



**PREFEITURA DE
SÃO PAULO**
DESENVOLVIMENTO URBANO



FUNDAÇÃO
CENTRO TECNOLÓGICO
DE HIDRÁULICA

MANUAL DE
DRENAGEM
E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

**ASPECTOS TECNOLÓGICOS:
FUNDAMENTOS**

VOLUME II

Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano

**Plano Municipal de Gestão do
Sistema de Águas Pluviais de São Paulo**

**MANUAL DE
DRENAGEM
E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS**

**ASPECTOS TECNOLÓGICOS:
FUNDAMENTOS**

VOLUME II



São Paulo, 2012

© 2012 Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano

S241m São Paulo (cidade). Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano.
Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos
tecnológicos; fundamentos.
São Paulo: SMDU, 2012.

220p. il. v.2

ISBN 978-85-66381-02-3
ISBN 978-85-66381-00-9 (Coleção)

1. Drenagem 2. Água pluvial I.Título

CDU 626(816.11)

Índice para catálogo sistemático:

1. São Paulo:cidade:drenagem:água pluvial

Proibida a reprodução total
ou parcial sem a autorização
prévia dos editores

Direitos reservados e protegidos
(Lei nº 9.610, de 19.02.1998)

Foi feito o depósito legal na Biblioteca Nacional
(Lei nº 10.994, de 14.12.2004)

Impresso no Brasil 2012

Prefeitura de São Paulo
Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano
Rua São Bento, 405 – 17ª e 18ª andares – Centro
São Paulo – SP – CEP 01008-906
Tel: 11 3113-7500
http://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/desenvolvimento_urbano/

Índice

| | |
|--|------------|
| 1. FUNDAMENTOS DE HIDROLOGIA | 11 |
| 1.1 FUNDAMENTOS DA HIDROLOGIA URBANA | 13 |
| 1.2 TORMENTAS DE PROJETO | 15 |
| 1.2.1 Precipitações Máximas | 15 |
| 1.2.2 Tipos de Precipitação | 15 |
| 1.2.3 Aquisição de Dados | 15 |
| 1.2.4 Principais Características das Precipitações Intensas e Relações I-D-F..... | 16 |
| 1.2.5 Precipitação Máxima Pontual | 16 |
| 1.2.6 Distribuição Temporal..... | 18 |
| 1.2.7 Distribuição Espacial..... | 25 |
| 1.2.8 Escolha do Período de Retorno | 26 |
| 1.2.9 Duração da Chuva Crítica | 30 |
| 1.2.10 Concepção de Cenários das Tormentas de Projeto..... | 31 |
| 1.3 VAZÕES DE PROJETO | 34 |
| 1.3.1 Determinação da Precipitação Excedente | 35 |
| 1.3.2 Método Racional | 51 |
| 1.3.3 Métodos Baseados na Teoria do Hidrograma Unitário..... | 58 |
| 1.3.4 A Teoria do Hidrograma Unitário..... | 61 |
| 1.3.5 Hidrograma Triangular | 63 |
| 1.4 MODELAGEM MATEMÁTICA DE BACIAS URBANAS | 67 |
| 1.4.1 Principais Vantagens da Utilização de Modelos Hidrológicos nas Análises dos Sistemas de Drenagem Pluvial..... | 70 |
| 1.4.2 Tendências e Avanços dos Modelos Hidrológicos..... | 72 |
| 1.4.3 Sistemas de Modelagem Hidrológica..... | 73 |
| 1.4.4 Exemplo de Aplicação de um Modelo Hidrológico à Análise de um Sistema de Drenagem Urbana..... | 76 |
| 1.4.5 Discussões Finais..... | 82 |
| 1.5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 82 |
| 2. FUNDAMENTOS HIDRÁULICOS..... | 85 |
| 2.1 ESCOAMENTO PERMANENTE EM CANAIS E GALERIAS | 87 |
| 2.1.1 Regime Uniforme..... | 87 |
| 2.1.2 Perdas de Carga..... | 87 |
| 2.1.3 Canais Naturais..... | 98 |
| 2.1.4 Borda Livre em Canais..... | 99 |
| 2.1.5 Regime Gradualmente Variado..... | 101 |
| 2.2 ESCOAMENTO NÃO PERMANENTE | 104 |
| 2.3 HIDRÁULICA DAS ESTRUTURAS ESPECIAIS | 107 |
| 2.3.1 Dissipação de Energia | 107 |
| 2.3.2 Bueiros | 112 |
| 2.3.3 Estruturas de Engolimento e Vertimento | 123 |
| 2.3.4 Diques e Estações de Bombeamento | 127 |
| 2.4 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 129 |
| 3. FUNDAMENTOS DE QUALIDADE DA ÁGUA | 133 |
| 3.1 ASPECTOS QUALITATIVOS DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL EM ÁREAS URBANAS..... | 135 |
| 3.1.1 Principais Fontes Geradoras da Carga Difusa e Respectivos Poluentes..... | 136 |
| 3.1.2 Deposição Atmosférica | 137 |
| 3.1.3 Impactos sobre a Qualidade da Água do Corpo Receptor..... | 138 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 3.1.4 | Avaliação das Cargas Poluidoras Geradas pelo Escoamento Superficial Urbano | 140 |
| 3.1.5 | Definição de Carga de Lavagem..... | 140 |
| 3.1.6 | Concentração Média do Evento (CME)..... | 144 |
| 3.1.7 | Modelos de Simulação do Processo de Poluição por Cargas Difusas em Áreas Urbanas..... | 145 |
| 3.2 | CONTROLE DA POLUIÇÃO POR CARGAS DIFUSAS | 148 |
| 3.2.1 | Medidas não estruturais..... | 151 |
| 3.2.2 | Medidas estruturais..... | 151 |
| 3.2.3 | Descrição das Medidas..... | 152 |
| 3.2.4 | Estratégia de Controle Integrado – Águas Pluviais e Esgoto Doméstico..... | 157 |
| 3.2.5 | Dimensionamento Hidrológico das Medidas Estruturais..... | 162 |
| 3.3 | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 164 |
| 4. | FUNDAMENTOS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS | 167 |
| 4.1 | EROSÃO URBANA | 169 |
| 4.1.1 | Definições Gerais | |
| 4.1.2 | Vazão Líquida Característica..... | 169 |
| 4.1.3 | Vazão Sólida | 170 |
| 4.1.4 | Relação entre a Morfologia e a Granulometria | 171 |
| 4.1.5 | Canais Estáveis | 171 |
| 4.1.6 | Graus de Liberdade..... | 172 |
| 4.2 | EROSÃO SUPERFICIAL | 172 |
| 4.2.1 | Formas de Erosão..... | 172 |
| 4.2.2 | Fatores que Afetam a Erosão | 173 |
| 4.2.3 | Taxa de Transferência de Sedimentos..... | 174 |
| 4.2.4 | Produção de Sedimentos em Áreas Urbanas..... | 175 |
| 4.2.5 | Erosão Urbana na Região Metropolitana de São Paulo | 176 |
| 5. | FUNDAMENTOS DE MEDIDAS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL | 179 |
| 5.1 | MEDIDAS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL | 181 |
| 5.1.1 | Papel das Medidas de Controle do Escoamento Superficial..... | 181 |
| 5.1.2 | Descrição das Medidas de Controle do Escoamento Superficial | 182 |
| 5.1.3 | Descrição das Medidas de Controle na Fonte | 187 |
| 5.1.4 | Vantagens das Medidas de Controle na Fonte..... | 199 |
| 5.1.5 | Efeito Ambiental das Medidas de Controle na Fonte | 200 |
| 5.1.6 | Aplicação das Medidas de Controle na Fonte a Lotes, Loteamentos na Rede Hídrica..... | 200 |
| 5.2 | ESTRUTURAS AUXILIARES DE RETENÇÃO DE LIXO E SEDIMENTOS | 201 |
| 5.3 | REVITALIZAÇÃO DE CORPOS HÍDRICOS | 201 |
| 5.3.1 | O Impacto da Urbanização sobre os Rios Urbanos | 202 |
| 5.3.2 | Parques Lineares para a Revitalização de Rios Urbanos | 204 |
| 5.3.3 | Oferta de Áreas de Lazer, Cultura e Educação Ambiental | 206 |
| 5.3.4 | Regulamentação da Zona Inundável..... | |
| 5.4 | SISTEMA DE WETLANDS CONSTRUÍDAS COM PRIORIDADES EM ÁREAS DE PROTEÇÃO DE MANANCIAIS | 209 |
| 5.4.1 | Utilização de Sistemas de Wetlands Construídas para Tratamento de Águas..... | 210 |
| 5.4.2 | Principais Componentes..... | 211 |
| 5.4.3 | Mecanismos de Tratamento | 211 |
| 5.4.4 | Desempenho das Wetlands na Remoção de Poluentes | 213 |
| 5.5 | MÉTODOS DE CONTROLE DA DRENAGEM..... | 214 |
| 5.6 | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 214 |

