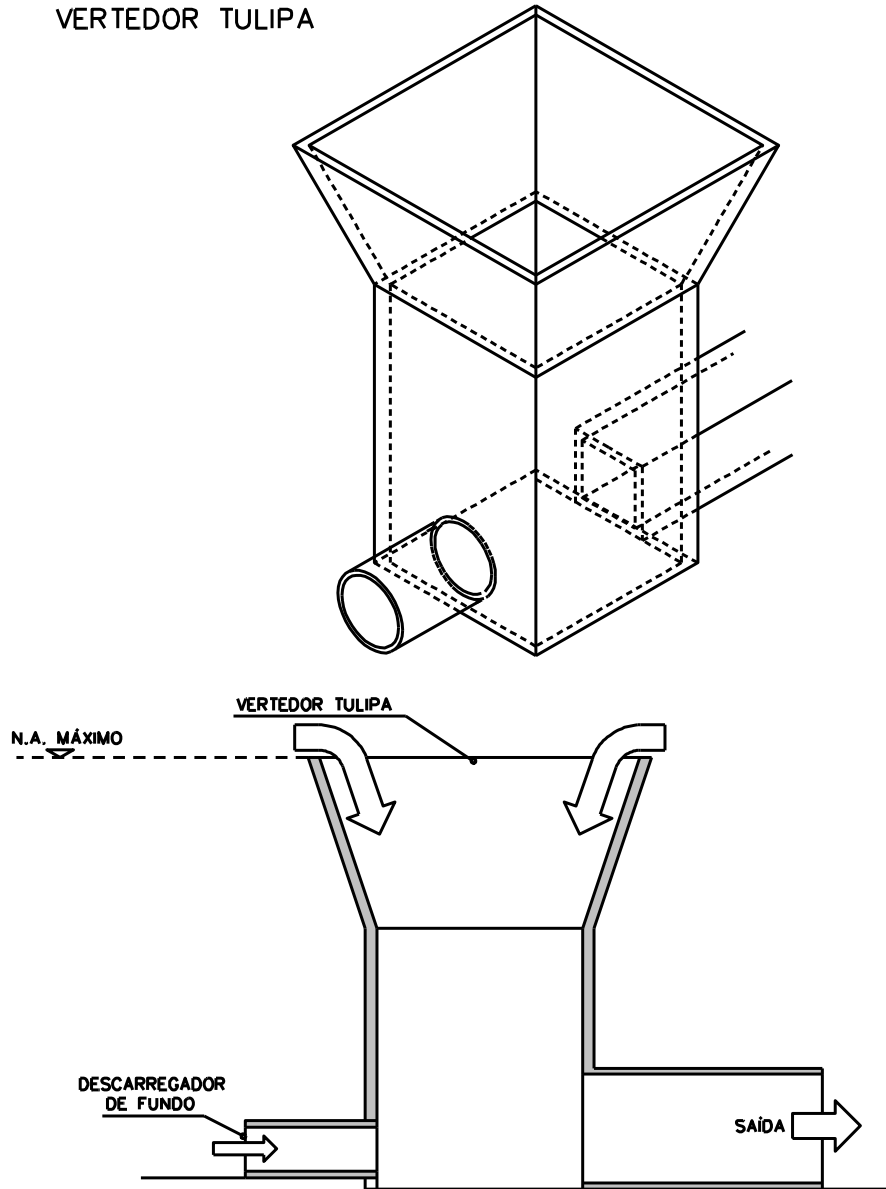


Figura 8.23. Vertedor tulipa e descarregador de fundo

VERTEDOR DE CRISTA

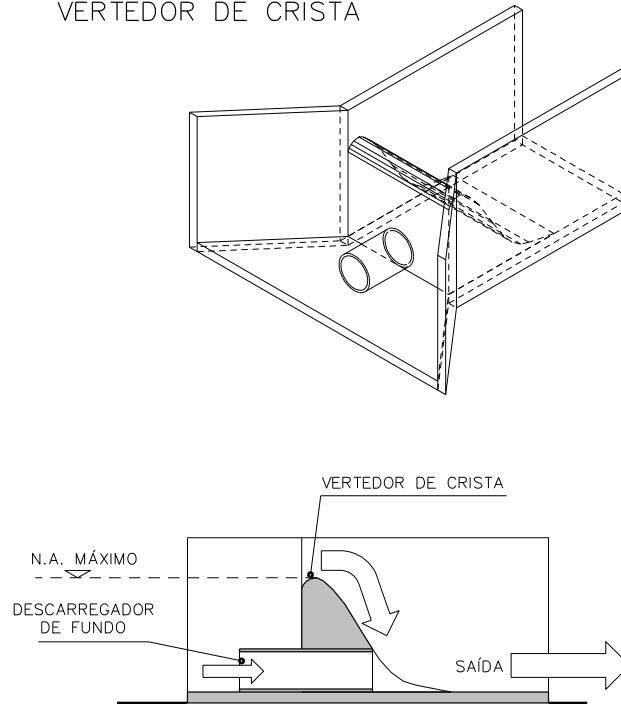


Figura 8.24. Vertedor de crista e descarregador de fundo

VERTEDOR DE JANELA

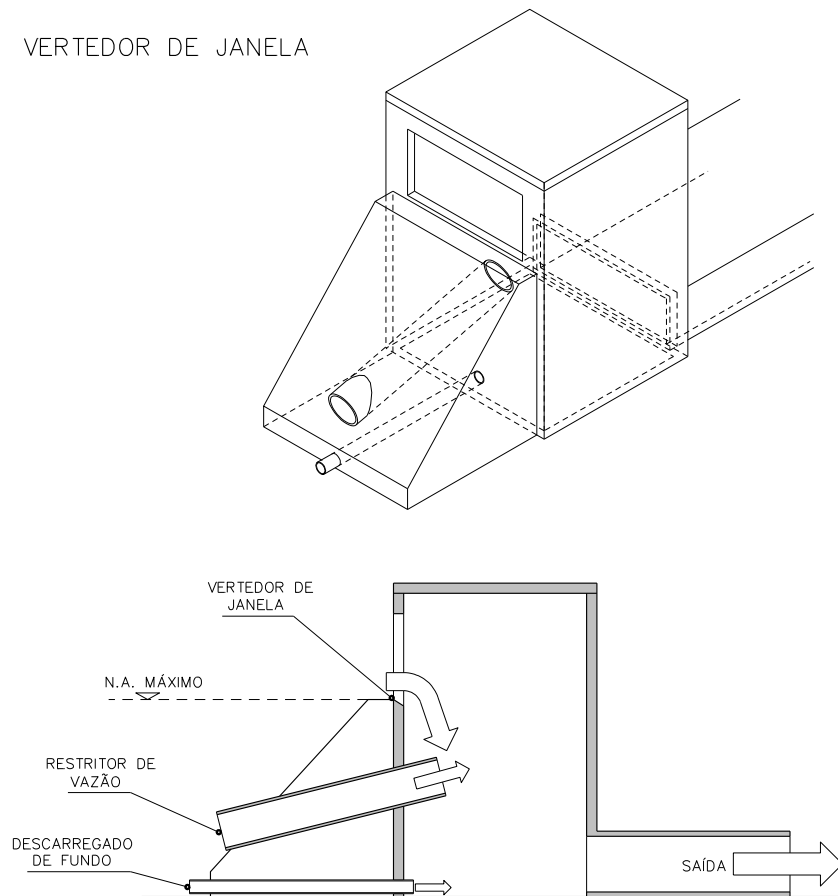


Figura 8.25. Vertedor de janela e descarregador de fundo

Os locais de descarga dos vertedores são especialmente suscetíveis a erosão, devendo serem protegidos contra a ação erosiva das altas velocidades que a água ali tem. Revestimentos resistentes e dissipadores de energia do escoamento são soluções recomendadas.

Alguns dissipadores de energia utilizados são: leito com pedra de mão, degraus e blocos de intercalados (Figura 8.26).



Figura 8.26. Dissipadores de energia de escoamento

Gradeamento: deve-se utilizar sistemas de gradeamento em todas tomadas d'água sujeitas a obstruções por resíduos sólidos carregados pelo escoamento.

Existem sistemas sofisticados de gradeamento, como grades com limpeza automática, peneiras rotativas e trituradores, que são muito utilizados na remoção de resíduos na entrada de estações de tratamento de esgoto. Entretanto, em bacias de detenção deseja-se remover apenas o material mais grosseiro, não exigindo assim espaçamento menor que 10cm, e a limpeza das grades podem ser realizadas após o término do evento chuvoso.

Em locais onde resíduos de maior dimensão (galhos, tábuas, móveis, etc.) possam chegar aos locais de tomada d'água recomenda-se criar um cercado com elementos verticais espaçados de cerca de 50cm (Figura 8.27).

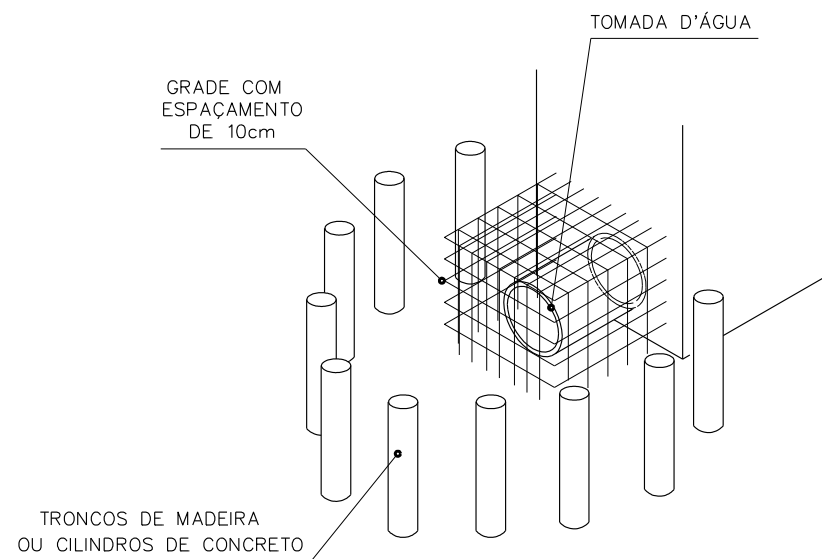


Figura 8.27. Dissipadores de energia de escoamento

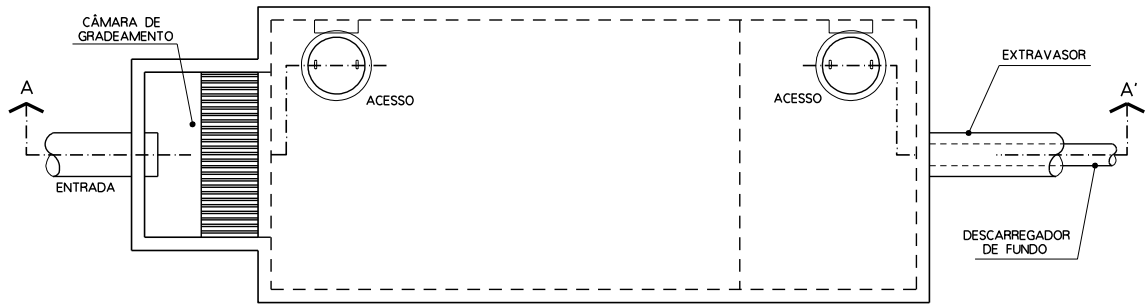
Borda livre (*free board*): a cota de coroamento do barramento deve estar 30cm acima do nível máximo do reservatório, isso impede que as ondas passem por sobre o barramento e o danifiquem.

Bacia de detenção enterrada: as bacias enterradas devem obrigatoriamente serem dimensionadas estruturalmente para resistir aos esforços de empuxos laterais e às cargas que sua laje de cobertura estará sujeita.

Freqüentemente utiliza-se bombeamento para realizar o esvaziamento do reservatório enterrado, pois na maioria dos casos as condições das declividades da rede, a qual o dispositivo se conectará, não permite o escoamento por gravidade, e nestes casos o sistema de gradeamento deve retirar a totalidade de resíduos grosseiros antes que estes ingressem na câmara de reservação.

Na Figura 8.28 é apresentado um croqui com as principais instalações que um reservatório de detenção enterrado necessita, o exemplo apresentado é para reservatórios construídos em concreto armado.

PLANTA BAIXA



CORTE AA'

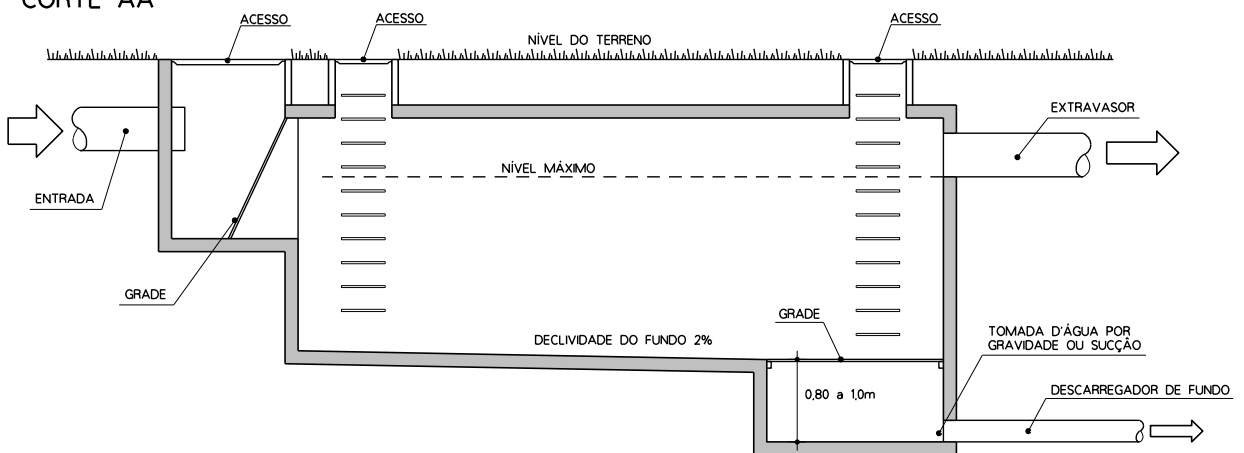


Figura 8.28. Croqui de bacia de detenção enterrada

Para facilitar limpeza de reservatórios que contenham pilares no seu interior, recomenda-se que estes sejam de seção circular (colunas) e seu pé tenha uma concordância em curva com o fundo do reservatório (Figura 8.29).