Índice de Figuras

| | |
|--|----|
| Figura 1.1 - Efeito da urbanização no aumento das inundações e a poluição..... | 14 |
| Figura 1.2 - Representação de um hietograma de forma contínua no tempo..... | 18 |
| Figura 1.3 - Exemplo de um hietograma em forma de barras..... | 18 |
| Figura 1.4 - Hietograma de projeto..... | 20 |
| Figura 1.5 - Distribuições temporais de chuvas do primeiro quartil..... | 22 |
| Figura 1.6 - Distribuições temporais para tormentas do segundo quartil..... | 22 |
| Figura 1.7 - Distribuições temporais das tormentas do terceiro quartil..... | 23 |
| Figura 1.8 - Distribuição temporal de tormentas do quarto quartil..... | 23 |
| Figura 1.9 - Curvas de redução de precipitação (U.S. National Weather Service)..... | 26 |
| Figura 1.10 - Variação da vazão de projeto em função do período de retorno..... | 29 |
| Figura 1.11 - Gradiente da vazão de projeto em relação ao período de retorno..... | 29 |
| Figura 1.12 - Distribuição de uma precipitação com durações de 3 h e 6 h..... | 30 |
| Figura 1.13 - Matrizes de chuva, discretização da curva no espaço para três intervalos de tempo.... | 32 |
| Figura 1.14 - Esquema representativo da determinação do Hietograma de uma sub-bacia..... | 33 |
| Figura 1.15 - Hidrogramas de saída da sub-bacia analisada obtidos para uma chuva discreta com chuva de projeto e chuva determinada pelo radar..... | 34 |
| Figura 1.16 - Valores de "CN – Atual" – Município de São Paulo..... | 45 |
| Figura 1.17 - Valores de "CN – Futuro" – Município de São Paulo..... | 46 |
| Figura 1.18 - Esquema de uma área urbanizada..... | 49 |
| Figura 1.19 - Hidrograma triangular do método racional..... | 52 |
| Figura 1.20 - Parâmetros do hidrograma..... | 59 |
| Figura 1.21 - Princípio da proporcionalidade..... | 62 |
| Figura 1.22 - Princípio da superposição..... | 62 |
| Figura 1.23 - Hidrograma triangular..... | 64 |
| Figura 1.24 - Hidrograma do SCS..... | 65 |
| Figura 1.25 - Desenvolvimento urbano e seu impacto no sistema de drenagem..... | 71 |
| Figura 1.26 - Estrutura do modelo ABC6..... | 75 |
| Figura 1.27 - Bacia do Ribeirão "B" – Município de São Paulo..... | 77 |
| Figura 1.28 - Precipitação de projeto com período de retorno de 100 anos, obtida com a IDF de São Paulo – Pacaembu (SP)..... | 78 |
| Figura 1.29 - Hidrogramas resultantes para o exutório da bacia (P4), para os cenários da década de 1980, atual e cenários com medidas de contenção (Reservatórios)..... | 79 |
| Figura 1.30 - Hidrogramas resultantes para os reservatórios R1, R2 e R3 – vazão de entrada, vazão de saída e volume de armazenamento..... | 80 |
| Figura 2.1 - Emboque em galeria..... | 88 |
| Figura 2.2 - Emboque a partir de vertedores..... | 90 |
| Figura 2.3 - Alargamento brusco..... | 91 |
| Figura 2.4 - Alargamento gradual..... | 91 |
| Figura 2.5 - Estreitamento de seção..... | 92 |
| Figura 2.6 - Desnível em degrau..... | 92 |
| Figura 2.7 - Presença de pilares no escoamento..... | 94 |
| Figura 2.8 - Confluência..... | 95 |
| Figura 2.9 - Confluência ideal..... | 96 |
| Figura 2.10 - Bifurcação mudança de direção..... | 97 |

| | |
|---|-----|
| Figura 2.11 - Gráfico representativo dos limites máximo e mínimo admitidos para a altura de borda livre | 100 |
| Figura 2.12 - Possíveis variações da linha d'água segundo o regime gradualmente variado..... | 101 |
| Figura 2.13 - Esquema de diferenças finitas para escoamento permanente..... | 104 |
| Figura 2.14 - Escoamento em canal retangular com diversas situações de controle hidráulico calculado a partir das equações..... | 104 |
| Figura 2.15 - Discretização numérica do canal..... | 104 |
| Figura 2.16 - Grid Espaço-Tempo de MacCormack | 104 |
| Figura 2.17 - Representação de um degrau associado a um ressalto hidráulico..... | 105 |
| Figura 2.18 - Esquema de uma rampa dentada | 109 |
| Figura 2.19 - Exemplo de projeto para uma rampa dentada (Manual de Drenagem Urbana de Denver – 1989) | 110 |
| Figura 2.20 - Configuração geral de um projeto de blocos de impacto | 112 |
| Figura 2.21 - Definição de termos para escoamento em condutos fechados..... | 116 |
| Figura 2.22 - Definição de termos para escoamento em canal aberto | 117 |
| Figura 2.23 - Controle na entrada – entrada não afogada | 118 |
| Figura 2.24 - Controle na entrada – entrada afogada..... | 118 |
| Figura 2.25 - Controle na saída – conduto parcialmente cheio | 118 |
| Figura 2.26 - Controle na saída – conduto cheio | 118 |
| Figura 2.27 - Definição de termos para escoamento em condutos fechados..... | 120 |
| Figura 2.28 - Entrada com muro de testa e muros de ala..... | 121 |
| Figura 2.29 - Configurações típicas de muro de testa e de muro de ala | 122 |
| Figura 2.30 - Vertedor retangular de soleira delgada. Adaptado (PORTO, 1998) | 123 |
| Figura 2.31 - Esquema representativo do escoamento sobre um vertedor de soleira delgada. Adaptado (PORTO, 1998)..... | 124 |
| Figura 2.32 - Vertedor de soleira espessa . Adaptado (PORTO, 1998) | 126 |
| Figura 2.33 - Projetos de drenagem no interior das áreas protegidas por diques | 128 |
| Figura 3.1 - Escala de tempo para ocorrência dos problemas causados pelo lançamento da drenagem urbana..... | 139 |
| Figura 3.2 - Hidrograma e polutograma típicos Córrego Cabuçu de Baixo, evento do dia 24/11/2002 (Barros M.T.L.,2005) | 140 |
| Figura 3.3 - Representação das Curvas M(V) em relação ao bissetor | 142 |
| Figura 3.4 - Curvas M(V) para Carbono Orgânico Total..... | 142 |
| Figura 3.5 - Curvas M(V) para DBO | 142 |
| Figura 3.6 - Curvas M(V) para DQO..... | 143 |
| Figura 3.7 - Curvas M(V) para Sólidos em Suspensão Totais..... | 143 |
| Figura 3.8 - Faixas gramadas ou plantadas | 153 |
| Figura 3.9 - Valetas gramadas | 153 |
| Figura 3.10 - Exemplos de blocos de pavimento poroso | 154 |
| Figura 3.11 - Bacias de detenção secas..... | 155 |
| Figura 3.12 - Bacias de detenção alagadas | 156 |
| Figura 3.13 - Alagadiços | 156 |
| Figura 3.14 - Funcionamento do extravasor de cheia em sistemas separadores..... | 156 |
| Figura 3.15 - Volumes enviados para tratamento em sistemas separadores..... | 159 |
| Figura 3.16 - Esquematisação de reservatórios de águas de primeira chuva (a) em linha e (b) fora de linha para sistemas separadores..... | 160 |

| | |
|--|-----|
| Figura 3.17 - Esquematização dos reservatórios de primeira chuva e de amortecimento de vazões (a) em linha e (b) fora de linha para sistemas separadores..... | 161 |
| Figura 3.18 - Funcionamento de reservatórios em linha para sistemas separadores com extravasores e reservatórios de primeira chuva..... | 161 |
| Figura 3.19 - Funcionamento de reservatórios fora de linha para sistemas separadores com extravasores e reservatórios de primeira chuva..... | 162 |
| Figura 4.1 - Confronto entre a disponibilidade de sedimentos e a capacidade de transporte sólido | 170 |
| Figura 4.2 - Variação da produção de sedimentos em decorrência do desenvolvimento urbano | 175 |
| Figura 4.3 - Sistema Alto Tietê | 177 |
| Figura 5.1 - Reservatório subterrâneo (Bivio Vela, Pavia, Itália) | 183 |
| Figura 5.2 - Exemplo de reservatórios com espelho d'água permanente combinado com área verde (Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil)..... | 184 |
| Figura 5.3 - Exemplo de reservatório sec (Colorado, EUA)..... | 184 |
| Figura 5.4 - Exemplo de reservatórios de zonas úmidas (Fuzina, Veneza, Itália) | 185 |
| Figura 5.5 - Exemplos de reservatório de detenção (Colorado, EUA) | 186 |
| Figura 5.6 - Exemplo de reservatório de retenção (Colorado, EUA) | 187 |
| Figura 5.7 - Exemplo de faixa gramada (Colorado, EUA)..... | 187 |
| Figura 5.8 - Microrreservatório | 188 |
| Figura 5.9 - Pavimentos permeáveis em área de estacionamento (São Paulo, Brasil)..... | 189 |
| Figura 5.10 - Exemplo de pavimento permeável (Portland, EUA)..... | 190 |
| Figura 5.11 - Poço de infiltração (a) e sua integração a uma área de lazer (b) (Kingston, Melbourne, Austrália)..... | 191 |
| Figura 5.12 - Exemplos de telhados reservatórios/ telhados verdes (Suíça e Berlim, Alemanha)..... | 193 |
| Figura 5.13 - Esquema de vala (a) e plano (b) de infiltração | 194 |
| Figura 5.14 - Exemplo de vala de infiltração/retenção (Portland, EUA) | 195 |
| Figura 5.15 - Exemplo de trincheira com alimentação direta (Kingston, Melbourne, Austrália)..... | 196 |
| Figura 5.16 - Trincheira de infiltração sob a sarjeta (a) e sob o passeio (b). Adaptado de: Prefeitura Municipal de Belo Horizonte | 196 |
| Figura 5.17 - Exemplo de trincheira de infiltração (Kingston, Melbourne, Austrália)..... | 197 |
| Figura 5.18 - Filtro de areia enterrado | 198 |
| Figura 5.19 - Bocas de lobo com cesto para coleta de resíduos (Maglionico, 2009)..... | 199 |
| Figura 5.20 - Comparação entre os hidrogramas de uma bacia urbana e uma bacia rural | 203 |
| Figura 5.21 - Resposta da geometria do escoamento devido à urbanização..... | 204 |
| Figura 5.22 - Revitalização de um rio canalizado | 206 |
| Figura 5.23 - Regulamentação da zona inundável | 209 |
| Figura 5.24 - Wetlands de fluxo superficial..... | 212 |
| Figura 5.25 - Wetlands de fluxo subsuperficial horizontal..... | 212 |
| Figura 5.26 - Wetlands de fluxo superficial vertical..... | 212 |