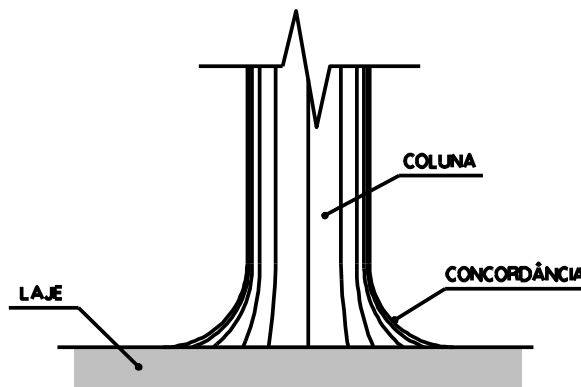


Figura 8.29. Concordância no pé das colunas

Acesso para manutenção: as bacias de retenção devem prever pontos de acesso para a realização da manutenção, os acessos devem ser compatíveis com as dimensões e limitações que o maquinário empregado na manutenção possua.

Os materiais utilizados para a construção dos acessos deve ser tal que resistam às intempéries que estarão expostos, tais como: radiação solar, corrosão, umidade, abrasão, etc.

Monitoramento: sempre que possível deve-se monitorar o funcionamento das bacias de retenção para sua eficiência possa ser avaliada, e que melhorias possam ser realizadas no dispositivo, visto que as recomendações presentes neste manual não foram necessariamente extraídas de dispositivos a mercê das condições ambientais, hidráulicas e hidrológicas existentes no Distrito Federal.

Para a avaliação quantitativa deve-se monitorar, por meio de registradores automáticos com frequência de amostragem máxima de 5min, a vazão de entrada na bacia e o nível d'água interno.

A avaliação qualitativa é relevante no caso de a bacia ter sido construída para a redução de contaminantes da água pluvial. Os índices de contaminação a serem avaliados podem ser elegidos por meio de uma análise completa da qualidade d'água que mostrará, então, quais são os mais críticos.

Usos secundários: os equipamentos destinados aos usos secundários, que por ventura a bacia de retenção possa ter, devem ser construídos com materiais resistentes às intempéries que estarão expostos, e não devem interferir no funcionamento do dispositivo.

Informações de precauções, do objetivo e do funcionamento da bacia devem ser dispostas de modo visível, para que os usuários sejam co-responsáveis na manutenção e segurança do dispositivo.

8.2.2 Bacias de Retenção

Margens: as bacias de retenção são criadas geralmente de modo a integrar a paisagem de áreas de lazer (Figura 8.30), ou de preservação ambiental, nestes casos a declividade das margens deve ser o menos íngreme possível (menor que 3:1), ou ao menos o trecho de acesso para manutenção deve ter declividade reduzida.

Quanto ao revestimento, este deve ser de grama, podendo ser combinado com pedras (matacões) formando um perímetro sinuoso.



Figura 8.30. Bacia de detenção no Parque da Marinha do Brasil em Porto Alegre

Espelho d'água: o nível do espelho d'água deve ser definido por meio da curva cota-volume e da estimativa do volume de amortecimento necessário. No caso do resultado indicar profundidades muito pequenas deve-se escavar o fundo do reservatório e criar artificialmente nele profundidades variadas (Figura 8.31).

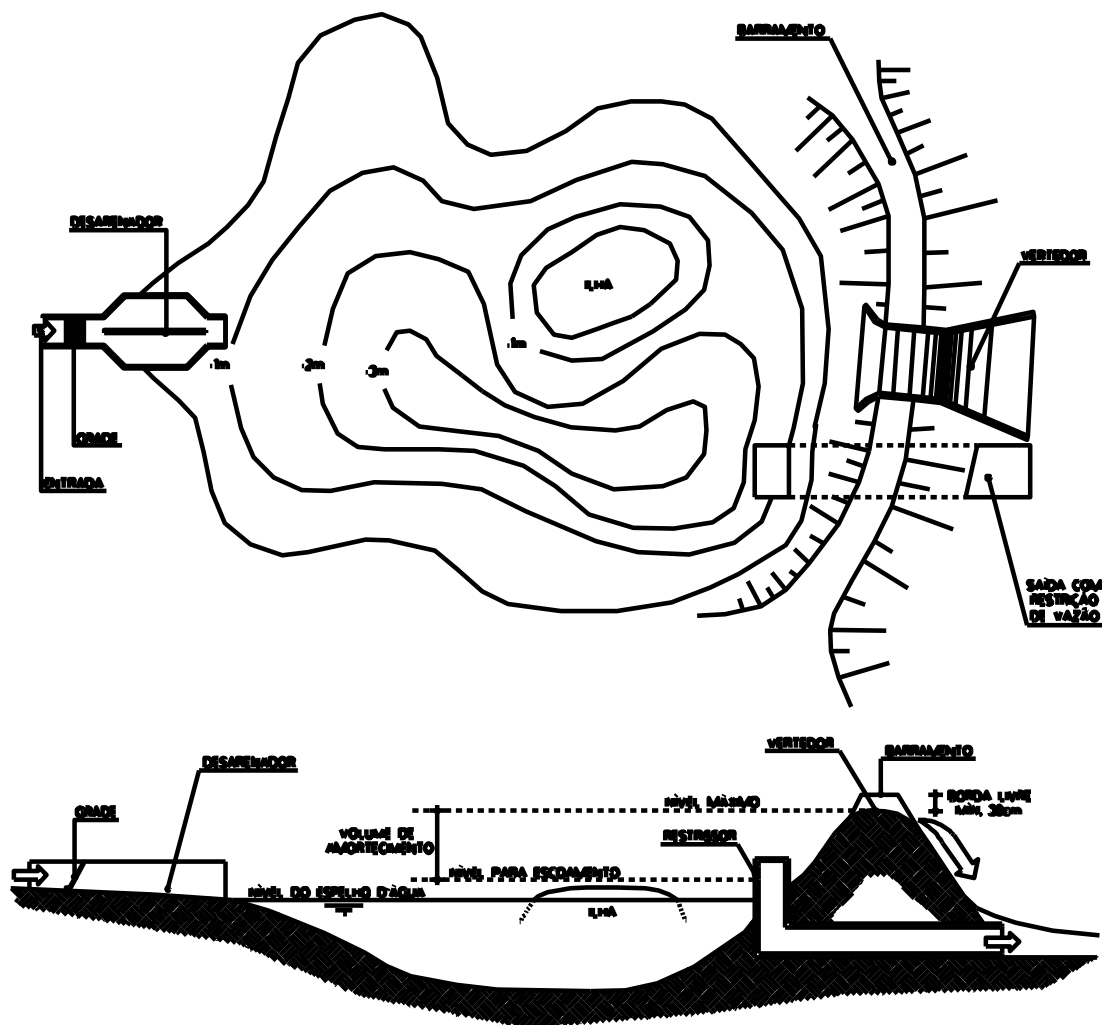


Figura 8.31. Bacia de detenção

Aerador: a utilização de aeradores pode ser adotada para elevar o nível de oxigênio dissolvido (OD) na água, melhorando assim as condições para a manutenção da vida das espécies presentes no lago.

O OD é um fator limitante nos meios aquáticos com organismos que o necessitem para respiração e degradação de matéria orgânica. Valores altos de OD induzem a uma alta eficiência dos depuradores e degradadores aeróbios, porém quando o nível de nutrientes na água é alto também, maior é a demanda de oxigênio. O mínimo de oxigênio para o metabolismo orgânico (carbônico) é de 0,5mg/l e valores maiores a 2,0mg/l para a oxidação dos compostos nitrogenados.

A presença de OD em águas ricas em material orgânico é desejável por prevenir a formação de substâncias com odores desagradáveis.

Os aeradores podem ser de agitação ou por jato (chafariz), sendo este último menos eficiente, porém mais indicado para ornamentar lagos.

O dimensionamento do aerador deve ser realizado seguindo as recomendações do fabricante para atender os níveis desejáveis de OD.

Gradeamento: as recomendações para a instalação de grades são as mesmas que para as bacias de retenção (secas).

Desarenador: análises granulométricas do sedimento que se deposita no fundo dos reservatórios de retenção sem desarenador apontam que mais de 80% é composto de areia (entre 0,062 e 2mm), fazendo assim relevante a utilização de dispositivos que removam este tipo de partícula previamente ao seu ingresso no reservatório.

Os desarenadores são estruturas que diminuem a velocidade de escoamento de modo a permitir a sedimentação da areia em um determinado trecho do canal de entrada do reservatório. São formados por dois canais que operam independentemente, de tal modo que enquanto um trabalha o outro recebe manutenção e limpeza (Figura 8.32). A interrupção do fluxo é realizada por comportas que são operados manualmente em cada canal.

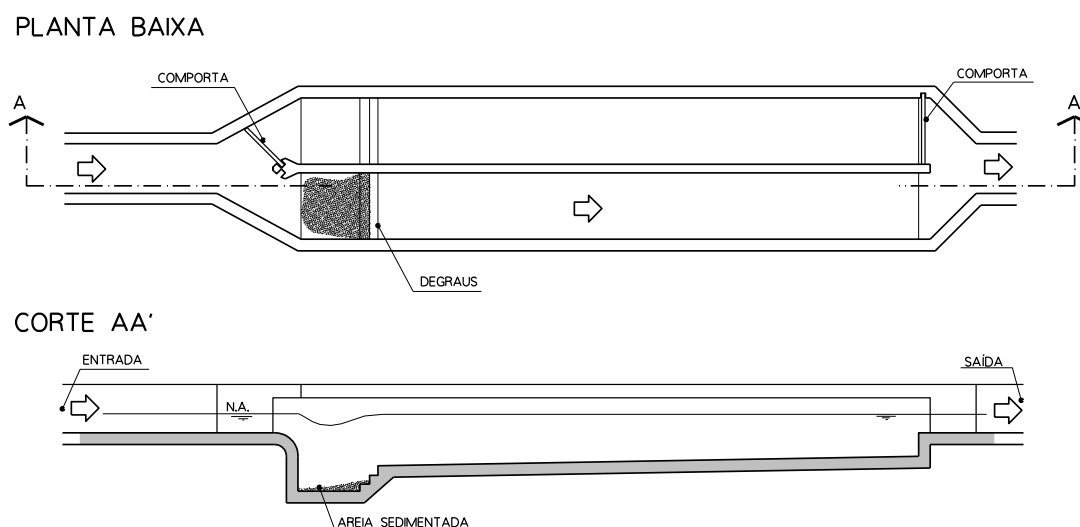


Figura 8.32. Desarenador

O dimensionamento do desarenador é de fácil acesso, pois a maioria dos livros de saneamento apresenta a metodologia de cálculo.

Vegetação aquática: nas bacias de retenção a vegetação aquática tem seu surgimento de forma natural através dos próprios mecanismos de reprodução vegetal, não necessitando a inserção de mudas ou sementes.

A vegetação aquática tem papel fundamental na absorção de nutrientes e criação de ambientes propícios à vida das demais espécies residentes no lago.

A variedade de espécies e a limitação da sua área de ocupação no lago são regidas pela variação de profundidade da bacia de retenção.

9 OPERAÇÃO DE DISPOSITIVOS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL

9.1 Dispositivos de Infiltração e Percolação

9.1.1 Pavimentos permeáveis ou mantas de infiltração

A operação de pavimentos permeáveis e mantas de infiltração é realizada por inspeções após eventos onde a lâmina precipitada foi superior a 25mm, pois estes dispositivos não exigem a presença de um operador durante o evento chuvoso.

Além da inspeção 24h após os eventos, deve ser realizada uma inspeção previamente ao início do período de chuvas, e durante este período, no mínimo uma vez ao mês.

A equipe de inspeção deve estar convenientemente equipada para a solução de pequenos problemas de funcionamento que o dispositivo apresentar, e para realizar a manutenção preventiva, registrando as condições do dispositivo e tarefas realizadas na ficha de inspeção. Uma documentação fotográfica anexada à ficha de inspeção colabora para uma melhor compreensão do estado em que se encontrava o dispositivo quando da realização da inspeção.

As fichas de inspeção devem ser refinadas ao longo das inspeções de modo a melhor atender às necessidades de registro das informações.

Este monitoramento, mais intensivo, normalmente é realizado durante o primeiro ano de funcionamento do dispositivo, podendo ser realizadas, a partir de então, inspeções com frequência anual.

FICHA DE INSPEÇÃO

Dispositivo: Pavimento Permeável ou Manta de Infiltração

Localização:

Data: ___ / ___ / ___ **Hora:** ___ h ___ min

Nome do responsável pela inspeção: _____

Tipo de inspeção:

() de rotina

() prévio ao período de chuvas

() após evento – Lâmina d'água precipitada: _____ mm ___ h ___ min

Elemento inspecionado:

Perímetro e áreas adjacentes	Vestígios de erosão?	() SIM () NÃO
	Presença de sujeira nas sarjetas e calhas?	() SIM () NÃO
	Vegetação com poda e capina?	() SIM () NÃO
Superfície do pavimento	Vestígios de sedimentos (areia ou terra)?	() SIM () NÃO
	Existem marcas de poças d'água?	() SIM () NÃO
	É possível notar alguma deformação?	() SIM () NÃO
	Existem fissuras visíveis?	() SIM () NÃO
	Alguma vegetação invasora?	() SIM () NÃO
Reservatório	Nível d'água, a partir do fundo?	_____ cm
	Vestígio de vertimento pelo extravasor?	() SIM () NÃO

Observações e atividades realizadas:

9.1.2 Valos de infiltração

A operação de valos de infiltração é realizada por inspeções de rotina, pois estes dispositivos não exigem a presença de um operador durante o evento chuvoso.

Deve ser realizada uma inspeção previamente ao início do período de chuvas, e durante este período, no mínimo uma vez ao mês.

A equipe de inspeção deve estar convenientemente equipada para a solução de pequenos problemas de funcionamento que o dispositivo apresentar, e para realizar a manutenção preventiva, registrando as condições do dispositivo e tarefas realizadas na ficha de inspeção. Uma documentação fotográfica anexada à ficha de inspeção colabora para uma melhor compreensão do estado em que se encontrava o dispositivo quando da realização da inspeção.

As fichas de inspeção devem ser refinadas ao longo das inspeções de modo a melhor atender às necessidades de registro das informações.

Este monitoramento, mais intensivo, normalmente é realizado durante o primeiro ano de funcionamento do dispositivo, podendo ser realizadas, a partir de então, inspeções com freqüência anual.

FICHA DE INSPEÇÃO

Dispositivo: Valo de infiltração

Localização:

Data: ___ / ___ / ___

Nome do responsável pela inspeção: _____

Tipo de inspeção:

() de rotina

() prévio ao período de chuvas

Elemento inspecionado:

Perímetro e áreas adjacentes	Vestígios de erosão?	() SIM () NÃO
	Vegetação com poda e capina?	() SIM () NÃO
Taludes do valo	Vestígios de erosão?	() SIM () NÃO
	Vestígios de sedimentos (areia ou terra)?	() SIM () NÃO
	A grama está em boas condições?	() SIM () NÃO
	Alguma vegetação invasora?	() SIM () NÃO
Barramentos	Acúmulo de resíduos?	() SIM () NÃO
	Alguma fissura ou destruição?	() SIM () NÃO

Observações e atividades realizadas:

9.1.3 Poços de infiltração

A operação de poços de infiltração é realizada por inspeções de rotina, pois estes dispositivos não exigem a presença de um operador durante o evento chuvoso.

Deve ser realizada uma inspeção previamente ao início do período de chuvas, e durante este período, no mínimo uma vez ao mês.

A equipe de inspeção deve estar convenientemente equipada para a solução de pequenos problemas de funcionamento que o dispositivo apresentar, e para realizar a manutenção preventiva, registrando as condições do dispositivo e tarefas realizadas na ficha de inspeção. Uma documentação fotográfica anexada à ficha de inspeção colabora para uma melhor compreensão do estado em que se encontrava o dispositivo quando da realização da inspeção.

As fichas de inspeção devem ser refinadas ao longo das inspeções de modo a melhor atender às necessidades de registro das informações.

Este monitoramento, mais intensivo, normalmente é realizado durante o primeiro ano de funcionamento do dispositivo, podendo ser realizadas, a partir de então, inspeções com frequência anual.

9.1.4 Trincheiras de infiltração

A operação de trincheiras de infiltração é realizada por inspeções após eventos onde a lâmina precipitada foi superior a 25mm, pois estes dispositivos não exigem a presença de um operador durante o evento chuvoso.

Além da inspeção 24h após os eventos, deve ser realizada uma inspeção previamente ao início do período de chuvas, e durante este período, no mínimo uma vez ao mês.

A equipe de inspeção deve estar convenientemente equipada para a solução de pequenos problemas de funcionamento que o dispositivo apresentar, e para realizar a manutenção preventiva, registrando as condições do dispositivo e tarefas realizadas na ficha de inspeção. Uma documentação fotográfica anexada à ficha de inspeção colabora para uma melhor compreensão do estado em que se encontrava o dispositivo quando da realização da inspeção.

As fichas de inspeção devem ser refinadas ao longo das inspeções de modo a melhor atender às necessidades de registro das informações.

Este monitoramento, mais intensivo, normalmente é realizado durante o primeiro ano de funcionamento do dispositivo, podendo ser realizadas, a partir de então, inspeções com frequência anual.

FICHA DE INSPEÇÃO

Dispositivo: Trincheira de infiltração

Localização:

Data: ___ / ___ / ___

Nome do responsável pela inspeção: _____

Tipo de inspeção:

() de rotina

() prévio ao período de chuvas

() após evento – Lâmina d'água precipitada: _____ mm ____ h ____ min

Elemento inspecionado:

Perímetro e áreas adjacentes	Vestígios de erosão?	() SIM () NÃO
	Vegetação com poda e capina?	() SIM () NÃO
Superfície da trincheira	Acúmulo de sedimentos (areia ou terra)?	() SIM () NÃO
Reservatório	Nível d'água, a partir do fundo?	_____ cm
	Vestígio de vertimento pelo extravasor?	() SIM () NÃO

Observações e atividades realizadas:

9.2 Dispositivos de Armazenamento

9.2.1 Bacias de Detenção

A operação de bacias de detenção pode exigir a presença de um operador durante os eventos, isso em função do tamanho do reservatório e da existência de equipamentos que devam ser operados durante o evento (comportas, motores, gradeamento, desarenador, etc.).

No caso de não ser necessária a operação durante os eventos a operação é realizada por inspeções após eventos onde a lâmina precipitada foi igual ou superior à da chuva de projeto utilizada no dimensionamento do dispositivo.

Além da inspeção após os eventos, deve ser realizada uma inspeção previamente ao início do período de chuvas, e durante este período, no mínimo uma vez ao mês.

A equipe de inspeção deve estar convenientemente equipada para a solução de pequenos problemas de funcionamento que o dispositivo apresentar, e para realizar a manutenção preventiva, registrando as condições do dispositivo e tarefas realizadas na ficha de inspeção. Uma documentação fotográfica anexada à ficha de inspeção colabora para uma melhor compreensão do estado em que se encontrava o dispositivo quando da realização da inspeção.

As fichas de inspeção devem ser refinadas ao longo das inspeções de modo a melhor atender às necessidades de registro das informações.

Este monitoramento, mais intensivo, normalmente é realizado durante o primeiro ano de funcionamento do dispositivo, podendo ser realizadas, a partir de então, inspeções com freqüência anual.

FICHA DE INSPEÇÃO

Dispositivo: Bacia de detenção

Localização:

Data: ___ / ___ / ___

Nome do responsável pela inspeção: _____

Tipo de inspeção:

() de rotina

() prévio ao período de chuvas

() após evento – Lâmina d'água precipitada: _____ mm ____ h ____ min

Elemento inspecionado:

Grades, tomadas d'água	Obstruções?	() SIM () NÃO
	Alguma fissura ou destruição?	() SIM () NÃO
Vertedor e dissipador	Obstruções?	() SIM () NÃO
	Alguma fissura ou destruição?	() SIM () NÃO
	Vestígio de vertimento?	() SIM () NÃO
Taludes/Paredes	Vestígios de erosão?	() SIM () NÃO
	Revestimento em boas condições?	() SIM () NÃO
	Vegetação com poda e capina?	() SIM () NÃO
	Sinais de corrosão de armadura?	() SIM () NÃO
Reservatório	Presença de poças d'água?	() SIM () NÃO
	Acúmulo de sedimentos (areia ou terra)?	() SIM () NÃO
	Acúmulo de resíduos?	() SIM () NÃO

Observações e atividades realizadas:

9.2.2 Bacias de Retenção

A operação de bacias de retenção pode exigir a presença de um operador durante os eventos, isso em função do tamanho do reservatório e da existência de equipamentos que devem ser operados durante o evento (comportas, motores, gradeamento, desarenador, etc.).

No caso de não ser necessária a operação durante os eventos a operação é realizada por inspeções após eventos onde a lâmina precipitada foi igual ou superior à da chuva de projeto utilizada no dimensionamento do dispositivo.

Além da inspeção após os eventos, deve ser realizada uma inspeção previamente ao início do período de chuvas, e durante este período, no mínimo uma vez ao mês.

A equipe de inspeção deve estar convenientemente equipada para a solução de pequenos problemas de funcionamento que o dispositivo apresentar, e para realizar a manutenção preventiva, registrando as condições do dispositivo e tarefas realizadas na ficha de inspeção. Uma documentação fotográfica anexada à ficha de inspeção colabora para uma melhor compreensão do estado em que se encontrava o dispositivo quando da realização da inspeção.

As fichas de inspeção devem ser refinadas ao longo das inspeções de modo a melhor atender às necessidades de registro das informações.

Este monitoramento, mais intensivo, normalmente é realizado durante o primeiro ano de funcionamento do dispositivo, podendo ser realizadas, a partir de então, inspeções com frequência anual.

FICHA DE INSPEÇÃO

Dispositivo: Bacia de retenção

Localização:

Data: ___ / ___ / ___

Nome do responsável pela inspeção: _____

Tipo de inspeção:

() de rotina

() prévio ao período de chuvas

() após evento – Lâmina d'água precipitada: _____ mm ____ h ____ min

Elemento inspecionado:

Grades, tomadas d'água	Obstruções?	() SIM () NÃO
	Alguma fissura ou destruição?	() SIM () NÃO
Vertedor e dissipador	Obstruções?	() SIM () NÃO
	Alguma fissura ou destruição?	() SIM () NÃO
	Vestígio de vertimento?	() SIM () NÃO
Taludes	Vestígios de erosão?	() SIM () NÃO
	Revestimento em boas condições?	() SIM () NÃO
	Vegetação com poda e capina?	() SIM () NÃO
Reservatório	Nível d'água?	_____ cm
	Percentual de área sem vegetação?	_____ %
	Presença de resíduos?	() SIM () NÃO
	O(s) areador(es) estavam em funcionamento?	() SIM () NÃO

Observações e atividades realizadas:

10 Manutenção de dispositivos de controle do escoamento superficial

10.1 Dispositivos de Infiltração e Percolação

10.1.1 Pavimentos permeáveis ou mantas de infiltração

Observações:

A garantia do funcionamento adequado do dispositivo de controle do escoamento superficial de águas pluviais depende da manutenção preventiva que é realizada.

As recomendações de manutenção apresentadas neste manual são, em sua maioria, advindas de trabalhos de monitoramento realizados em outros países, sendo que algumas adaptações podem ser necessárias, ao passo que o monitoramento indique isso ao decorrer da operação do dispositivo.

O monitoramento deve ser feito através de índices de desempenho. O objetivo do uso de índices é de padronizar a avaliação do funcionamento e estado dos dispositivos de controle, reduzindo, assim, o grau de subjetividade.

Recomendações de manutenção:

- Sucção a vácuo dos poros precedido por jateamento com água a alta pressão, 4 vezes ao ano;

- Não é recomendado uso de varrição que acaba por inserir ainda mais sedimento nos poros do pavimento;
- Depressões e fissuras podem ser preenchidas com pavimento convencional, não superando 10% da área total do módulo do pavimento;
- Locais que apresentem poças podem receber perfurações de 1,3cm espaçados de 30cm;
- No caso de blocos vazados, replantar a grama onde ela já não existe, e aparar o excesso que crescem preferencialmente próximos as sarjetas.

10.1.2 Valos de infiltração

Observações:

A garantia do funcionamento adequado do dispositivo de controle do escoamento superficial de águas pluviais depende da manutenção preventiva que é realizada.

As recomendações de manutenção apresentadas neste manual são, em sua maioria, advindas de trabalhos de monitoramento realizados em outros países, sendo que algumas adaptações podem ser necessárias, ao passo que o monitoramento indique isso ao decorrer da operação do dispositivo.

O monitoramento deve ser feito através de índices de desempenho. O objetivo do uso de índices é de padronizar a avaliação do funcionamento e estado dos dispositivos de controle, reduzindo, assim, o grau de subjetividade.

Recomendações de manutenção:

- Manter a área livre de resíduos sólidos por razões estéticas ,e para evitar que sejam carreados pela água. A limpeza deve ser realizada com a mesma freqüência que as vias próximas tem;

- Remover os sedimentos acumulados nas barreiras e demais pontos de estagnação do escoamento, antes do início do período de chuvas, ou sempre que estiver prejudicando o escoamento;
- Reconstruir os pontos que o talude sofreu erosão, bem como repor a grama;

10.1.3 Poços de infiltração

Observações:

A garantia do funcionamento adequado do dispositivo de controle do escoamento superficial de águas pluviais depende da manutenção preventiva que é realizada.

As recomendações de manutenção apresentadas neste manual são, em sua maioria, advindas de trabalhos de monitoramento realizados em outros países, sendo que algumas adaptações podem ser necessárias, ao passo que o monitoramento indique isso ao decorrer da operação do dispositivo.

O monitoramento deve ser feito através de índices de desempenho. O objetivo do uso de índices é de padronizar a avaliação do funcionamento e estado dos dispositivos de controle, reduzindo, assim, o grau de subjetividade.