Índice de Tabelas

| | |
|---|-----|
| Tabela 1.1 - Hietograma de projeto pelo método dos blocos alternados..... | 20 |
| Tabela 1.2 - Frequência das tormentas nos quartis | 21 |
| Tabela 1.3 - Hietograma de projeto para uma chuva no primeiro quartil com 50% de probabilidade de ocorrência..... | 25 |
| Tabela 1.4 - Períodos de retorno propostos para projetos de drenagem urbana..... | 28 |
| Tabela 1.5 - Períodos de retorno para zoneamento de várzeas e áreas ribeirinhas | 28 |
| Tabela 1.6 - Risco em função da vida útil e do período de retorno | 28 |
| Tabela 1.7 - Valores de CN em função da cobertura e do tipo hidrológico de solo para a condição II de umidade do solo..... | 38 |
| Tabela 1.8 - Conversão das Curvas CN para as diferentes condições de umidade do solo | 39 |
| Tabela 1.9 - Composição porcentual proposta para os diferentes grupos de solos em cada um dos litotipos ocorrentes | 41 |
| Tabela 1.10 - Valores de "CN" em função dos litotipos..... | 42 |
| Tabela 1.11 - Valores de "CN" nas sub-bacias – Município de São Paulo..... | 42 |
| Tabela 1.12 - Solução do exemplo de aplicação do método do SCS | 48 |
| Tabela 1.13 - Parâmetros de Horton para diferentes tipos de solos..... | 48 |
| Tabela 1.14 - Coeficientes de escoamento superficial para Tr= 10 anos..... | 53 |
| Tabela 1.15 - Escoamento em superfícies e calhas rasas | 56 |
| Tabela 1.16 - Parâmetros de alguns hidrogramas triangulares | 64 |
| Tabela 1.17 - Hidrograma adimensional do SCS..... | 64 |
| Tabela 1.18 - Dados das sub-bacias para os cenários atual e futuro de uso e ocupação do solo e capacidade dos reservatórios de contenção a serem analisados..... | 79 |
| Tabela 1.19 - Resultados de vazão de pico e eficiência dos reservatórios para os pontos de controle | 81 |
| Tabela 1.20 - Resultados obtidos para o volume de cheia nos pontos de controle | 81 |
| Tabela 2.1 - Coeficiente de forma..... | 94 |
| Tabela 2.2 - Características da seção retangular | 99 |
| Tabela 2.3 - Medidas consagradas de borda livre | 100 |
| Tabela 2.4 - Algoritmo de solução do modelo de MacCormack..... | 106 |
| Tabela 2.5 - Profundidades do ressalto hidráulico (drenagem urbana – ABRH – 1995)..... | 108 |
| Tabela 2.6 - Coeficientes de entrada (Ke) para controle na saída | 119 |
| Tabela 2.7 - Coeficiente de correção (Cco) para vertedores em soleira espessa | 127 |
| Tabela 3.1 - Parcela da carga difusa para o Rio Pinheiros..... | 136 |
| Tabela 3.2 - Valores característicos da concentração média do evento..... | 145 |
| Tabela 3.3 - Eficiência das medidas estruturais | 151 |
| Tabela 3.4 - Relações entre volumes escoados e carga poluente transportada | 163 |
| Tabela 4.1 - Confrontação de valores de produção de sedimentos em áreas rurais e urbanas (Dawdy – 1967)..... | 176 |
| Tabela 5.1 - Eficiências de remoção de poluentes através de sistemas de wetlands construídas | 214 |



1 ■ FUNDAMENTOS DE HIDROLOGIA

1.1 FUNDAMENTOS DA HIDROLOGIA URBANA

A hidrologia urbana é uma parte da ciência das águas que trata da parte do ciclo hidrológico que ocorre nas bacias hidrográficas urbanizadas ou em processo de urbanização, principalmente no que se refere à ocorrência de eventos de alta magnitude. Os componentes principais nesse contexto são aqueles que produzem as vazões máximas que se propagam pelos cursos d'água, notadamente: as precipitações intensas, a infiltração da água no solo, as perdas por evaporação ou por evapotranspiração, as retenções temporárias em depressões do terreno, a geração do escoamento superficial direto e o escoamento nos sistemas de drenagem, naturais ou artificiais.

Ao longo das últimas décadas, o Brasil apresentou um intenso crescimento da população urbana, que atualmente corresponde a mais de 80% de seus habitantes. O acelerado processo de urbanização, principalmente a partir dos anos 1980, foi realizado sem planejamento adequado e com ritmo de desenvolvimento da infraestrutura incompatível com a rapidez do processo de urbanização. Um importante desdobramento dessa realidade é a geração de impactos sobre os recursos hídricos, principalmente sobre a drenagem urbana.

O comportamento hidrológico de uma bacia urbanizada difere significativamente do comportamento das bacias ainda em situação próxima das condições naturais. A impermeabilização do solo, causada pelo desenvolvimento da malha urbana, altera profundamente o escoamento superficial das águas pluviais. O volume que anteriormente à urbanização era retido pela vegetação e infiltrava no solo, passa a escoar rapidamente até atingir os canais de drenagem, o que resulta em um aumento significativo da vazão máxima dos rios, causando inundações urbanas que podem ter consequências catastróficas. A **Figura 1.1** ilustra o efeito produzido pela urbanização nas inundações e na poluição.

Além do agravamento das inundações, a urbanização indisciplinada tem outros efeitos perversos. O aumento da velocidade do escoamento superficial aumenta a erosão e o transporte sólido, que é também significativamente acentuado por serviços de movimentação de terra, executados sem o devido controle. Dados e observações, que constituem a base das análises hidrológicas são escassos ou de má qualidade em razão do dinamismo caótico que prevalece em nossas grandes cidades. Series hidrológicas de vazões apresentam alto grau de não estacionariedade e são dificilmente aproveitáveis para fins de análise estatística.

Dessa forma, é necessário conhecer o elemento gerador do processo que é a precipitação: sua magnitude, o risco de ocorrência, sua distribuição temporal e espacial. A chuva atinge a bacia hidrográfica e esta responde de uma forma ou de outra, conforme os mecanismos que controlam principalmente a interceptação e a infiltração. A infiltração tem um papel fundamental, uma vez que determina o volume de água disponível para o escoamento superficial direto. Esta parcela do volume precipitado, que compõe a chuva excedente, é que vai contribuir para o aumento significativo das vazões dos cursos d'água ao longo das chuvas intensas.

Na hidrologia urbana, é fundamental conhecer detalhadamente as características da ocupação da bacia hidrográfica, pois isso influi diretamente nas taxas de infiltração, que resultam na chuva excedente, que por sua vez produz a vazão dos cursos d'água. Além disso, as características fisiográficas da bacia, como área drenada, declividade e forma, e o grau de intervenções no sistema de drenagem natural, como a existência de canais, galerias, reservatórios de detenção, etc., determinam a velocidade com que a água se concentra numa determinada seção do curso d'água. Esse processo também interfere na magnitude das vazões durante as chuvas intensas.

Em resumo, bacias com alto grau de impermeabilização, com alta declividade, com sistemas de drenagem muito velozes tendem a produzir vazões relativamente elevadas.

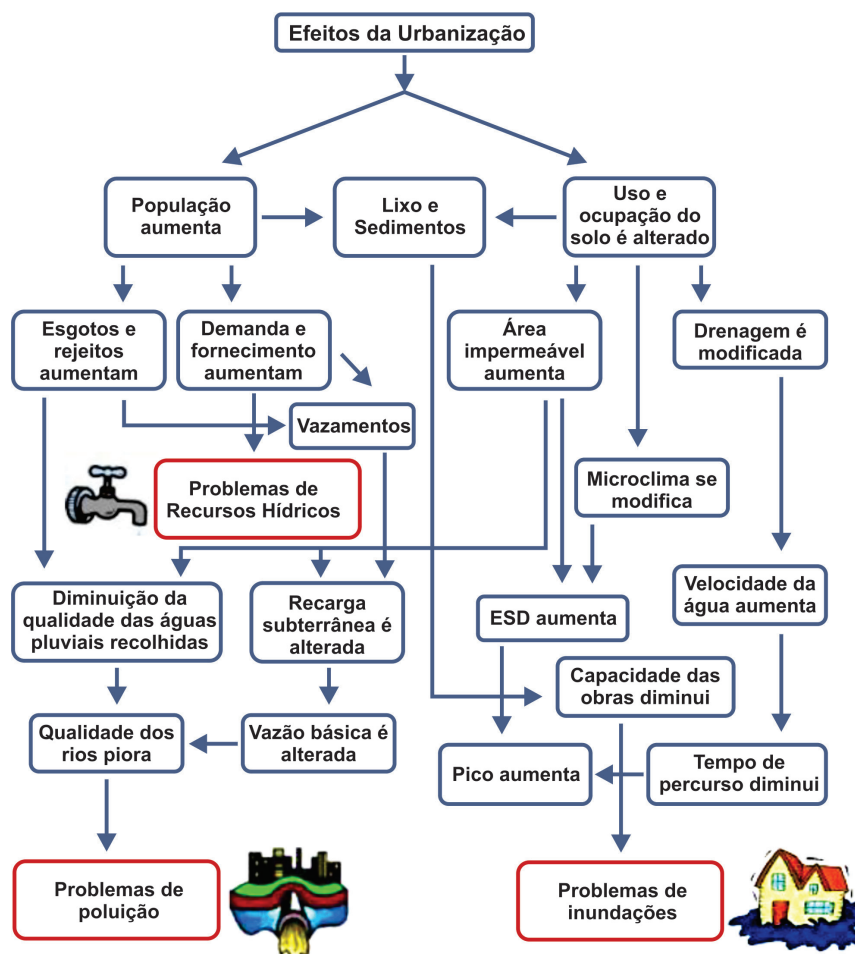


Figura 1.1 - Efeito da urbanização no aumento das inundações e a poluição

Para responder aos problemas típicos de bacias urbanas, pesquisadores e profissionais desenvolveram ou adaptaram uma diversidade de procedimentos, técnicas e modelos, cuja aplicação sistemática provocou o aparecimento do termo Hidrologia Urbana. Uma das principais características dessas técnicas e modelos é recorrer aos métodos indiretos para determinação de hidrogramas de cheia, em razão das já mencionadas dificuldades em trabalhar com séries de vazões.

Métodos indiretos, entretanto, costumam apresentar uma série de problemas devidos principalmente a: (1) dificuldades na determinação das chamadas tormentas que o projeto tem em face das variações da intensidade da chuva no tempo e no espaço, (2) erros de estimativa dos parâmetros que governam o processo de transformação de precipitação em escoamento (principalmente os parâmetros relativos aos tempos de percurso, às perdas na bacia e ao amortecimento das ondas de cheia), (3) dificuldades em obter estes parâmetros por processo de calibração, em face da escassez de dados observados confiáveis, (4) não linearidade dos processos de transformação de chuva em vazão e (5) dificuldades de atribuir probabilidades de excedência (período de retorno) às tormentas de projeto.

1.2 TORMENTAS DE PROJETO

1.2.1 Precipitações Máximas

Precipitações máximas ou chuvas intensas são definidas como aquelas cujas intensidades ultrapassam um determinado valor mínimo. Essa intensidade é obtida a partir da relação entre o total precipitado e o tempo decorrido, normalmente expressa em milímetros por hora ou milímetros por segundo. A determinação dessas intensidades é de fundamental importância em drenagem urbana, pois em muitas metodologias as vazões de projeto são obtidas indiretamente por modelos de transformação chuva-vazão.