Recomendações de manutenção:

- Realizar o corte da grama adjacente no mínimo 2 vezes ao ano, não o fazendo muito baixo para que ainda mantenha a função de filtragem. Os resíduos de grama resultantes do corte devem ser removidos da área;
- Árvores com galhos que se projetam sobre o poço devem ser podadas;
- Verificada a colmatação da camada superior do poço esta deve ser removida e substituída, juntamente com o geotêxtil.
- No caso do poço possuir decantadores de entrada estes devem ter o sedimento acumulado removido a cada visita de inspeção;
- Erosões em áreas que contribuem diretamente ao poço devem ser sanadas evitando o ingresso de sedimentos no dispositivo.

10.1.4 Trincheiras de infiltração

Observações:

A garantia do funcionamento adequado do dispositivo de controle do escoamento superficial de águas pluviais depende da manutenção preventiva que é realizada.

As recomendações de manutenção apresentadas neste manual são, em sua maioria, advindas de trabalhos de monitoramento realizados em outros países, sendo que algumas adaptações podem ser necessárias, ao passo que o monitoramento indique isso ao decorrer da operação do dispositivo.

O monitoramento deve ser feito através de índices de desempenho. O objetivo do uso de índices é de padronizar a avaliação do funcionamento e estado dos dispositivos de controle, reduzindo, assim, o grau de subjetividade.

Recomendações de manutenção:

- Realizar o corte da grama adjacente no mínimo 2 vezes ao ano, não o fazendo muito baixo para que ainda mantenha a função de filtragem. Os resíduos de grama resultantes do corte devem ser removidos da área;
- Árvores com galhos que se projetam sobre a trincheira devem ser podadas;
- Verificada a colmatação da camada superior da trincheira esta deve ser removida e substituída juntamente com o geotêxtil.
- Erosões em áreas que contribuem diretamente à trincheira devem ser sanadas evitando o ingresso de sedimentos no dispositivo.
- Nos casos onde a perda de capacidade de infiltração é significativa (>50%) deve-se realizar a remoção completa do

material de preenchimento da trincheira e substituí-lo (ou lavá-lo), inclusive o geotêxtil.

10.2 Dispositivos de Armazenamento

10.2.1 Bacias de Detenção

Observações:

A garantia do funcionamento adequado do dispositivo de controle do escoamento superficial de águas pluviais depende da manutenção preventiva que é realizada.

As recomendações de manutenção apresentadas neste manual são, em sua maioria, advindas de trabalhos de monitoramento realizados em outros países, sendo que algumas adaptações podem ser necessárias, ao passo que o monitoramento indique isso ao decorrer da operação do dispositivo.

O monitoramento deve ser feito através de índices de desempenho. O objetivo do uso de índices é de padronizar a avaliação do funcionamento e estado dos dispositivos de controle, reduzindo, assim, o grau de subjetividade.

Recomendações de manutenção:

- Nos reservatórios com fundo revestido de concreto, ou que tenham usos secundários, estes devem receber limpeza (com utilização de água) a cada evento;
- Reconstruir os pontos onde o talude sofreu erosão, bem como repor a grama, isto previamente ao início da época de chuvas;
- Remover a vegetação alta do leito do reservatório no mínimo 2 vezes ao ano;
- Limpar as grades e tomadas d'água em todas as visitas de inspeção;

- Caso a bacia seja instrumentada para monitoramento, os instrumentos devem ser mantidos limpos, limpeza esta que deve ser realizada em todas as visitas de inspeção;
- Manter a área livre de resíduos sólidos por razões estéticas ,e para evitar que sejam carreados pela água. A limpeza deve ser realizada com a mesma frequência que as vias próximas tem;

10.2.2 Bacias de Retenção

Observações:

A garantia do funcionamento adequado do dispositivo de controle do escoamento superficial de águas pluviais depende da manutenção preventiva que é realizada.

As recomendações de manutenção apresentadas neste manual são, em sua maioria, advindas de trabalhos de monitoramento realizados em outros países, sendo que algumas adaptações podem ser necessárias, ao passo que o monitoramento indique isso ao decorrer da operação do dispositivo.

O monitoramento deve ser feito através de índices de desempenho. O objetivo do uso de índices é de padronizar a avaliação do funcionamento e estado dos dispositivos de controle, reduzindo, assim, o grau de subjetividade.

Recomendações de manutenção:

- Reconstruir os pontos onde o talude sofreu erosão, bem como repor a grama, isto previamente ao início da época de chuvas;
- Remover a vegetação flutuante do espelho d'água no mínimo 2 vezes ao ano;
- Cortar a vegetação alta junto as margens no mínimo 2 vezes ao ano;

- Limpar as grades, desarenadores e tomadas d'água em todas as visitas de inspeção;
- Esvaziar o reservatório e remover o sedimento do fundo quando este estiver ocupando 20% do volume original. O tempo para ocorrência disso é entre 5 e 10 anos;
- Caso a bacia seja instrumentada para monitoramento, os instrumentos devem ser mantidos limpos, limpeza esta que deve ser realizada em todas as visitas de inspeção;

11 ESTRATÉGIAS PARA VALORIZAÇÃO DOS RIOS URBANOS

11.1 Princípios

As estratégias que visam à valorização dos rios urbanos são ações de cunho multidisciplinar, que envolvem os atores de todas as esferas da gestão de drenagem urbana e as populações.

Nos estágios iniciais da valorização dos rios urbanos deve-se ter especial dedicação na criação de ferramentas legais que regulem e fiscalizem as ações de valorização, e paralelamente à criação destas ferramentas é indispensável uma forte campanha de educação ambiental focada principalmente nas novas gerações de cidadãos que formarão uma sociedade mais consciente e co-responsável com a preservação dos rios urbanos.

As técnicas de valorização de cursos d'água urbanos são um tanto recentes, e foram implementadas muitas vezes de modo empírico ou experimental. Os resultados observados, que foram bem sucedidos, utilizaram combinações de técnicas como: renaturalização de cursos d'água, preservação de matas de galeria, controle da erosão, tratamento das águas pluviais, coleta de resíduos sólidos e educação ambiental.

11.2 Técnicas

11.2.1 Renaturalização de cursos d'água

Durante muito tempo uma das principais estratégias de drenagem urbana esteve orientada no sentido de retificar o leito dos rios e córregos, para que suas vazões fossem dirigidas para jusante pelo caminho mais curto e com maior velocidade de escoamento possível. A consequência imediata dos projetos baseados neste conceito é o aumento das inundações a jusante decorrentes da canalização dos cursos naturais. À medida que a precipitação ocorre, e a água não é infiltrada no solo, o

volume escoa pelos condutos do sistema de drenagem. A retificação de um córrego aumenta a velocidade das águas e o pico do hidrograma de jusante. Segundo Tucci *apud* Brocaneli & Stuermer (2008), países desenvolvidos verificaram que os custos de canalização eram muito altos e abandonaram esse tipo de solução no início dos anos 1970.

Diante da complexidade das questões de drenagem de municípios, surge a descanalização ou a renaturalização de rios e córregos como um sistema alternativo de macrodrenagem. Entende-se por renaturalização de rios o processo de trazer ao rio sua condição mais natural ou original possível.

A renaturalização dos rios e córregos permite não só o espriamento das águas pluviais remetidas ao sistema, mas também o amortecimento do pico do hidrograma de vazão, evitando ou reduzindo as inundações de forma natural.

A renaturalização dos córregos deve ser vista não somente como uma solução de drenagem urbana, mas também como uma grande oportunidade para o ressurgimento das águas na cidade, no que se refere à formação de um sistema de umidificação, refrigeração e áreas verdes urbanas aliadas ao lazer e ao turismo, a fim de proporcionar viabilidade econômica para a implantação e manutenção dessas áreas.

As linhas básicas da renaturalização de rios têm como objetivos:

- a) Recuperar os rios e córregos de modo a regenerar o mais próximo possível a biota natural, através de manejo regular ou de programas de renaturalização;
- b) Preservar áreas naturais de inundação e impedir quaisquer usos que inviabilizem tal função.

Estas idéias integram a concepção para a renaturalização de rios norteando os planos específicos de manutenção de cursos de água. Estes planos específicos, contendo propostas relativas à renaturalização de rios com manutenção de áreas inundáveis, devem ser inseridos no planejamento regional de recursos hídricos. Os

planos devem ser elaborados atendendo as peculiaridades de cada caso, de forma intersetorial, e articulando aos demais planos territoriais e programas regionais.

Para avaliar a situação dos rios e seu entorno, bem como, definir os objetivos específicos de recuperação, é preciso comparar a realidade atual com a situação ideal. Baseado no diagnóstico e na avaliação das necessidades de implantar o processo de renaturalização, considerando os usos e as restrições existentes, são definidos os objetivos específicos do trabalho, seguidos pelo planejamento das medidas necessárias para a sua implementação.

É fundamental o mapeamento da morfologia fluvial, caracterização do regime hidrológico e condições da qualidade da água, pois são fatores condicionantes para a manutenção dos ecossistemas aquáticos.

Os cursos de água podem ser considerados como sistemas naturais quando não poluídos, e quando tiverem a capacidade natural de modificar seu leito e curso sem interferências antrópicas. Esta capacidade consiste principalmente:

- Do fluxo contínuo das águas e do material transportado, bem como, da mobilidade e condições naturais do fundo do leito (dinâmica de fundo);
- Da mobilidade e condições naturais das margens (dinâmica das margens);
- Das condições naturais para inundação, relacionada ao uso adequado das baixadas inundáveis (dinâmica das zonas inundáveis).

Em áreas urbanas freqüentemente os rios tem intensos trechos retificados com leito e margens fortemente protegidos, havendo grande comprometimento das relações biológicas. As possibilidades de uma revalorização ecológica são limitadas, pois, o controle de enchentes e a necessidade de manter os níveis da água subterrânea são restrições inquestionáveis.

Através da cooperação de planejadores urbanos, engenheiros, biólogos e paisagistas, chega-se a soluções integrantes, incorporando a valorização ecológica. Os principais aspectos a serem considerados são:

- Acesso à água;
- Ampliação do leito do rio;
- Recuperação da continuidade do curso de água;
- Aplicação de técnicas da engenharia ambiental;
- O restabelecimento de faixas marginais de proteção e da mata ciliar;
- A reconstituição de estruturas morfológicas típicas no leito e nas margens como depósitos de seixos rolados;
- A promoção de biotas especiais;
- A propiciação de elementos favoráveis ao lazer.

Quanto mais áreas puderem ser restituídas ao sistema do rio, maiores serão as possibilidades de renaturalização. Estas áreas poderão ser transformadas em parques distritais, oferecendo melhores condições de vida à população local.

Fazem parte das restrições para a renaturalização os custos econômicos-financeiros e sociais. Contudo melhorias significativas podem ser obtidas através de técnicas da engenharia ambiental, tanto no leito do rio quanto nas suas margens. A renaturalização de rios não significa a volta a uma paisagem original não influenciada pelo homem, mas corresponde ao desenvolvimento sustentável dos rios e da paisagem em conformidade com as necessidades e conhecimentos contemporâneos.

Algumas práticas de engenharia ambiental, de impacto local, são apresentadas a seguir:

Pedras “quebra-corrente”: consiste no agrupamento de grandes pedras no leito do curso de água. Essas pedras dissipam a energia, melhorando o surgimento de canais com mais velocidade e proporcionando a formação de habitats. Os habitats incluem regiões com pequena turbulência, superfícies protegidas e correntezas que se desenvolvem no leito do rio, a jusante das pedras durante as vazões mais altas. Esta prática é utilizada em pequenos cursos de água ou canais que possuem contorno uniforme e pouca cobertura. Pode ser utilizado onde velocidades erosivas precisam

ser reduzidas, onde habitats precisam ser restabelecidos ou a estética do canal precisa ser melhorada.

Defletores: são escoras de pedras, toras ou gabiões que se projetam das margens para dentro do curso de água. Eles estabilizam bancos de areia diminuindo a velocidade da água próximo as margens e afastando a correnteza das margens dissipando assim energia. Os defletores também aumentam diversidade ao canal concentrando a correnteza e criando poças profundas. Alternadamente, defletores em canais retilíneos podem favorecer um padrão de meandramento com uma correnteza estreita e profunda. Dois defletores, espaçados frente a frente, podem resultar em um longo e profundo canal preferencial a jusante. Sua principal aplicabilidade se dá em pequenos cursos de água com margens suscetíveis a erosão.

Deposição de pedras de grandes dimensões: esta técnica é utilizada para promover a formação de substrato estável em canais que foram modificados ou estão altamente impactados. O substrato em pedras também provê habitat para insetos aquáticos e áreas de desova. Esta prática somente é válida em pequenos cursos de água nas situações em que o substrato em pedras é característico da região, porém por alguma razão não é mais encontrado. Pode ocorrer nos casos em que o suprimento de sedimentos foi interrompido devido à construção de uma barragem ou pela canalização de um trecho do rio a montante.

Canais com diferentes estágios: são cursos de água construídos que consistem em um canal estreito e profundo dentro de um canal mais largo. Os estágios correspondem a: a) um talvegue, para vazões de período de retorno de 1 a 5 anos; b) um leito de inundação. Seria uma alternativa às valas canalizadas e às galerias fechadas. Os canais devem ser projetados para satisfazer as necessidades de condutibilidade e ao mesmo tempo minimizar impactos ambientais e obter proveito da estabilidade natural da geometria do canal.

No canal do leito menor:

- O comprimento do canal do leito menor deve ser igual ao comprimento do leito original do canal fluvial;
- A capacidade do canal do leito menor deve ser aproximadamente 50% de uma chuva de 2 anos de período de retorno;
- Devem ser criados dispositivos para garantir a permanência de vazões, qualidade da água, melhoria de habitat, e interesse visual, incluindo meandros, pedras “quebra corrente”, piscinas naturais e bancos de areia;
- O leito deve ser suave, preferencialmente com revestimento distinto do concreto, sempre que possível mantendo interação do fundo com a superfície;
- Vertedores de pedra, meandros, pedras “quebra corrente” ou vegetação controla a velocidade do escoamento, sendo utilizados para reduzir a erosão;
- Deve ser minimizado o enrocamento do canal, se utilizado o enrocamento acima do nível normal, o mesmo deve ser coberto com terra e vegetado.

No canal do leito maior:

- É claro que a capacidade do canal é função do projeto de drenagem, entretanto, recomenda-se que a largura mínima do fundo deva ser pelo menos três vezes maior que a largura do topo do canal de leito menor;
- Deve ser promovido a vegetação natural no leito do canal maior de forma beneficiar a qualidade da água, estabilidade das margens e vida animal;
- Se possível variar a largura dos canais e a declividade dos taludes quando uma área for renivelada, deve ser adotada baixa declividade nos taludes de forma permitir o plantio de arbustos e árvores;

- Deve ser dada preferência, sempre que possível, em manter vegetação existente para propiciar a estabilidade dos taludes.

Obstáculos de pedra: são constituídos de valas preenchidas com pedras. Normalmente ocorrem erosão e alargamento dos canais devido à urbanização e à mudança do regime de vazões. O processo geralmente começa com a remoção do fundo do canal tornando-se profundo e entrincheirado. Esta condição é instável e erode sua margem. Todo processo pode levar muitos anos e causa uma quantidade significativa de poluição de sedimentos, degradação de habitat, dano a propriedades, etc.

Obstáculos de pedra devem ser considerados se a área de drenagem de canais naturais é modificada em função da urbanização, inclusive se há detenção.

Estabilização de bancos de areia: esta prática controla a erosão das margens através de materiais provenientes de vegetação. Ela provê proteção provisória das margens e introduz espécies de árvores capazes de estabelecer uma densa rede de raízes nos bancos de areia. O projeto da estabilização dos bancos de areia é adaptável e deve ser executado para ajustar diferentes necessidades de condutibilidade do canal. Espécies de plantas devem ser selecionadas para deitar durante vazões altas criando pequena resistência, ou espécies mais rígidas podem ser plantadas que serão mais capazes de dissipar energia e reduzir a velocidade da água.

Vertedores de pedra: são pequenas represas executadas com pedras de grandes dimensões, de forma que exista fendas entre as pedras. Eles são utilizados para direcionar a corrente, controlar a erosão, estreitar e aprofundar a correnteza e criar habitats.

11.2.2 Preservação das matas de galeria

A mata de galeria, também conhecida como mata ciliar, floresta ripária e mata de várzea é uma formação vegetal responsável por diversas funções ambientais. Dada

sua importância em relação aos aspectos quali-quantitativos dos cursos d'água, sua preservação é prevista em resolução normativa federal.

FUNÇÕES AMBIENTAIS

É possível elencar diversas funções ambientais das matas de galeria. Entretanto, no que se refere a zonas urbanas, destacam-se as seguintes funções: regularização de vazão, qualidade da água, assoreamento e erosão.

Regularização de vazão

As matas de galeria tem relevante função no regime hidrológico de uma bacia hidrográfica, pois elas favorecem a infiltração das águas de chuva recarregando os reservatórios subterrâneos, uma vez que criam obstáculos para o escoamento superficial da água.

A vazão dos cursos d'água nos períodos de estiagem é mantida principalmente pela água proveniente dos reservatórios subterrâneos, reserva esta que é muito prejudicada quando as matas de galeria são suprimidas.

A importância de se ter uma vazão regularizada é que ela mantém as condições necessárias para a conservação dos ecossistemas que dela dependem, além de manter a qualidade da água.

Qualidade da água

Na manutenção da qualidade da água podemos dizer que a mata de galeria funciona como uma espécie de filtro, retendo parte dos elementos potencialmente poluentes ao curso d'água. Esta filtragem se dá pelo processo de retenção física e biológica de sedimentos e nutrientes (LIMA & ZAKIA, 2000).

Em se tratando de zonas urbanas, tanto na água de lavagem das vias quanto nos sedimentos carreados, há poluentes como metais pesados, óleos e graxas, matéria orgânica, que são parcialmente retidos nas matas ciliares, evitando o aporte da totalidade dos mesmos ao curso d'água.

Assoreamento e erosão

O escoamento gerado por chuvas intensas carrega consigo quantidades significativas de solo em forma de sedimentos. É função da mata ciliar reter parte deste sedimento, além de fixar as margens. Além de não haver retenção da contribuição de sedimentos de outras partes da bacia, a ausência desta vegetação permite que as margens sejam erodidas, potencializando assim o assoreamento do curso d'água.

Em acréscimo ao prejuízo qualitativo causado pelo aporte de sedimentos, o assoreamento gera uma diminuição na capacidade hidráulica dos canais, contribuindo para a ocorrência de inundações.

RESOLUÇÕES NORMATIVAS

Devido às funções ambientais que a mata de galeria possui, ela foi considerada Área de Preservação Permanente – APP pelo Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA. Este, através da Resolução CONAMA 302/2002 (reservatórios) e da Resolução CONAMA 303/2002 (cursos d'água), regulamenta os limites mínimos de faixas de preservação adjacentes aos corpos d'água válidos para todo o território nacional. Estas resoluções corroboram para a valorização dos cursos d'água e estão apresentadas no Anexo V. A Figura 11.1 apresenta um resumo dos limites definidos para cursos d'água.

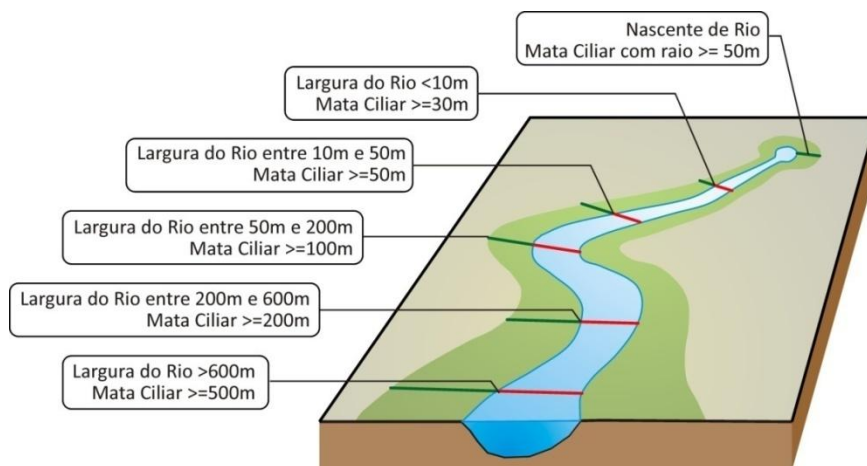


Figura 11.1. APP (Resolução CONAMA 303/2002).

11.2.3 Controle de erosão do solo

O fenômeno da erosão é relacionado à degradação do solo pela ação da chuva e do escoamento. Esses processos são agravados pela ação humana, através da alteração das características das condições naturais, seja pelo desmatamento, remoção de encostas, aumento das áreas impermeabilizadas, ou criação de caminhos preferenciais pela construção de vias de acesso.

As principais consequências da erosão são a perda do solo, o assoreamento das tubulações, galerias, rios e barragens, entre outros.

Os métodos de controle da erosão podem ser preventivos ou corretivos. Os métodos preventivos envolvem um trabalho de reconhecimento das características físicas de ocupação, uso e direcionamento das formas de ocupação. Isso pode ser obtido por um plano de uso dos solos, por uma legislação adequada, pela fiscalização do seu cumprimento e punição dos infratores. Os métodos corretivos envolvem a análise da situação atual da erosão e a concepção de um projeto para solucionar o problema.

Plano de uso do solo

A elaboração do plano de uso do solo é importante instrumento para o direcionamento do desenvolvimento da cidade, bem como para a elaboração de uma legislação adequada.

A ocupação desordenada deflagra processos erosivos que são comandados por diversos fatores naturais relacionados às características do clima, do relevo, do solo e da cobertura vegetal. A expansão de núcleos urbanos, respaldados em planejamento que considere as características do meio físico, é a linha mestra na prevenção de processos erosivos.

Para a elaboração do plano de uso do solo faz-se necessário o levantamento dos vetores de expansão da população, das características geomorfológicas (formas e dinâmica do relevo), geológicas (tipos de rocha, modos de ocorrência) e geotécnicas (características dos terrenos, propriedades dos solos e das rochas).

Controle da erosão urbana

O principal objetivo do controle da erosão urbana é manter a integridade física das cidades. Geralmente o fenômeno da erosão, logo que se inicia, é facilmente controlável, porém ao atingir proporções maiores, é de difícil solução.

Os métodos adotados para o controle da erosão variam de acordo com as necessidades de cada local. Os principais métodos envolvem desde manutenção de áreas permeáveis dentro dos lotes, coberturas com lona, sacos de areia, passando por microdrenagem e pavimentação.

Controle da erosão urbana na microdrenagem

A condução de águas superficiais nas áreas urbanizadas é conhecida como microdrenagem. A microdrenagem é importante no controle da erosão por evitar o escoamento direto sobre o solo.

O custo de implantação de um sistema de microdrenagem é proporcional ao volume de água a escoar, desta forma, é aconselhável que tanto os projetos residenciais e comerciais, quanto os equipamentos urbanos, maximizem as áreas vegetadas. Esta prática diminui o coeficiente de impermeabilização.

As águas captadas pela drenagem pluvial e pelas bocas de lobo são conduzidas à tubulação. Nas tubulações, para evitar erosão dos tubos, recomenda-se uma

velocidade máxima de 5m/s. Quando a inclinação é tal que o uso apenas de tubulação resulta em velocidades muito altas utilizam-se poços de queda.

Um dos grandes problemas na drenagem urbana é o carreamento de lixo e sedimentos para as sarjetas e bocas de lobo. Esses resíduos acabam por obstruir as entradas das tubulações. Por isso são adotados poços de visita, que permitem o acesso à tubulação em pontos estratégicos.

Controle da erosão urbana na macrodrenagem

A solução dos problemas de erosão, dentro do quadro urbano, passa pela execução do sistema de galerias pluviais e pavimentação. O maior problema é o lançamento das águas dos emissários no terreno natural. Apesar da construção de dissipadores de energia, após o lançamento, havendo declividade no terreno natural, e sendo o solo pouco resistente, o volume de água dá início ao processo erosivo, que inicia a jusante do lançamento e avança para montante com rapidez, destruindo o dissipador e o próprio emissário. A solução definitiva seria prolongar o emissário até um córrego ou talvegue que apresente estabilidade.

11.2.4 Controle da qualidade das águas pluviais

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

Os poluentes que ocorrem na área urbana variam muito, desde compostos orgânicos a metais altamente tóxicos. Os principais poluentes encontrados no escoamento superficial urbano são: sedimentos, nutrientes, substâncias que consomem oxigênio, metais pesados, hidrocarbonetos de petróleo, bactérias e vírus patogênicos.

A qualidade da água pluvial depende de vários fatores: limpeza urbana e sua frequência, da intensidade da precipitação e sua distribuição temporal e espacial, da época do ano e do tipo do uso da área urbana.

A poluição gerada pelo escoamento superficial da água em zonas urbanas é dita de origem difusa, uma vez que provém de atividades que depositam poluentes, de forma esparsa, sobre a área de contribuição da bacia hidrográfica.

O controle da poluição difusa deve ser feito através de ações sobre a bacia hidrográfica, de modo a se ter redução das cargas poluidoras antes do lançamento da drenagem no corpo receptor. A maior parte das medidas de controle da poluição prevê também a redução do volume total escoado, o que já é previsto pelo controle de enchentes, outras medidas incluem práticas como educação da população e cuidados gerais com a limpeza da cidade, enquanto outras baseiam-se em estruturas de controle, construídas para este fim.

Medidas não estruturais são aquelas relativas a programas de prevenção e controle da emissão dos poluentes. As medidas preventivas são as mais eficientes na relação benefício/custo, diminuindo a quantidade de poluentes depositados sobre superfícies urbanas ou diminuindo a probabilidade de poluentes entrarem em contato com o escoamento superficial. São medidas que incluem: planejamento urbano, educação ambiental quando a disposição adequada de lixo, resíduos tóxicos, ou mesmo dejetos de animais, programas de prevenção e controle de erosão nos locais de construção, varrição de ruas, controle de pontos potencialmente poluidores, como postos de combustíveis. Como se vê são medidas que requerem a participação da população e, para isso, é necessário haver programas de esclarecimentos e conscientização do público em geral.

Medidas estruturais são aquelas construídas para reduzir o volume e/ou remover os poluentes do escoamento. São medidas estruturais: a construção de bacias de retenção, a colocação de pavimento poroso, o uso de áreas ou canais

cobertos de vegetação para infiltração, obras de retenção de pavimentos nos locais em construção e criação de áreas alagadiças.

11.2.5 Remoção de resíduos sólidos

A produção de resíduos é a soma do total coletado nas residências, indústria e comércio, mais o total coletado nas ruas e o que chega à drenagem. Os dois primeiros volumes podem ser reciclados, diminuindo o volume para ser disposto no meio ambiente. Na medida em que os sistemas de coleta e limpeza urbana são ineficientes o volume de resíduos que chegam à drenagem aumenta, com consequência para a drenagem e meio ambiente. O impacto na drenagem é devido a obstrução ao escoamento e a degradação do meio ambiente.