O projeto da construção e a operação das obras de drenagem urbana, como barragens, galerias, canais, bacias de retenção e outros, envolvem custos associados a riscos. O dimensionamento correto dessas estruturas deve implicar efetiva segurança da população e resultar em custos adequados dos recursos públicos. Como, normalmente, se associa o período de retorno da precipitação ao período de retorno do hidrograma que ela gera; a escolha da precipitação de projeto e seu período de retorno condicionarão o risco da obra (ver no item 1.2.8 os conceitos de risco e período de retorno).

1.2.2 Tipos de Precipitação

Das formas de precipitação que ocorrem na natureza, a pluviométrica é a que causa os maiores problemas para a drenagem urbana. O mecanismo básico da formação das chuvas é a condensação do vapor de água existente na atmosfera, que é elevado às maiores altitudes, constituindo as nuvens. Sob certas condições hidrometeorológicas como pressão atmosférica, temperatura do ar, saturação, etc., as nuvens carregadas podem produzir a precipitação pluviométrica.

As chuvas são classificadas em convectivas, orográficas e frontais ou ciclônicas. As *chuvas convectivas* ou de verão são formadas por um processo de convecção de massa de ar úmido, que se forma em uma região restrita, em função de um gradiente de temperatura vertical. Durante a manhã, a radiação solar aquece a massa de ar e o solo, o que provoca evaporação da água da superfície. O vapor d'água sobe por diminuição de densidade. Atingindo altitudes maiores e com a conseqüente diminuição da temperatura, ocorre a saturação do ar e formação da nuvem. Normalmente, no período da tarde, com a diminuição da radiação solar, cria-se uma situação de instabilidade. Essas chuvas possuem geralmente, grande intensidade e curta duração e atingem áreas restritas. São, portanto, causadoras de inundações em pequenas bacias urbanas.

As *chuvas orográficas* são formadas através da ascensão da massa de ar úmido, que são impulsionadas contra as barreiras montanhosas, por ventos originados do oceano. São chuvas que podem ter pequena a grande intensidade, pois o mecanismo de produção pode estar associado aos outros tipos de chuvas. Caracterizam-se por sua elevada frequência, principalmente nas regiões litorâneas do Sudeste do Brasil, graças à barreira topográfica criada pela Serra do Mar.

As *chuvas frontais ou ciclônicas* originam-se do contato de massas de ar quentes e frias. As massas de ar quentes são elevadas (menor densidade), encontrando condições de temperaturas e pressões menores, facilitando a condensação da umidade existente. Essas chuvas apresentam baixa intensidade e grande duração. Atingem grandes áreas, sendo por isso causadoras de inundações em grandes bacias hidrográficas.

1.2.3 Aquisição de Dados

As chuvas podem ser medidas por pluviômetros ou pluviógrafos. Ambos têm por princípio, a medição do volume de água precipitado em uma área unitária, sendo em geral representado por uma unidade

de comprimento (altura), que representa a altura equivalente da cobertura de uma área com o volume precipitado, caso esse volume fosse distribuído uniformemente. A unidade normalmente utilizada é o milímetro de chuva (mm), que equivale ao volume de 1 litro distribuído em 1 km². Os pluviógrafos registram o volume precipitado continuamente no tempo, de onde se pode obter diretamente a intensidade da chuva, representada pela relação entre a altura precipitada em um intervalo de tempo. Normalmente, os registros dos pluviômetros são anotados a intervalos regulares (em geral, a cada 24 horas ou 12 horas). Os registros dos pluviógrafos podem ser do tipo gráfico, no qual um marcador acompanha a variação da altura precipitada e o papel se movimenta com uma velocidade conhecida, definindo a escala do tempo; ou do tipo digital, em que os valores são acumulados em uma memória, com recuperação imediata (em tempo real) ou posterior (através de coletores de dados ou “data-loggers”).

Em um projeto de drenagem urbana é necessário conhecer a qualidade dos dados de chuva que estão sendo utilizados, pois isso pode comprometer a confiabilidade dos resultados dos estudos hidrológicos. Deve-se recomendar que em toda área urbana seja instalado ao menos um pluviógrafo para melhorar a qualidade dos estudos hidrológicos que irão apoiar os projetos de controle de inundação.

Na realidade, existem muito poucos dados observados a partir de pluviógrafos, em áreas urbanas. Os dados dos pluviógrafos são importantes nos estudos de drenagem urbana, pois permitem o cálculo da precipitação em intervalos de tempo inferiores a 24 ou 12 horas, que normalmente são fornecidos pelos pluviômetros. Como as bacias urbanas, em geral, são de pequenas dimensões, o conhecimento das precipitações com maior discretização temporal é fundamental (frações de minuto ou de hora). Uma forma de contornar esse problema é através da utilização das relações intensidade-duração-frequências (I-D-F), que serão mostradas a seguir.

1.2.4 Principais Características das Precipitações Intensas e Relações I-D-F

As principais características das precipitações intensas são o total precipitado, sua distribuição temporal e espacial e sua frequência de ocorrência. A aquisição dessas informações passa atualmente por grandes transformações, decorrente da modernização das tecnologias de obtenção dos dados, como os radares meteorológicos e técnicas de sensoriamento remoto. Essas técnicas, com as redes de telemedição, permitem uma abrangência significativa na caracterização dos dados de precipitação.

Em regiões não abrangidas por radares meteorológicos e redes telemétricas é importante que no mínimo se disponha de informações de precipitação máxima obtidas por pluviógrafos e sua caracterização através de uma análise estatística, por meio das relações intensidade-duração-frequência (I-D-F).

Deve-se considerar que a caracterização ideal da precipitação seria a decorrente da perfeita integração das informações obtidas de redes telemétricas, redes básicas, radares meteorológicos e satélites meteorológicos.

1.2.5 Precipitação Máxima Pontual

A precipitação máxima pontual pode ser caracterizada através das relações intensidade-duração-frequência. Essas relações são obtidas por meio de uma série de dados de chuvas intensas, suficientemente longas e representativas do local de interesse.

O trabalho de maior representatividade para diferentes regiões brasileiras na determinação das relações intensidade-duração-frequência foi apresentado por Pfafstetter (1957) para 98 postos pluviográficos espalhados pelo Brasil. Essas relações seguem geralmente a forma apresentada na **Equação 1.1**.

$$P=R[at+b \log (1+ct)] \quad 1.1$$

em que:

P é a precipitação total máxima em mm;

R é um fator associado a um período de retorno;

$[at+b \log (1+ct)]$ é a precipitação máxima associada a um período de retorno de um ano (série parcial);

a , b e c são parâmetros locais.

O fator R é dado pela **Equação 1.2**.

$$R=T^{\left(\alpha+\frac{\beta}{T_r}\right)} \quad 1.2$$

em que:

α é um parâmetro que depende da duração;

β é um parâmetro que depende da duração e do local;

γ é um parâmetro adotado como 0,25 para todos os postos;

T é o período de retorno (série parcial).

Outra forma bastante usual de se encontrar as relações de intensidade-duração-frequência são expressões obtidas de ajustes de distribuição de frequência, como a apresentada na **Equação 1.3**:

$$i=K \frac{T_r^m}{(t+t_0)^n} \quad 1.3$$

em que:

i é a intensidade média da chuva, em mm/min ao longo da duração t ;

t é a duração da chuva, em minutos;

T_r é o período de retorno, em anos;

m , n , t_0 e K são parâmetros relativos ao ajuste da equação.

Para o Município de São Paulo o coeficiente K é 57,71, m é igual a 0,172, t_0 é igual a 22 e n é igual a 1,025, segundo Paulo Sampaio Wilken (WILKEN, 1978). A região do Município de São Paulo abrange uma extensa área, pouco inferior a 2.000 Km², até hoje não muito bem compreendida em termos da variação espacial das chuvas intensas, mesmo porque os dados pluviográficos na região são escassos. Por isso têm sido adotados, nos estudos de drenagem do município, valores de chuvas intensas referidos a um único posto pluviográfico, denominado de Posto do IAG (Instituto Astronômico e Geofísico da Universidade de São Paulo), situado no bairro da Água Funda, incorporado à rede do DAEE com o prefixo E3-035.

Segundo DAEE (1999), a publicação mais recente que reavalia uma série de equações de chuvas intensas para o Estado de São Paulo, a relação I-D-F para o posto IAG na cidade de São Paulo é a seguinte:

Nome da estação IAH/USP – E3-035

Coordenadas geográficas Lat. 23°39'S; Long 46°38'W

Altitude 780 m

Período de dados utilizados: 1933-97 (65anos)

$$i_{t,T} = 39,3015(t+20)^{-0,9228} + 10,1767(t+20)^{-0,8764} \cdot [-0,4653 - 0,8407 \ln \ln(T/T-1)] \quad 1.4$$

Para $10 < t < 1440$

Com:

i : intensidade da chuva, correspondente à duração t e período de retorno T , em mm/min;

t : duração da chuva em minutos;

T : período de retorno em anos.

Estudos recentes mostram que a equação do IAG acima tende a superestimar os valores da precipitação em até 25% em comparação com equação do professor Wilken.

1.2.6 Distribuição Temporal

A distribuição temporal dos volumes precipitados condicionará o volume infiltrado e a forma do hidrograma de escoamento superficial direto originado pela chuva excedente. O hietograma é uma forma gráfica, na qual se mostra a intensidade ou o volume precipitado de uma chuva ao longo de sua duração. Pode ser representado de forma contínua (**Figura 1.2**) no tempo ou discretizando-se a duração da chuva em intervalos constantes de tempo, em que se mostram os volumes precipitados em cada intervalo, formando um gráfico de barras (**Figura 1.3**).