O volume de resíduos sólidos que chega à drenagem depende da eficiência dos serviços urbanos e de fatores como os seguintes: frequência e cobertura da coleta de lixo, frequência da limpeza das ruas, reciclagem, forma de disposição do lixo pela população e a frequência da precipitação.

A composição dos resíduos totais que chegam à drenagem varia de acordo com o nível da urbanização entre sedimentos e lixo. Na última década houve um visível incremento de lixo urbano devido às embalagens plásticas que possuem baixa reciclagem. Os rios e todo sistema de drenagem ficam cheios de garrafas tipo pet, além das embalagens de plásticos de todo o tipo.

Neves *apud* Tucci (2007) caracterizou o tipo de sedimentos que chega à drenagem e o tipo de resíduo que sai da drenagem à jusante numa bacia de 1 km² em Porto Alegre. O autor observou que 70% do resíduo sólido fica na drenagem e deste volume 36% corresponde ao papel, que é diluído dentro da canalização. Portanto, resultam cerca de 34% que fica na drenagem.

As principais consequências dos resíduos sobre a drenagem são:

- Poluição dos sistemas hídricos: a grande maioria dos resíduos sólidos leva muito tempo para desaparecer na natureza e transporta poluentes agregados aos resíduos, que contaminam os sistemas hídricos;
- Aumento do custo de manutenção dos dispositivos hidráulicos como detenções e condutos, criando cenários indesejáveis na paisagem urbana;
- Limitado funcionamento da detenção: o risco do acúmulo de lixo na drenagem tem sido um dos principais problemas para o funcionamento dos dispositivos de detenções na drenagem urbana.
- Produção de resíduo sólido: obstrui o escoamento: o material sólido, além de reduzir a capacidade de escoamento, obstrui as detenções urbanas para o controle local do escoamento.
- Resíduo sólido no sistema de detenção: A medida que a bacia é urbanizada, e a densificação é consolidada, a produção de sedimentos pode reduzir, porém a produção de lixo aumenta. O lixo obstrui ainda mais a drenagem e cria condições ambientais ainda piores. Esse problema somente é minimizado com adequada frequência da coleta e educação da população com muitas pesadas.
- Problemas de manutenção: podem ocorrer vários problemas de escoamento em função da falta de limpeza do sistema de drenagem e de projetos inadequados que não consideram ao assoreamento em seções muito largas.

11.2.6 Educação ambiental

Boa parte das cidades nasceu às margens de algum rio ou lago, que era utilizado para abastecimento de água, suprimento de alimentos, para transporte, e suas margens eram áreas de lazer. Mesmo sendo vitais, os rios não foram poupados

da poluição (doméstica e industrial), e regiões de vale se prestavam para a criação a grandes avenidas ou ocupações irregulares.

Ao passar do tempo os cursos d'água passaram a figurar como ambientes insalubres, fazendo com que a população criasse uma péssima imagem deles, e desse cada vez menos valor, e por vezes sendo contrário a qualquer investimento em medidas de recuperação.

Por essas razões, a necessidade de iniciarmos um processo de educação ambiental voltado para o uso e convívio responsável e consciente para com nossos recursos hídricos é imediata e deve ser implementado o quanto antes. Além da tradicional educação de nossas crianças e de aproveitar a incrível capacidade multiplicadora delas; devemos também promover a educação ambiental para agricultores, empresários e habitantes das regiões urbanas. Como recurso extremamente necessário, a água deve ser tratada como riqueza e deve-se despertar a consciência para a importância de conservá-la.

Também, deve-se fomentar a mobilização da sociedade e consolidar a idéia da cidadania participativa ou da cidadania ecológica. Esse fomento só será possível se as escolas, o Estado e toda a sociedade civil participarem com empenho dos programas de educação ambiental. Divulgando, patrocinando e incentivando a criação dessa cultura e dos projetos educacionais.

A formação de educadores ambientais é uma etapa fundamental para implementação de programas de educação ambiental, juntamente com a continuidade e abrangência.

De modo geral, os tópicos principais a serem abordados no processo educativo são:

- Ciclo hidrológico;
- Bacia hidrográfica, rios, lagos, etc.;
- Ecossistemas aquáticos;
- Fontes e tipos de poluição;

- Doenças de veiculação hídrica;
- Tratamento de esgoto;
- Resíduos sólidos: disposição e reciclagem;
- Uso racional da água;
- Preservação das matas e florestas.

12 EQUIPE TÉCNICA E DE APOIO

12.1 Governo do Distrito Federal – GDF

Governador: José Roberto Arruda

12.2 Secretaria de Estado de Obras

Secretário de Obras: Márcio Machado

Secretário Adjunto: Jaime Alarcão

Subsecretário de projetos de engenharia: Dalmo Rebello Silveira

Subsecretário de acompanhamento, controle e fiscalização de obras: Mauricio Canovas Segura

Subsecretária de gerenciamento de programas de obras: Renilda Teixeira Vieira Toscanelli

Diretoria da Unidade de Administração Geral - UAG: Paulo Olivieri

Assessoria Jurídica: Henrique Bernardes

12.3 Equipe de coordenação e apoio da contratante

Secretaria de Estado de Obras: Edson José Vieira, Patrícia Marc Cristianne de Menezes Milhomem

ADASA: Paulo Guimarães Júnior, Carlos Francisco Pena Ribeiro

NOVACAP: Vanessa Figueiredo M. de Freitas, Cláudio Márcio Lopes Siqueira

12.4 Concremat Engenharia

Coordenador: Celso S. Queiroz

Especialista em Drenagem Urbana: Daniel G. Allasia P.

Especialista em Meio Ambiente: Lidiane Souza Gonçalves

Especialista em Meio Ambiente: Antônio Cosme D'Elia

Especialista em Geologia e Geotécnica: Elidiane Oliveira Martins

Especialista em Geologia e Geotécnica: Hiromiti Nakao

Especialista em Planejamento da Drenagem: Carlos Tucci

Especialista em Recursos Hídricos: José Carlos Rosa

Especialista em Planejamento: André Bragança

Gerenciamento Administrativo: Guaracy Klein

Apoio Administrativo: Gontran Thiago Tibery Lima Maluf

13 BIBLIOGRAFIA

ACIOLI, L. A. *Estudo experimental de pavimentos permeáveis para o controle do escoamento superficial na fonte*. Porto Alegre. Dissertação - Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2005.

ALVAREZ, C., SANCHEZ O., J. *Estudo Hidrológico da Urbanização da bacia do Córrego Dilúvio: relatório final*. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas - UFRGS. 1979.

ARAÚJO, P. R. *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. 2000.

ASCE. *Design and Construction of sanitary and storm sewers*. New York (Manuals and Reports of Engineering Practice, 37). 1969.

ASCE. *Stormwater Detention Outlet Control Structures*. Task Comitee on the Design of Outlet Structures. American Society of Civil Engineers, New York. 1985.

ASCE. *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. 1992.

AZZOUT, Y.; BARRAUD, S.; CRES, F. N.; ALFAKIH, E; *Techniques alternatives en assainissement pluvial: choix, conception, realization et entretien*. Paris: Lavoisier, 372p. 1994.

BEMFICA, D.C. *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. 1999.

BINDER, W.; 1998; Rios e Córregos, Preservar – Conservar – Renaturalizar A recuperação de Rios, Possibilidades e Limites da Engenharia Ambiental; Rio de Janeiro: SEMADS

BROCANELI, P. F., STUERMER, M. M.; 2008; Renaturalização de rios e córregos no município de São Paulo; *Exacta*, São Paulo, v. 6, n. 1, p. 147-156, jan./jun. 2008

CAMPANA, N. A., TUCCI, C. E. M. Estimativa da área impermeável de macro-bacias urbanas. *Revista Brasileira de Engenharia*. Vol. 12. N 2. (Dez 1994). p 79 - 94. 1994.

CAPUTO, H. P. *Mecânica dos solos e suas aplicações*. vol. 1. 2.ed. Ao livro técnico. Rio de Janeiro. 1969.

CEMAGREF (Coordenação – Degoutte, G.). *Petits Barrages – Recommendations pour la conception, la réalisation et el suivi*. França: Cemagref Editions, 173p., 1997.

CHOW, V. T. *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill – Civil Engineering Series. 680p. 1959.

CIRIA. *Infiltration drainage - Manual of good practice*. Roger Bettes Bsc PhD MCIWEM. CIRIA Report 156. 1996.

CRUZ, M. A. S. *Controle do escoamento com retenção em lotes urbanos*, dissertação de mestrado do programa de pós-graduação em Engenharia de Recursos hídricos do IPH/UFRGS, 140p. 1998.

CUNGE, J.A. On the Subject of Flood Propagation Computation Method (Muskingun Method). *Journal of Hydraulic Research*, Delft V7, N. 2, p205-230. 1969.

DAEE/CETESB. *Drenagem Urbana*. 2ª ed. São Paulo. 1980.

DAWDY, D.R. Knowledge of sedimentation in urban environments. *Journal of the Hydraulic Division*. ASCE. v.93, Ser. HY, n.6, p. 235-245, Nov. 1967.

DEP/PMPA. *Caderno de Encargos*. Porto Alegre: Prefeitura Municipal. 1992.

DIAZ, O. B. P. *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. 1987.

FUJITA, S. 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. 1984.

FUJITA, S. Stormwater goes to ground as Japan chooses infiltration. *Water Quality International*. London, n.3, p. 18-19. 1993.

GALERANI, C; CHAVES, E. ; FILHO, J. M.; SANTOS, L.; SILVA, P.; 1995; Controle da erosão urbana: em Drenagem Urbana / organizado por Tucci, C. E .M; Porto, R. L. L.; Barros, M. T.; Coleção ABRH de Recursos Hídricos; v. 5; Porto Alegre; ABRH/Editora da Universidade/UFRGS

GENZ, F. *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. 1994.

GOLDENFUM. J.A., CAMANO SCHETTINI, E.B., SILVESTRINI, J.H. *Chuvas intensas em Porto Alegre determinação de curvas i-d-f*. Porto Alegre : Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS, 1990. 26 f. 1990.

HOGLAND, W.; NIEMCZYNOWICZ, J. 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). 1986.

HOLMSTRAND, O. 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. 1984.

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. *Hydrology for Urban Planning - A Guide Book on the Hydrologic Effects on Urban Land Use*. USGS circ. 554, 18p. 1968.

LIMA, W.P. & M.J.B. ZAKIA, 2000. Hidrologia de matas ciliares. In: *Matas Ciliares Conservação e Recuperação*. Rodrigues & Leitão Filho (Eds.). EDUSP/FAPESP: 33-44,

MAIDMENT, D.R. (ed.). *Handbook of Hydrology*. New York: McGraw-Hill. 1993.

MECKLENBURG, D.; 1996; *Rainwater and Land Development: Ohio's Standards for Stormwater Management Land Development and Urban Stream Protection*; Ohio Department of Natural Resources

MENEGAT, R. (org.); PORTO, M.L.; CARRARO, C.C.; FERNANDES, L.A.D. *Atlas Ambiental de Porto Alegre*. Ed. Universidade/UFRGS. Porto Alegre, RS. 1998.

MOLLE; FRANCOIS. *Manual do Pequeno Açude*. SUDENE – Recife, PE. 521p. 1992.

NEVILLE, A. M. *Properties of Concret*. (Português). *Propriedades do Concreto*. São Paulo: PINI. XVI, 738p. IL. 1982.

NEVES, E. T. *Curso de Hidráulica*. 6 ed. Globo. Porto Alegre – RS. 1979.

PFAFSTETTER, O. *Chuvas intensas no Brasil: relação entre precipitação, duração e frequência de chuvas em 98 postos com pluviógrafos*. [Rio de Janeiro]: Dnocs, 1957. 419p. 1957.

PORTO, R. M. *Hidráulica básica*. 2 ed. EESC USP. Projeto Reenge. São Carlos-SP. 2001.

PORTO, M. F. A.; 1995; *Aspectos qualitativos do escoamento superficial em áreas urbanas: em Drenagem Urbana / organizado por Tucci, C. E .M; Porto, R. L. L.; Barros, M. T.; Coleção ABRH de Recursos Hídricos; v. 5; Porto Alegre; ABRH/Editora da Universidade/UFRGS*

SANCHEZ, J. E. *Fundamentos de Hidrologia*. 2ª edição revisada e atualizada. 346p. 2000.

SCHUELLER, T. *Controlling Urban Runoff : A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs*. 1987.

SCS. Soil Conservation Service. *Engineering Handbook: section 4 Hydrology*. Washington: U.S. Department of Agriculture Supplement A. 1957.

SCS. Soil Conservation Service. *Urban Hydrology for Small Watersheds*. Washington: U.S. Dept. Agr. (Technical Release, 55). 1975.

SCS. Soil Conservation Service. *Hydrology nº 4 – Time of concentration*. NENTC Chester – Pennsylvania U.S. Dept. Agr. (Technical Note). 1986.

SILVEIRA, A.L.L. *Contribution a l'etude hydrologique d'un bassin semi-urbanise dans le bresil subtropical : bassin de l'córrego diluvio a Porto Alegre .* Universite Montpellier II. Montpellier, Fr. Tese (Doutorado). 1996.

SILVEIRA, A. L. L. *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. 1997.

SILVEIRA, A. L. L. *Hidrologia urbana no Brasil*. In: *Avaliação e controle da drenagem urbana*. Porto Alegre: Ed. Da Universidade. P. 511-525. 2000.

SIMÕES LOPES, M. O.; SANCHEZ, J. E. O. *Avaliação do impacto hidrológico causado pela urbanização de uma bacia*. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. vol. 1 e 2, ca.20 f. 1986.

Simons, B. D., V. M. Ponce, R. M. Li, Y. H. Chen, J. Gessler, T. J. Ward, and N. Duong. 1977. *Flood Flows, Stages and Damages*. Engineering Research Center, Colorado State University, Ft. Collins.

TASSI, R. *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. 2002.

TUCCI, C. E. M., ORDONEZ, J. S., SIMÕES, M. L. Modelo matemático precipitação-vazão IPH II Alguns resultados. *Anais*. IV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. ABRH. Fortaleza, CE. 1981.

TUCCI, C. E. M. (org). *Hidrologia Ciência e Aplicação* Edusp Editora da UFRGS 952p. 1993.

TUCCI, C. E. M. *Modelos Hidrológicos*. Ed. da Universidade/UFRGS/ABRH. Porto Alegre. 669p. 1998.

TUCCI, C. E. M. *Inundações Urbanas* Ed. ABRH/RHAMA. Porto Alegre. 393p. 2007.

URBONAS, B.; STAHR, P. *Stormwater Best Management Practices and Detention*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey. 450p. 1993.

USBR *Design of small dams*. Washington: US Department of Interior, Bureau of Reclamation, Water Resources Technical, 3ª edição, 904p. 1987.

WILKEN, P.S. *Engenharia de drenagem superficial*. São Paulo: CETESB, 477p. 1978.

ANEXOS

Anexo I

Glossário

Área impermeável: superfícies impermeáveis tais como pavimentos ou telhados, que evitam a infiltração da água no solo.

Agregado: termo para a pedra ou brita necessários ao preenchimento de estruturas de infiltração como trincheiras e pavimentos porosos;

Alagamento: evento caracterizado pelo acúmulo de água decorrente da ausência ou precariedade da drenagem;

Assoreamento: amontoamento de terras nos leitos de córregos, rios, em reservatórios e no interior dos condutos;

Best Management Practice (BMP): conjunto de estruturas que temporariamente armazenam ou tratam o escoamento pluvial urbano buscando reduzir enchentes, remover poluentes, e outras melhorias.

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

Canal: espaço subterrâneo ou aberto destinado à passagem de água;

Canalização: redes de esgoto compostas por canos, galerias fechadas ou abertas ou simplesmente valos a céu aberto;

Casa de Bombas: edificações onde são instalados equipamentos elétricos e mecânicos destinados a elevar o nível das águas ou então pressioná-las num determinado sentido;

Comporta: elemento do tipo porta ou tapume que impede a passagem das águas;

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

Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO): a quantidade de oxigênio consumida durante a oxidação bioquímica da matéria sobre um período de tempo específico;

Demanda Química de Oxigênio (DQO): um teste de monitoramento que mede a matéria oxidável encontrada em uma amostra de escoamento, uma porção do que poderia consumir o oxigênio dissolvido nos corpos hídricos receptores;

Dique: palavra aportuguesada que designa barreira que impede a passagem das águas;

Drenagem: retirada das águas;

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

Filtro de geotêxtil: filtro de porosidade relativamente baixa utilizado para permitir a passagem da água segurando sedimentos, prevenindo o comprometimento das BMPs de infiltração.

First flush: a primeira porção do escoamento pluvial que traz consigo a maior porção de poluentes.

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

Hidrograma: um gráfico mostrando a variação da vazão com o tempo em um ponto de interesse.

Infiltração: movimento de passagem da água da superfície para o subsolo, expressa em geral em mm/h ou cm/dia.

Inundação: ocorre quando o rio sai do seu leito menor, atingindo a várzea;

Montante: se refere a uma localização rio acima com relação a uma seção de referência;

Jusante: se refere a uma localização rio abaixo com relação a uma seção de referência;

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

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

Pôlder: palavra aportuguesada que designa região que é (ou será) protegida contra inundações após a implantação de medidas;

Precipitação de projeto: um evento de chuva de duração e período de retorno específicos, que é utilizado para calcular o volume escoado e a vazão máxima com fins de projeto.

Probabilidade de enchente: geralmente a probabilidade de uma enchente se refere a ao risco que a mesma seja atingida ou superada num ano qualquer. Quando a definição se refere a outros condicionantes geralmente o mesmo é expresso. Por exemplo a probabilidade que um evento seja superado nos próximos 5 anos;

Reservatório de detenção: estrutura para o armazenamento temporário do escoamento pluvial utilizada para controlar os valores de vazões máximas e promover a deposição de sedimentos por gravidade, mantido seco na maior parte do tempo;

Reservatório de retenção: estrutura para o armazenamento temporário do escoamento pluvial utilizada para controlar os valores de vazões máximas e melhoria da qualidade da água. Mantém uma lâmina de água permanente em seu interior.

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

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

Tempo de retorno: é o tempo, em média, que um evento se repetirá. Usualmente definido em anos;

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

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

Vazão de pico: valor máximo instantâneo de vazão durante um evento.

Volume morto: a porção de um reservatório ou estrutura de infiltração que está abaixo da altura de posicionamento da estrutura de saída inferior.

Anexo II

Legislação de Drenagem Urbana

Proposta de Lei

Legislação de controle dos impactos da drenagem urbana nos novos empreendimentos na drenagem pluvial pública.

Capítulo 1 Quantidade de água

Art. 1º Toda ocupação que resulte em superfície impermeável, deverá possuir uma vazão máxima específica de saída para a rede pública de pluviais igual a 24,4 l/(s.ha).

§ 1º A vazão máxima de saída é calculada multiplicando a vazão específica pela área total do terreno.

§ 2º A água precipitada sobre o terreno não pode ser drenada diretamente para ruas, sarjetas e/ou redes de drenagem excetuando o previsto no § 3º deste artigo.

§ 3º As áreas de recuo mantidas como áreas verdes poderão ser drenadas diretamente para o sistema de drenagem.

§ 4º. Para terrenos com área inferior a 600 m² e para habitação unifamiliar, a limitação de vazão referida no caput deste artigo poderá ser desconsiderada a critério da Novacap.

Art. 2º Todo parcelamento do solo deverá prever na sua implantação o limite de vazão máxima específica, disposto no Art. 1º deste decreto.

Art. 3º A manutenção das condições de pré-ocupação no lote ou no parcelamento do solo devem ser apresentados a Novacap através de estudo hidrológico específico.

§1º Quando o controle adotado pelo empreendedor for reservatório e a área for inferior a 100 hectares e o volume necessário do reservatório pode ser determinado através de:

$$v = 4,71 AI$$

onde v é o volume por unidade de área de terreno em m³/hectare e AI é a área impermeável do terreno em %.

§ 2º A manutenção da vazão de pré-ocupação para áreas superiores a 100 hectares deve ser determinada através de estudo hidrológico específico, com precipitação de projeto com probabilidade de 1(uma) em 10 (vezes) em qualquer ano (Tempo de retorno = 10 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):

- Aplicação de pavimentos permeáveis (blocos vazados com preenchimento de areia ou grama, asfalto poroso, concreto poroso) – reduzir em 60% a área que utiliza estes pavimentos;
- Desconexão das calhas de telhado para superfícies permeáveis com drenagem – reduzir em 40% a área de telhado drenada;
- Desconexão das calhas de telhado para superfícies permeáveis sem drenagem – reduzir em 80% a área de telhado drenada;
- Aplicação de trincheiras de infiltração – reduzir em 80% as áreas drenadas para as trincheiras.

§ 4º A aplicação das estruturas listadas no § 3º estará sujeita a autorização da Novacap, 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 Diretor de Brasília.

Art. 4º Após a aprovação do projeto de drenagem pluvial da edificação ou do parcelamento por parte da Novacap, é vedada qualquer impermeabilização adicional de superfície.

§ *Único*: A impermeabilização poderá ser realizada se houver retenção do volume adicional gerado de acordo com a equação do Art. 3º §1º.

Art. 5º A falta de manutenção dos dispositivos de controle do escoamento superficial que produza o aumento do escoamento para jusante to empreendimento está sujeito a penalidade Novacap correspondente a no mínimo ao custo dos serviços de manutenção.

Capítulo 2 **Qualidade da Água**

Art. 6º O projeto de parcelamento ou loteamento de prever na sua drenagem a redução de 80% dos sólidos totais gerados na área desenvolvida.

§ *Único* A NOVACAP poderá exigir um controle superior ao deste artigo para áreas específicas a seu critério.

Art. 7º Os projeto de controle dos sólidos totais deve se basear nos critérios técnicos descritos no manual de drenagem urbana aprovados pela NOVACAP.

Capítulo 3 **Erosão e sedimentação**

Art. 8º A velocidade do escoamento a jusante de qualquer obra de drenagem executada no Distrito Federal não poderá aumentar em relação à condição existente.

§ 1º O aumento de velocidade inevitável de um projeto hidráulico deverá ser reduzido por outro dispositivo compondo o mesmo projeto.

§ 2º O aumento de velocidade somente poderá ser admitido quando demonstrado tecnicamente e aprovado pela NOVACAP que qualquer trecho de jusante tem condições de resistir ao aumento de velocidade.

Art. 9º Os projetos de drenagem e controle da erosão e sedimentação urbana devem se basear nos critérios técnicos descritos no manual de drenagem urbana e aprovados pela NOVACAP.

Capítulo 4 **Dispositivos finais**

Art. 10 Os casos omissos no presente decreto deverão ser objeto de análise técnica da NOVACAP.

Art. 11 O manual de drenagem urbana que orientará os projetos deverá ser aprovado pela ADASA e publicado pela NOVACAP.

Art. 12 Esta legislação entrará em vigor na data de sua publicação, revogadas as disposições em contrário.

Anexo III

Tabela de rugosidade

Valores do coeficiente de rugosidade de Manning

Características	n
Canais retilíneos com grama de até 15 cm de altura	0,30 - 0,40
Canais retilíneos com capins de até 30 cm de altura	0,30 - 0,060
Galerias de concreto	
Pré-moldado com bom acabamento	0,011 - 0,014
Moldado no local com formas metálicas simples	0,012 - 0,014
Moldado no local com formas de madeira	0,015 - 0,020
Sarjetas	
Asfalto suave	0,013
Asfalto rugoso	0,016
Concreto suave com pavimento de asfalto	0,014
Concreto rugoso com pavimento de asfalto	0,015
Pavimento de concreto	0,014 - 0,016
Pedras	0,016

Anexo IV
Fator hidráulico de dimensionamento hidráulico de galerias
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 V

Resoluções CONAMA

RESOLUÇÃO CONAMA Nº 302, DE 20 DE MARÇO DE 2002

Dispõe sobre os parâmetros, definições e limites de Áreas de Preservação Permanente de reservatórios artificiais e o regime de uso do entorno.

O CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE-CONAMA, no uso das competências que lhe são conferidas pela Lei nº 6.938, de 31 de agosto de 1981, regulamentada pelo Decreto 99.274, de 6 de junho de 1990, e tendo em vista o disposto nas Leis nos 4.771, de 15 de setembro de 1965, 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e no seu Regimento Interno, e

Considerando que a função sócio-ambiental da propriedade prevista nos arts. 5º, inciso XXIII, 170, inciso VI, 182, § 2º, 186, inciso II e 225 da Constituição, os princípios da prevenção, da precaução e do poluidor-pagador;

Considerando a necessidade de regulamentar o art. 2º da Lei nº 4.771, de 1965, no que concerne às áreas de preservação permanente no entorno dos reservatórios artificiais;

Considerando as responsabilidades assumidas pelo Brasil por força da Convenção da Biodiversidade, de 1992, da Convenção de Ramsar, de 1971 e da Convenção de Washington, de 1940, bem como os compromissos derivados da Declaração do Rio de Janeiro, de 1992;

Considerando que as Áreas de Preservação Permanente e outros espaços territoriais especialmente protegidos, como instrumento de relevante interesse ambiental, integram o desenvolvimento sustentável, objetivo das presentes e futuras gerações;

Considerando a função ambiental das Áreas de Preservação Permanente de preservar os recursos hídricos, a paisagem, a estabilidade geológica, a biodiversidade, o fluxo gênico de fauna e flora, proteger o solo e assegurar o bem estar das populações humanas, resolve:

Art. 1º Constitui objeto da presente Resolução o estabelecimento de parâmetros, definições e limites para as Áreas de Preservação Permanente de reservatório artificial e a instituição da elaboração obrigatória de plano ambiental de conservação e uso do seu entorno.

Art. 2º Para efeito desta Resolução são adotadas as seguintes definições:

I - Reservatório artificial: acumulação não natural de água destinada a quaisquer de seus múltiplos usos;

II - Área de Preservação Permanente: a área marginal ao redor do reservatório artificial e suas ilhas, com a função ambiental de preservar os recursos hídricos, a paisagem, a estabilidade geológica, a biodiversidade, o fluxo gênico de fauna e flora, proteger o solo e assegurar o bem estar das populações humanas;

III - Plano Ambiental de Conservação e Uso do Entorno de Reservatório Artificial: conjunto de diretrizes e proposições com o objetivo de disciplinar a conservação, recuperação, o uso e ocupação do entorno do reservatório artificial, respeitados os parâmetros estabelecidos nesta Resolução e em outras normas aplicáveis;

IV - Nível Máximo Normal: é a cota máxima normal de operação do reservatório;

V - Área Urbana Consolidada: aquela que atende aos seguintes critérios:

a) definição legal pelo poder público;

b) existência de, no mínimo, quatro dos seguintes equipamentos de infraestrutura urbana:

1. malha viária com canalização de águas pluviais,
2. rede de abastecimento de água;
3. rede de esgoto;
4. distribuição de energia elétrica e iluminação pública;
5. recolhimento de resíduos sólidos urbanos;
6. tratamento de resíduos sólidos urbanos; e

c) densidade demográfica superior a cinco mil habitantes por km².