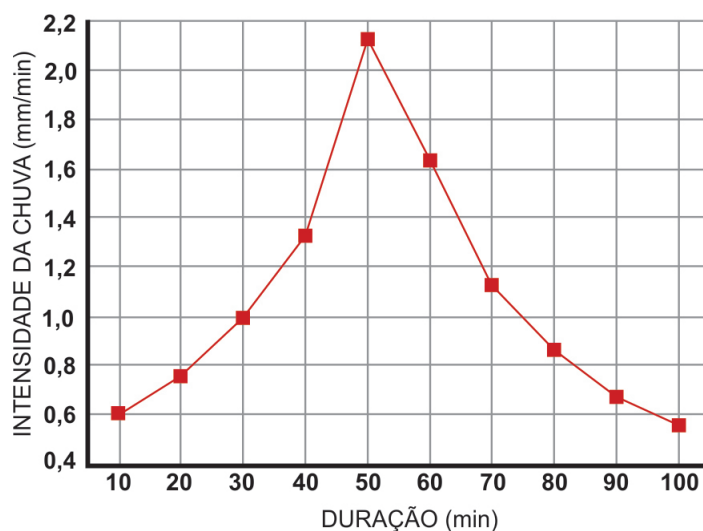


Figura 1.2 - Representação de um hietograma de forma contínua no tempo

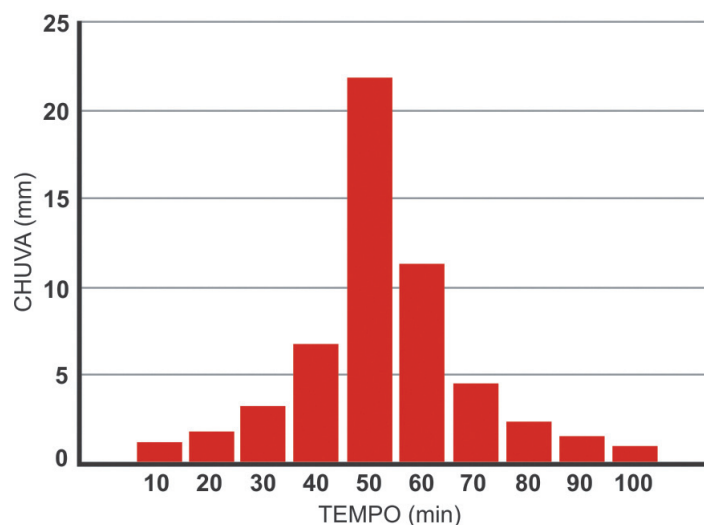


Figura 1.3 - Exemplo de um hietograma em forma de barras

A interação entre a distribuição temporal da chuva e o tempo de resposta da bacia hidrográfica vai determinar os valores da vazão máxima do hidrograma gerado por uma chuva e o instante de ocorrência. Em função das características de infiltração da bacia, que dependem da condição de umidade inicial e do tipo e uso do solo, haverá variação do volume do escoamento superficial na bacia, que também será afetado pela distribuição temporal da chuva.

Vários pesquisadores como Keifer e Chu (1957), Huff (1967), Wiesner (1970), Pilgrim e Cordery (1975), Yen e Chow (1980), McCuen (1982), Magni e Mero (1986) e outros mostram grande dispersão nos padrões dos hietogramas para precipitações de mesma duração, graças à complexidade dos fenômenos físicos envolvidos, mas algumas tendências são verificadas nestas análises:

- Para chuvas de curta duração, menores do que meia hora, o hietograma é caracterizado por grandes intensidades no início da precipitação;
- Para chuvas de duração intermediária, menores do que 10 horas, o hietograma é representado por intensidades maiores na primeira metade da duração;
- Para chuvas de grande duração, acima de 10 horas, o hietograma apresenta intensidades mais uniformes.
- Para se obter a distribuição temporal das precipitações de projeto, ou referência, é importante que se tenham dados de postos pluviográficos ou pluviométricos ou de radar meteorológico. De outra forma, utilizam-se métodos teóricos com utilização de dados e relações intensidade-duração-frequência para a região de interesse. Dentre os métodos existentes para a distribuição temporal de uma precipitação máxima, o de utilização mais simples é o método dos blocos alternados. Além desse, descreve-se, a seguir, o método de Huff.

No *método dos blocos alternados*, a distribuição temporal é conseguida utilizando-se dados das relações intensidade-duração-frequência. Essa distribuição não se relaciona com os fenômenos físicos. É uma solução simples que caracteriza uma condição crítica. Esse método propõe a distribuição de totais de chuva em intervalos de tempo contidos na duração total. O método segue os seguintes passos:

- Seleciona-se a duração da tormenta (t_d) e o intervalo de discretização (t);
- Através da relação intensidade-duração-frequência, obtém-se a intensidade de chuva para cada duração;
- As intensidades são transformadas em alturas de chuva e acumuladas até o último intervalo de tempo;
- Calculam-se os incrementos dos totais acumulados;
- Os incrementos ou blocos obtidos são rearranjados numa sequência tal que, no centro da duração da tormenta, se situe o bloco maior, e em seguida os demais blocos são dispostos em ordem decrescente, um à direita e o outro à esquerda do bloco maior, alternadamente.

Exemplo: Admita-se que se deseja conhecer a distribuição temporal de uma tormenta de projeto para a cidade de São Paulo, com duração de 100 minutos, com intervalo de tempo de 10 minutos e para um período de retorno de 5 anos. Pode-se usar a relação intensidade-duração-frequência estabelecida por Paulo Sampaio Wilken (Pinto, 1976) para a determinação das intensidades de chuva. Os resultados estão apresentados na **Tabela 1.1** e **Figura 1.4**.

Tabela 1.1 - Hietograma de projeto pelo método dos blocos alternados

| Duração (min) | Intensidade da chuva (mm/h) | Altura de chuva acumulada (mm) | Incremento da altura (mm) | Intervalo considerado (min) | Hietograma de projeto (mm) |
|---------------|-----------------------------|--------------------------------|---------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 10 | 34,9 | 21,8 | 21,8 | 0 - 10 | 1,2 |
| 20 | 46,1 | 33,0 | 11,2 | 10 - 20 | 1,8 |
| 30 | 57,4 | 39,7 | 6,7 | 20 - 30 | 3,2 |
| 40 | 68,7 | 44,2 | 4,5 | 30 - 40 | 6,7 |
| 50 | 80,1 | 47,5 | 3,2 | 40 - 50 | 21,8 |
| 60 | 91,5 | 49,9 | 2,3 | 50 - 60 | 11,2 |
| 70 | 103,0 | 51,7 | 1,8 | 60 - 70 | 4,5 |
| 80 | 114,5 | 53,2 | 1,4 | 70 - 80 | 2,4 |
| 90 | 126,0 | 54,4 | 1,2 | 80 - 90 | 1,4 |
| 100 | 137,5 | 55,3 | 0,9 | 90 - 100 | 0,9 |

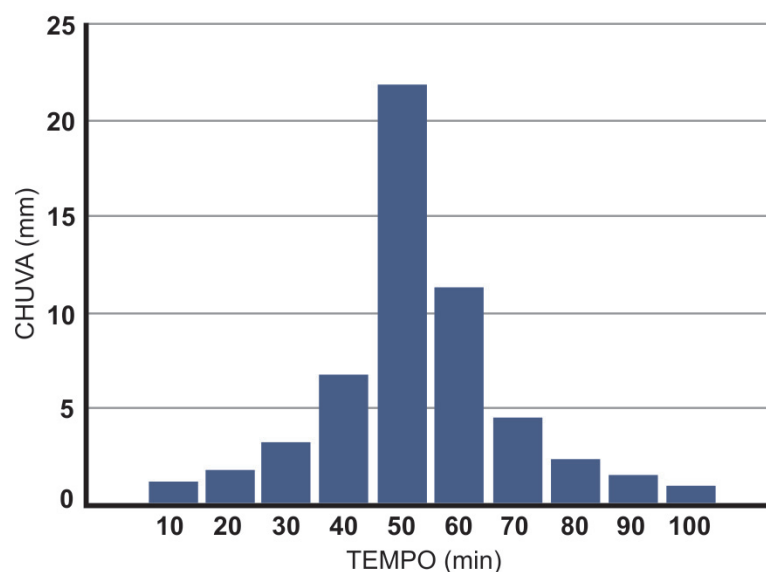


Figura 1.4 - Hietograma de projeto

Essa distribuição apresenta limitações, pois além de seguir um padrão arbitrário de distribuição temporal, admite implicitamente que uma chuva com certa duração e período de retorno contenha eventos de durações menores, sempre com o mesmo período de retorno do evento de duração maior. A probabilidade de esses eventos ocorrerem simultaneamente supera em muito a probabilidade adotada para o evento de duração mais longa. Contudo, é um modelo bastante simples de ser aplicado e é utilizado frequentemente na prática dos projetos de engenharia.

Outro modelo de distribuição temporal das tormentas bastante utilizado é o *Método de Huff*. Diferentemente do Método dos Blocos Alternados, este é baseado em eventos de chuvas observados. A região monitorada para a obtenção dos dados foi a região do centro leste de Illinois, EUA, com período de dados de 1955 a 1966.

Huff (1967,1990) classificou todas as tormentas conforme o quartil (quarta parte) de duração, dentro do qual se verificavam as maiores intensidades da precipitação. Obteve, então, tormentas de primeiro, segundo, terceiro e quarto quartil.

A **Tabela 1.2** resume as frequências de ocorrência de tormentas em áreas compreendendo pequenas bacias (<1000 km²). Com esta tabela é possível observar que de modo geral a maior intensidade de precipitação ocorre no primeiro ou no segundo quartil.

Tabela 1.2 - Frequência das tormentas nos quartis

| Quartil | Frequência (%) |
|----------|----------------|
| Primeiro | 33 |
| Segundo | 33 |
| Terceiro | 19 |
| Quarto | 15 |

Huff fez em seguida, para as tormentas correspondentes a cada quartil, análises estatísticas dos seus dados obtendo as curvas de distribuição temporal, associadas a probabilidades de ocorrência. Verificou-se, com estas curvas, grande variabilidade nas distribuições correspondentes a um mesmo quartil (**Figura 1.5 a Figura 1.8**).

A **Figura 1.5** ilustra os padrões de distribuição temporal encontrados para a probabilidade de ocorrência de 10 a 90%, para as tormentas que apresentam maior intensidade no primeiro quartil. Da mesma forma as Figuras 1.6 a 1.8 representam as distribuições temporais encontradas para as tormentas que apresentam maiores intensidades no segundo, terceiro e quarto quartil, respectivamente.

Para se determinar a probabilidade total da curva de 10% (**Figura 1.5**), na qual a chuva é máxima no primeiro intervalo da tormenta, consulta-se a **Tabela 1.2**, que indica que a tormenta do primeiro quartil ocorreu em 33% dos casos. Portanto, a probabilidade total de ocorrência dessa condição é aproximadamente de 3,5%, ou seja, (0,33 x 0,10).

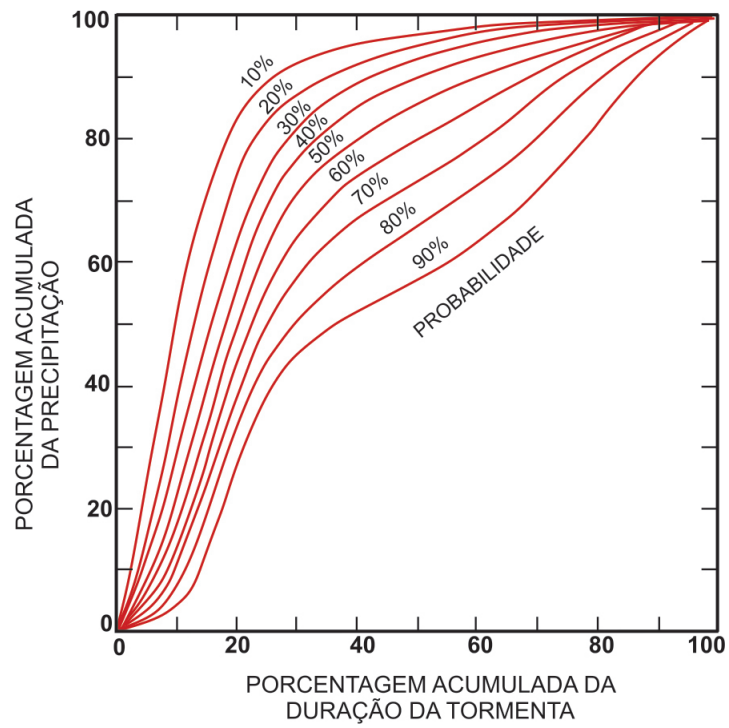


Figura 1.5 - Distribuições temporais de chuvas do primeiro quartil

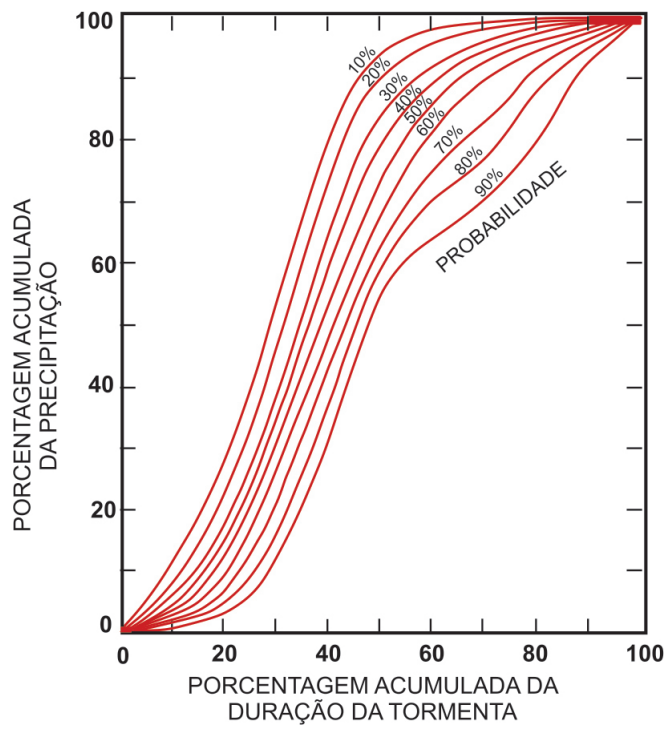


Figura 1.6 - Distribuições temporais para tormentas do segundo quartil

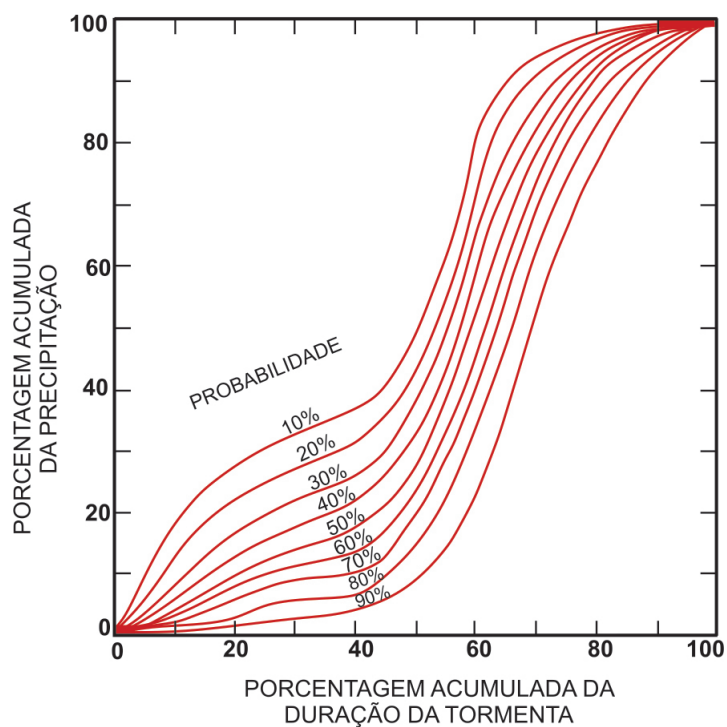


Figura 1.7 - Distribuições temporais das tormentas do terceiro quartil

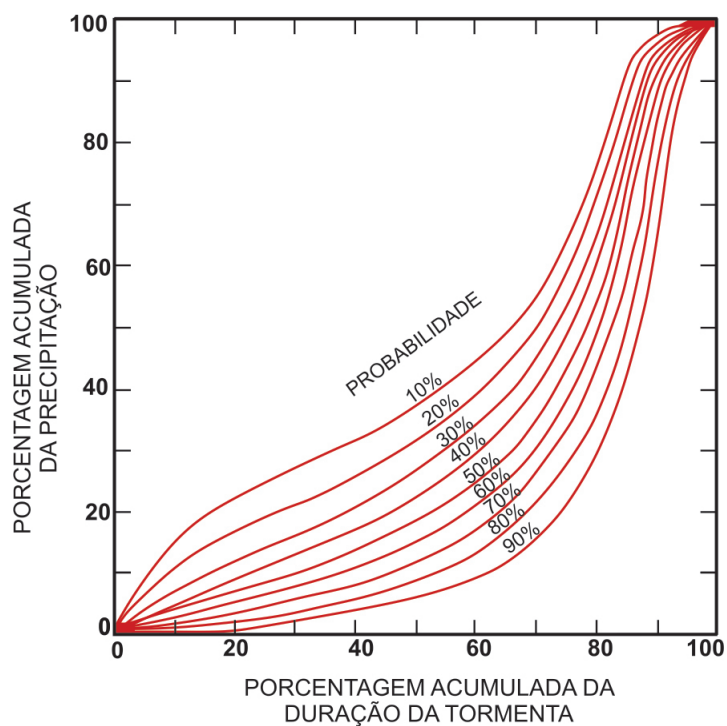


Figura 1.8 - Distribuição temporal de tormentas do quarto quartil

Huff (1967,1990) verificou que nas tormentas de curta duração, menores que 6 horas, prevalece a ocorrência da distribuição do primeiro quartil, enquanto nas tormentas de duração entre 6 e 12 horas prevalece a distribuição do segundo quartil. Já as tormentas de duração entre 12 e 24 horas estão mais associadas à distribuição do terceiro e as tormentas de duração maiores de 24 horas, associadas à distribuição do quarto quartil.

Também verificou que as tormentas de longa duração, em que a chuva é mais distribuída, se enquadram naquelas do primeiro quartil com probabilidade de 90%.

Ressalte-se que das tormentas analisadas, 42% caíram em grupos de duração menores que 12 horas, 33% no grupo das 12 às 24 horas e 25% excederam a duração de 24 horas.

Para ilustrar a aplicação do método de Huff segue o exemplo.

Admita-se que se deseja conhecer a distribuição temporal ou hietograma de projeto de uma chuva prevista de 40 mm, com 1 hora de duração, supondo-se a distribuição temporal correspondente ao primeiro quartil, com probabilidade de ocorrência de 50%.

Como a parte mais intensa da chuva ocorre no primeiro quartil, deve-se consultar a **Figura 1.5** e extrair os elementos para preparar o hietograma. Para facilitar a obtenção dos dados da figura, procede-se da seguinte forma:

- Prepara-se uma tabela (**Tabela 1.3**), com as colunas: Duração, em minutos; % Acumulada da duração; % Acumulada da precipitação; % Precipitação no intervalo; e, Precipitação no intervalo, em mm;
- Escolhe-se como % tempo os valores inteiros de 20, 40, 60, 80 e 100%;
- Dessa forma, como a chuva tem 1 hora de duração e se escolheram 5 intervalos, $\Delta t = 60 / 5 = 12$ minutos;
- Na **Figura 1.5** entra-se no eixo X com a % da duração acumulada da chuva para o valor 20 e vai até encontrar a curva correspondente a 50% de probabilidade. Desta, extrai-se o valor da % acumulada da precipitação, no eixo Y. O valor obtido é igual a 50. O mesmo procedimento é repetido para as % de duração iguais a 40, 60, 80 e 100, obtendo-se valores de % acumulada de precipitação iguais a, respectivamente, 78, 88, 95 e 100;
- % Precipitação no intervalo é obtida calculando-se as diferenças de % Acumulada de precipitação acumulada, por intervalo. Ou seja, no primeiro intervalo é mantido 50%, no segundo, calcula-se $(78 - 50 = 28\%)$, no terceiro, calcula-se $(88-78 = 10\%)$, e assim por diante;
- Os valores das chuvas para cada intervalo (última coluna da **Tabela 1.3**) são obtidos multiplicando-se a coluna 4 pelo total da precipitação de 40 mm, ou seja, $(40 \times 0,50 = 20; 40 \times 0,28 = 11,2)$ e assim por diante;
- Os valores da última coluna caracterizam a distribuição temporal de uma chuva de 40 mm, segundo o método de Huff, conforme o primeiro quartil e com 50 % de probabilidade de ocorrência.

Tabela 1.3 - Hietograma de projeto para uma chuva no primeiro quartil com 50% de probabilidade de ocorrência

| Δt (min) | % da duração | % acumulada de P | % no intervalo | ΔP (mm) |
|------------------|--------------|------------------|----------------|-----------------|
| 12 | 20 | 50 | 50 | 20 |
| 24 | 40 | 78 | 28 | 11,2 |
| 36 | 60 | 88 | 10 | 4,0 |
| 48 | 80 | 95 | 7 | 2,8 |
| 60 | 100 | 100 | 5 | 2,0 |
| Total | | | 100 | 40 |

As distribuições temporais pelo método de Huff podem ser construídas dessa forma para qualquer quartil e probabilidade de ocorrência considerada.