Art 3º Constitui Área de Preservação Permanente a área com largura mínima, em projeção horizontal, no entorno dos reservatórios artificiais, medida a partir do nível máximo normal de:

I - trinta metros para os reservatórios artificiais situados em áreas urbanas consolidadas e cem metros para áreas rurais;

II - quinze metros, no mínimo, para os reservatórios artificiais de geração de energia elétrica com até dez hectares, sem prejuízo da compensação ambiental.

III - quinze metros, no mínimo, para reservatórios artificiais não utilizados em abastecimento público ou geração de energia elétrica, com até vinte hectares de superfície e localizados em área rural.

§ 1º Os limites da Área de Preservação Permanente, previstos no inciso I, poderão ser ampliados ou reduzidos, observando-se o patamar mínimo de trinta

metros, conforme estabelecido no licenciamento ambiental e no plano de recursos hídricos da bacia onde o reservatório se insere, se houver.

§ 2º Os limites da Área de Preservação Permanente, previstos no inciso II, somente poderão ser ampliados, conforme estabelecido no licenciamento ambiental, e, quando houver, de acordo com o plano de recursos hídricos da bacia onde o reservatório se insere.

§ 3º A redução do limite da Área de Preservação Permanente, prevista no § 1º deste artigo não se aplica às áreas de ocorrência original da floresta ombrófila densa - porção amazônica, inclusive os cerradões e aos reservatórios artificiais utilizados para fins de abastecimento público.

§ 4º A ampliação ou redução do limite das Áreas de Preservação Permanente, a que se refere o § 1º, deverá ser estabelecida considerando, no mínimo, os seguintes critérios:

I - características ambientais da bacia hidrográfica;

II - geologia, geomorfologia, hidrogeologia e fisiografia da bacia hidrográfica;

III - tipologia vegetal;

IV - representatividade ecológica da área no bioma presente dentro da bacia hidrográfica em que está inserido, notadamente a existência de espécie ameaçada de extinção e a importância da área como corredor de biodiversidade;

V - finalidade do uso da água;

VI - uso e ocupação do solo no entorno;

VII - o impacto ambiental causado pela implantação do reservatório e no entorno da Área de Preservação Permanente até a faixa de cem metros.

§ 5º Na hipótese de redução, a ocupação urbana, mesmo com parcelamento do solo através de loteamento ou subdivisão em partes ideais, dentre outros mecanismos, não poderá exceder a dez por cento dessa área, ressalvadas as benfeitorias existentes na área urbana consolidada, à época da solicitação da licença prévia ambiental.

§ 6º Não se aplicam as disposições deste artigo às acumulações artificiais de água, inferiores a cinco hectares de superfície, desde que não resultantes do barramento ou represamento de cursos d'água e não localizadas em Área de Preservação Permanente, à exceção daquelas destinadas ao abastecimento público.

Art. 4º O empreendedor, no âmbito do procedimento de licenciamento ambiental, deve elaborar o plano ambiental de conservação e uso do entorno de reservatório artificial em conformidade com o termo de

referência expedido pelo órgão ambiental competente, para os reservatórios artificiais destinados à geração de energia e abastecimento público.

§ 1º Cabe ao órgão ambiental competente aprovar o plano ambiental de conservação e uso do entorno dos reservatórios artificiais, considerando o plano de recursos hídricos, quando houver, sem prejuízo do procedimento de licenciamento ambiental.

§ 2º A aprovação do plano ambiental de conservação e uso do entorno dos reservatórios artificiais deverá ser precedida da realização de consulta pública, sob pena de nulidade do ato administrativo, na forma da Resolução CONAMA nº 09, de 3 de dezembro de 1987, naquilo que for aplicável, informando-se ao Ministério Público com antecedência de trinta dias da respectiva data.

§ 3º Na análise do plano ambiental de conservação e uso de que trata este artigo, será ouvido o respectivo comitê de bacia hidrográfica, quando houver.

§ 4º O plano ambiental de conservação e uso poderá indicar áreas para implantação de pólos turísticos e lazer no entorno do reservatório artificial, que não poderão exceder a dez por cento da área total do seu entorno.

§ 5º As áreas previstas no parágrafo anterior somente poderão ser ocupadas respeitadas a legislação municipal, estadual e federal, e desde que a ocupação esteja devidamente licenciada pelo órgão ambiental competente.

Art. 5º Aos empreendimentos objeto de processo de privatização, até a data de publicação desta Resolução, aplicam-se às exigências ambientais vigentes à época da privatização, inclusive os cem metros mínimos de Área de Preservação Permanente.

Parágrafo único. Aos empreendimentos que dispõem de licença de operação aplicam-se as exigências nela contidas.

Art. 6º Esta Resolução entra em vigor na data de sua publicação, incidindo, inclusive, sobre os processos de licenciamento ambiental em andamento.

RESOLUÇÃO CONAMA Nº 303, DE 20 DE MARÇO DE 2002

Dispõe sobre parâmetros, definições e limites de Áreas de Preservação Permanente.

O CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE-CONAMA, no uso das competências que lhe são conferidas pela Lei nº 6.938, de 31 de agosto de 1981, regulamentada pelo Decreto nº 99.274, de 6 de junho de 1990, e tendo em vista o disposto nas Leis nos 4.771, de 15 de setembro de 1965, 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e o seu Regimento Interno, e

Considerando a função sócio-ambiental da propriedade prevista nos arts. 5º, inciso XXIII, 170, inciso VI, 182, § 2º, 186, inciso II e 225 da Constituição e os princípios da prevenção, da precaução e do poluidor-pagador;

Considerando a necessidade de regulamentar o art. 2º da Lei nº 4.771, de 15 de setembro de 1965, no que concerne às Áreas de Preservação Permanente;

Considerando as responsabilidades assumidas pelo Brasil por força da Convenção da Biodiversidade, de 1992, da Convenção Ramsar, de 1971 e da Convenção de Washington, de 1940, bem como os compromissos derivados da Declaração do Rio de Janeiro, de 1992;

Considerando que as Áreas de Preservação Permanente e outros espaços territoriais especialmente protegidos, como instrumentos de relevante interesse ambiental, integram o desenvolvimento sustentável, objetivo das presentes e futuras gerações, resolve:

Art. 1º Constitui objeto da presente Resolução o estabelecimento de parâmetros, definições e limites referentes às Áreas de Preservação Permanente.

Art. 2º Para os efeitos desta Resolução, são adotadas as seguintes definições:

I - nível mais alto: nível alcançado por ocasião da cheia sazonal do curso d'água perene ou intermitente;

II - nascente ou olho d'água: local onde aflora naturalmente, mesmo que de forma intermitente, a água subterrânea;

III - vereda: espaço brejoso ou encharcado, que contém nascentes ou cabeceiras de cursos d'água, onde há ocorrência de solos hidromórficos, caracterizado predominantemente por renques de buritis do brejo (*Mauritia flexuosa*) e outras formas de vegetação típica;

IV - morro: elevação do terreno com cota do topo em relação a base entre cinquenta e trezentos metros e encostas com declividade superior a trinta por cento (aproximadamente dezessete graus) na linha de maior declividade;

V - montanha: elevação do terreno com cota em relação a base superior a trezentos metros;

VI - base de morro ou montanha: plano horizontal definido por planície ou superfície de lençol d'água adjacente ou, nos relevos ondulados, pela cota da depressão mais baixa ao seu redor;

VII - linha de cumeada: linha que une os pontos mais altos de uma seqüência de morros ou de montanhas, constituindo-se no divisor de águas;

VIII - restinga: depósito arenoso paralelo a linha da costa, de forma geralmente alongada, produzido por processos de sedimentação, onde se encontram diferentes comunidades que recebem influência marinha, também consideradas comunidades edáficas por dependerem mais da natureza do substrato do que do clima. A cobertura vegetal nas restingas ocorrem mosaico, e encontra-se em praias, cordões arenosos, dunas e depressões, apresentando, de acordo com o estágio sucessional, estrato herbáceo, arbustivos e abóreo, este último mais interiorizado;

IX - manguezal: ecossistema litorâneo que ocorre em terrenos baixos, sujeitos à ação das marés, formado por vasas lodosas recentes ou arenosas, às quais se associa, predominantemente, a vegetação natural conhecida como mangue, com influência flúvio-marinha, típica de solos limosos de regiões estuarinas e com dispersão descontínua ao longo da costa brasileira, entre os estados do Amapá e Santa Catarina;

X - duna: unidade geomorfológica de constituição predominante arenosa, com aparência de cômodo ou colina, produzida pela ação dos ventos, situada no litoral ou no interior do continente, podendo estar recoberta, ou não, por vegetação;

XI - tabuleiro ou chapada: paisagem de topografia plana, com declividade média inferior a dez por cento, aproximadamente seis graus e superfície superior a dez hectares, terminada de forma abrupta em escarpa, caracterizando-se a chapada por grandes superfícies a mais de seiscentos metros de altitude;

XII - escarpa: rampa de terrenos com inclinação igual ou superior a quarenta e cinco graus, que delimitam relevos de tabuleiros, chapadas e planalto, estando limitada no topo pela ruptura positiva de declividade (linha de escarpa) e no

sopé por ruptura negativa de declividade, englobando os depósitos de colúvio que localizam-se próximo ao sopé da escarpa;

XIII - área urbana consolidada: aquela que atende aos seguintes critérios:

a) definição legal pelo poder público;

b) existência de, no mínimo, quatro dos seguintes equipamentos de infraestrutura urbana:

1. malha viária com canalização de águas pluviais,
2. rede de abastecimento de água;
3. rede de esgoto;
4. distribuição de energia elétrica e iluminação pública ;
5. recolhimento de resíduos sólidos urbanos;
6. tratamento de resíduos sólidos urbanos; e

c) densidade demográfica superior a cinco mil habitantes por km².

Art. 3º Constitui Área de Preservação Permanente a área situada:

I - em faixa marginal, medida a partir do nível mais alto, em projeção horizontal, com largura mínima, de:

- a) trinta metros, para o curso d'água com menos de dez metros de largura;
- b) cinquenta metros, para o curso d'água com dez a cinquenta metros de largura;
- c) cem metros, para o curso d'água com cinquenta a duzentos metros de largura;
- d) duzentos metros, para o curso d'água com duzentos a seiscentos metros de largura;
- e) quinhentos metros, para o curso d'água com mais de seiscentos metros de largura;

II - ao redor de nascente ou olho d'água, ainda que intermitente, com raio mínimo de cinquenta metros de tal forma que proteja, em cada caso, a bacia hidrográfica contribuinte;

III - ao redor de lagos e lagoas naturais, em faixa com metragem mínima de:

- a) trinta metros, para os que estejam situados em áreas urbanas consolidadas;
- b) cem metros, para as que estejam em áreas rurais, exceto os corpos d'água com até vinte hectares de superfície, cuja faixa marginal será de cinquenta metros;

IV - em vereda e em faixa marginal, em projeção horizontal, com largura mínima de cinquenta metros, a partir do limite do espaço brejoso e encharcado;

V - no topo de morros e montanhas, em áreas delimitadas a partir da curva de nível correspondente a dois terços da altura mínima da elevação em relação a base;

VI - nas linhas de cumeada, em área delimitada a partir da curva de nível correspondente a dois terços da altura, em relação à base, do pico mais baixo da cumeada, fixando-se a curva de nível para cada segmento da linha de cumeada equivalente a mil metros;

VII - em encosta ou parte desta, com declividade superior a cem por cento ou quarenta e cinco graus na linha de maior declive;

VIII - nas escarpas e nas bordas dos tabuleiros e chapadas, a partir da linha de ruptura em faixa nunca inferior a cem metros em projeção horizontal no sentido do reverso da escarpa;

IX - nas restingas:

a) em faixa mínima de trezentos metros, medidos a partir da linha de preamar máxima;

b) em qualquer localização ou extensão, quando recoberta por vegetação com função fixadora de dunas ou estabilizadora de mangues;

X - em manguezal, em toda a sua extensão;

XI - em duna;

XII - em altitude superior a mil e oitocentos metros, ou, em Estados que não tenham tais elevações, à critério do órgão ambiental competente;

XIII - nos locais de refúgio ou reprodução de aves migratórias;

XIV - nos locais de refúgio ou reprodução de exemplares da fauna ameaçadas de extinção que constem de lista elaborada pelo Poder Público Federal, Estadual ou Municipal;

XV - nas praias, em locais de nidificação e reprodução da fauna silvestre.

Parágrafo único. Na ocorrência de dois ou mais morros ou montanhas cujos cumes estejam separados entre si por distâncias inferiores a quinhentos metros, a Área de Preservação Permanente abrangerá o conjunto de morros ou montanhas, delimitada a partir da curva de nível correspondente a dois terços da altura em relação à base do morro ou montanha de menor altura do conjunto, aplicando-se o que segue:

I - agrupam-se os morros ou montanhas cuja proximidade seja de até quinhentos metros entre seus topos;

II - identifica-se o menor morro ou montanha;

III - traça-se uma linha na curva de nível correspondente a dois terços deste; e

IV - considera-se de preservação permanente toda a área acima deste nível.

Art. 4º O CONAMA estabelecerá, em Resolução específica, parâmetros das Áreas de Preservação Permanente de reservatórios artificiais e o regime de uso de seu entorno.

Art. 5º Esta Resolução entra em vigor na data de sua publicação, revogando-se a Resolução CONAMA 004, de 18 de setembro de 1985.