Huff (1990) recomenda que, para a maior parte dos casos de projeto, sejam adotadas as curvas correspondentes a 50% de probabilidade, enquanto para os casos de cálculo de descargas extremas, sejam utilizadas as curvas correspondentes a 10% de probabilidade.

1.2.7 Distribuição Espacial

Os valores de precipitações registrados em um posto pluviométrico são representativos para uma área ao redor do posto. Dependendo das condições topográficas e das características climáticas de uma região, essa área limite varia de 1 km² a 25 km².

O cálculo da precipitação média de um evento em uma área pode ser feito por três processos simples. O da média aritmética, em que a média das precipitações registradas nos vários postos é considerada a média precipitada na área é o mais simples. Pode ser utilizado quando a rede de postos é densa e não há grandes variações de medidas entre os postos. Os dois outros processos são o dos polígonos de Thiessen e o das isoietas, em que a precipitação média é ponderada por áreas de influência.

O método dos polígonos de Thiessen admite que a chuva em um dado ponto é igual àquela medida no posto mais próximo. Os limites das áreas de influência são as mediatrizes dos segmentos que unem dois postos vizinhos. No método das isoietas, admite-se uma variação contínua entre os valores medidos em dois postos vizinhos. As áreas de influência são delimitadas por duas isoietas (linhas de mesma precipitação consecutivas). Relações empíricas do tipo da **Equação 1.5** podem representar a chuva média.

$$P_m = P_o e^{-kA^m} \quad 1.5$$

P_m é a chuva média sobre uma área A;

P_o é a chuva registrada no epicentro da tormenta ;

k e m são parâmetros de ajuste.

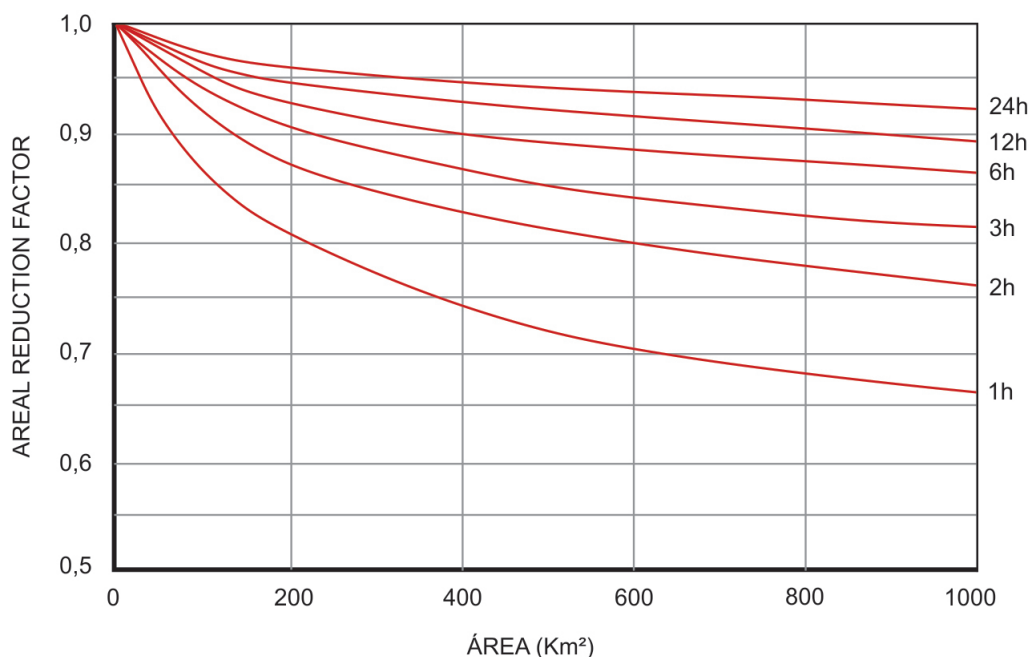


Figura 1.9 - Curvas de redução de precipitação (U.S. National Weather Service)

Com o desenvolvimento dos radares meteorológicos, a cinemática das tormentas será melhor analisada, o que permitirá obter modelos de distribuição espacial de tormentas de projeto mais próximos da realidade física.

1.2.8 Escolha do Período de Retorno

As tormentas de projeto são padrões de precipitações máximas adotados na obtenção de hidrogramas de projeto, utilizados principalmente no dimensionamento de obras de drenagem urbana. Na escolha da tormenta de projeto para os projetos de obras de drenagem urbana deve ser considerada a natureza das obras a projetar. Devem ser levados em conta os riscos relacionados com a segurança da população e com as perdas materiais envolvidas.

A determinação da tormenta de projeto é função da disponibilidade dos dados de precipitação da região de interesse. Caso haja disponibilidade de dados, procura-se determinar um padrão típico para a região em estudo, função da variação espacial e temporal das precipitações.

As relações intensidade-duração-frequência são muito utilizadas na obtenção dos hidrogramas de projeto para o dimensionamento de pequenas obras de drenagem urbana. Essas relações associam à tormenta de projeto uma probabilidade de ocorrência. Dessa forma, a escolha da tormenta de projeto é função da sua probabilidade de ocorrência; conseqüentemente, existe um risco associado dessa tormenta ser igualada ou superada.

A frequência média da tormenta de projeto (F) é dada como o inverso do período de retorno (Tr), ou seja,

$$F = \frac{1}{T_r} \quad 1.6$$

Por exemplo, para uma tormenta de período de retorno de 10 anos a frequência correspondente é igual a 0,1, significa que há uma chance em 10 de ocorrer uma tormenta igual ou superior num dado ano. A probabilidade de ocorrer pelo menos uma tormenta de período de retorno de 10 anos durante um período de N anos é obtida por uma distribuição binomial e expressa pela equação:

$$R = 1 - (1 - F)^N \quad 1.7$$

em que:

R é o risco de ocorrência de ao menos uma tormenta igual ou superior a de projeto na vida útil da obra;

F é a frequência da tormenta;

N é a vida útil da obra, em anos.

Supondo que para o exemplo anterior se deseja saber qual a probabilidade de ocorrer ou ser superada pelo menos uma vez a tormenta de projeto num período de 50 anos, aplica-se a fórmula anterior e se obtém 99% de risco. Supondo que essa tormenta seja utilizada no dimensionamento de uma obra de drenagem, o risco dessa obra ter sua capacidade excedida, ao menos uma vez, é de 99%. Portanto, a escolha do período de retorno da tormenta de projeto significa a escolha de um risco aceitável para a obra desejada. Essa escolha também está associada ao custo da obra, pois um nível de segurança alto para a obra exige um custo elevado. As dificuldades existentes na escolha do período de retorno levam a escolher valores normalmente aceitos pelo meio técnico. Essa escolha deve ser analisada com maior critério, principalmente nas grandes cidades, onde o grau de impermeabilização e a complexidade do sistema de drenagem são muito grandes, o que agrava as consequências das cheias.

As dificuldades em estabelecer objetivamente o período de retorno fazem com que a escolha recaia sobre valores aceitos de forma mais ou menos ampla pelo meio técnico o que nem sempre é o mais adequado, mas pode-se orientar esse processo de escolha levando-se em conta alguns argumentos descritos a seguir.

Toda intervenção no meio físico de um ambiente, seja ou não urbano, está sujeito a certo risco de falha. As intervenções relativas ao controle de cheias e à drenagem urbana estão sujeitas a falhas decorrentes da aleatoriedade da precipitação. Os projetistas e planejadores se deparam com a seguinte questão: para qual risco de falha se deve dimensionar a obra ou intervenção? Em outras palavras: qual o período de retorno a ser adotado?

A adoção de um risco aceitável é uma tarefa carregada de subjetividade, na qual entra em jogo o balanceamento de custos e benefícios vinculados ao projeto em questão. Em geral, quanto menor o risco, maior o investimento e vice-versa. Normalmente, esse tipo de estudo torna-se muito dispendioso e muito demorado, e nem sempre há a garantia de resultados satisfatórios. A prática cotidiana de projetos e intervenções de pequeno e médio porte exige a adoção de alguns níveis de risco compatíveis com a segurança adequada para cada tipo de intervenção.

Como norma geral, podem-se adotar os seguintes critérios: a) períodos de retorno mais baixos (2 a 10 anos) para as obras de microdrenagem, pois, em geral, os danos decorrentes da falha desses sistemas são localizados e de menor magnitude; b) para obras e intervenções em macrodrenagem (canais, córregos e rios de médio e grande porte, reservatórios de retenção, etc.), o risco deve diminuir (sugerem-se períodos de retorno entre 25 e 50 anos), uma vez que a falha desses sistemas resulta em prejuízos e transtornos mais significativos: inundações de edificações, interrupção de tráfego, proliferação de doenças de veiculação hídrica, etc.; c) para regiões onde se prevê prejuízos de alta magnitude, como grandes corredores de tráfego ou áreas vitais para dinâmica da cidade, sugere-se adotar período

de retorno de 100 anos; d) para áreas onde se localizam instalações e edificações de uso estratégico, como hospitais, bombeiros, polícia, centros de controle de emergências, sugere-se período de retorno de 500 anos. Nas situações em que pode ocorrer perda de vidas humanas, é recomendável adotar períodos de retorno de no mínimo 100 anos. A **Tabela 1.4**, a seguir, procura resumir as propostas para adoção de período de retorno sugeridas.

Tabela 1.4 - Períodos de retorno propostos para projetos de drenagem urbana

| Características do sistema | Tr (anos) |
|--|--------------|
| Microdrenagem | 2 a 10 |
| Macro-drenagem | 25 a 50 |
| Grandes corredores de tráfego e áreas vitais para a cidade | 100 |
| Áreas onde se localizam instalações e edificações de uso estratégico, como hospitais, bombeiros, polícia, centros de controle de emergências, etc. | 500 |
| Quando há risco de perdas de vidas humanas | 100 (mínimo) |

No zoneamento de várzeas e áreas ribeirinhas, que pode ser realizado de forma progressiva através da definição de faixas, as regiões com área de inundação mais frequente, resultante de chuvas com período de retorno entre 2 e 10 anos, podem ter usos mais restritivos: parques, jardins, quadras esportivas, etc. Faixas inundáveis para recorrências maiores (períodos de retorno entre 25 e 100 anos) seriam ocupadas com usos menos restritivos: clubes, algumas instalações institucionais, habitações adaptadas ao alagamento (pilotis), etc. A **Tabela 1.5** resume as proposições apresentadas para zoneamento de várzeas.

Tabela 1.5 - Períodos de retorno para zoneamento de várzeas e áreas ribeirinhas

| Faixa inundável | Tr |
|---|----------|
| Parques, jardins, quadras esportivas, etc. | 2 a 10 |
| Clubes, instalações institucionais, edificações sobre pilotis, etc. | 25 a 100 |

De forma que ilustre algumas situações afeitas à questão da escolha do período de retorno, a **Figura 1.10** apresenta a variação da vazão de pico de um hidrograma com o período de retorno para uma bacia hidrográfica hipotética, com vazões obtidas para chuvas de várias durações. A **Figura 1.11** apresenta o gradiente da vazão de pico em função do período de retorno, no qual se pode observar que à medida que o período de retorno cresce, o gradiente das vazões de projeto diminui. Pode-se observar que a vazão cresce de forma não linear com o período de retorno. Desta forma, nem sempre a escolha de um período de retorno maior ocasionaria uma elevação muito grande no custo da obra.

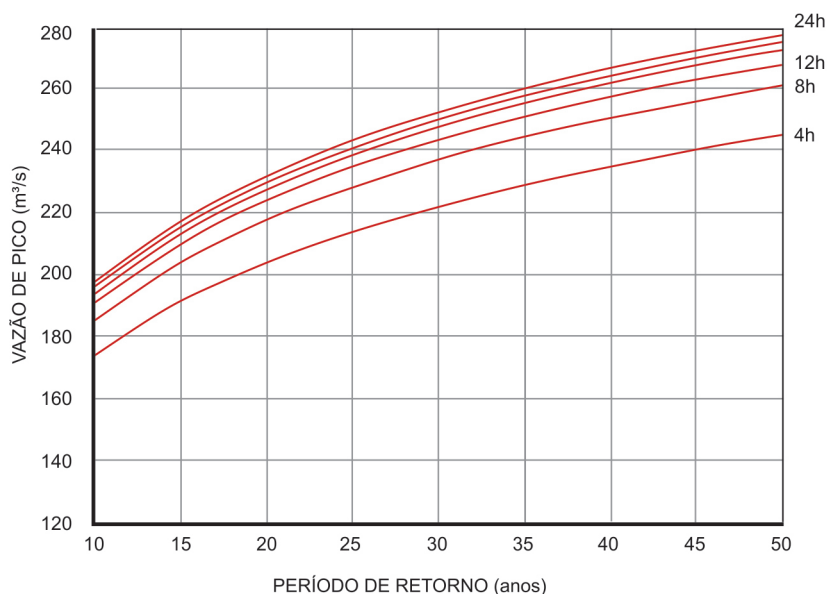


Figura 1.10 - Variação da vazão de projeto em função do período de retorno

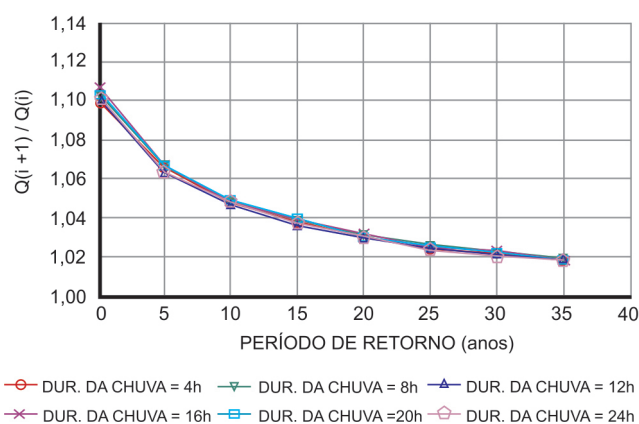


Figura 1.11 - Gradiente da vazão de projeto em relação ao período de retorno

A análise da **Tabela 1.6** mostra que para uma vida útil de 50 anos (normal para obras de drenagem urbana) os riscos são praticamente de 100% para obras de microdrenagem e permanecem ainda razoavelmente altos para obras de macrodrenagem. Como estes riscos são aceitos e adotados correntemente conclui-se que:

- o objetivo principal das obras de microdrenagem é esgotar as vazões oriundas das chuvas mais frequentes e implicitamente se admite a ocorrência de alagamentos com frequência alta;
- as obras de macrodrenagem não constituem solução definitiva para os problemas de inundações e é conveniente que sejam complementadas por outras medidas que visem a aumentar a proteção oferecida pelas obras, como: sistemas de alerta, desvios de rotas, desocupação de áreas, zoneamentos de áreas inundáveis, etc.

Tabela 1.6 - Risco em função da vida útil e do período de retorno

| T (anos) | Vida útil da obra (anos) | | | | |
|----------|--------------------------|----|------|------|------|
| | 2 | 5 | 25 | 50 | 100 |
| 2 | 75 | 97 | 99,9 | 99,9 | 99,9 |
| 5 | 36 | 67 | 99,9 | 99,9 | 99,9 |
| 10 | 19 | 41 | 93 | 99 | 99,9 |
| 25 | 25 | 18 | 64 | 87 | 98 |
| 50 | 40 | 10 | 40 | 64 | 87 |
| 100 | 2 | 5 | 22 | 39 | 63 |
| 500 | 0,4 | 1 | 5 | 9 | 18 |

1.2.9 Duração da Chuva Crítica

É bastante disseminada no meio técnico a orientação de adotar a duração da chuva crítica igual ou próxima do tempo de concentração da bacia, porque desta forma ficaria garantido que o hidrograma atingiria o seu pico. Para durações maiores do que o tempo de concentração a intensidade da chuva tenderia a decrescer e para durações menores não haveria tempo para que toda a área da bacia contribuísse para o exutório da bacia. É importante esclarecer, entretanto, que essas considerações somente são válidas quando se admitem válidas as hipóteses do Método Racional, em especial a constância da intensidade da chuva. Essa hipótese somente é realista para bacias muito pequenas e essa é uma das razões pelas quais, na literatura especializada, a validade desse método é restrita a bacias com áreas de drenagem da ordem de 3 km².

Em bacias maiores a intensidade da precipitação varia ao longo de sua duração. No início da chuva a intensidade costuma ser pequena, tende a aumentar durante certo tempo, para depois decair até cessar. A precipitação no período em que ocorrem as maiores intensidades é a precipitação responsável pelo pico do hidrograma. O método dos Blocos Alternados concentra as maiores intensidades no meio da duração da chuva. Portanto, se a duração da chuva de projeto for aumentada, as chuvas críticas responsáveis pela vazão máxima não serão alteradas e permanecerão junto à região central do hidrograma.

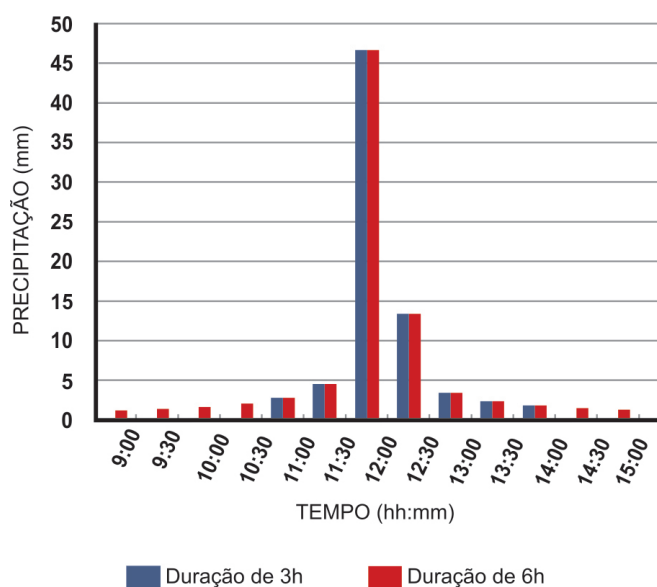


Figura 1.12 - Distribuição de uma precipitação com durações de 3 h e 6 h

A **Figura 1.12** mostra uma precipitação calculada por uma das IDF's de São Paulo para $T=10$ anos. A distribuição foi feita pelo método dos blocos alternados considerando durações de 3 h e 6 h. Nota-se que as precipitações mais intensas concentram-se na região central do gráfico e, nesta região, as quantidades precipitadas são idênticas para as duas durações. A extensão da duração do evento adiciona apenas uma pequena quantidade de precipitação. A quantidade adicionada pode gerar, entretanto, um aumento significativo do volume do hidrograma devido à maior saturação do solo. Pode-se verificar que o aumento do pico do hidrograma não se dá na mesma proporção do seu volume.

Em conclusão, se for adotado o método dos blocos alternados, quanto maiores forem as durações das precipitações de projeto, maiores serão os volumes e picos dos hidrogramas. Se o sistema de controle de cheias prevê a construção de um ou mais reservatórios, recomenda-se adotar durações das precipitações de projeto significativamente maiores do que o tempo de concentração da bacia.

1.2.10 Concepção de Cenários das Tormentas de Projeto

Os itens anteriores apresentaram uma metodologia bastante difundida no meio técnico para determinar a tormenta de projeto. A metodologia baseava-se na determinação da precipitação em um ponto da bacia, à qual se atribuem um período de retorno e uma distribuição ao longo do tempo. Entretanto, o método apresentado não permite calcular a quantidade precipitada em cada segmento da bacia a cada intervalo de tempo. Em outras palavras, a distribuição espacial-temporal da chuva não é considerada e, nos estudos de drenagem urbana usualmente admite-se que a precipitação seja homogênea em toda a bacia.

Quando os estudos se referem a bacias hidrográficas relativamente pequenas (menores do que 10 km^2), a hipótese da homogeneidade da chuva pode ser admitida como realista. Entretanto, a cidade de São Paulo contém diversas bacias maiores do que a faixa citada e, nesses casos, a distribuição espacial da tormenta pode ter efeito significativo no comportamento dos escoamentos na rede hidrográfica da bacia.

A análise dos sistemas de drenagem de bacias urbanas constitui problema de grande complexidade graças principalmente ao dinamismo do uso e ocupação do solo e à implantação de estruturas hidráulicas tais como canais, soleiras, diques, reservatórios e a própria ampliação do sistema de drenagem. Estas modificações alteram as condições hidráulicas da bacia, fazendo com que suas respostas hidrológicas sejam significativamente influenciadas pela distribuição tempo-espaço das tormentas.

Em especial, quando o controle de cheias da bacia se baseia em reservatórios, a distribuição dos escoamentos no espaço e no tempo representa papel importante no desempenho do sistema e, portanto, não é admissível aceitar a hipótese da homogeneidade da precipitação.

Ainda não existe metodologia amplamente aceita para considerar as variações espaciais e temporais das tormentas de projeto. Entretanto, quando se dispõe de relativa abundância de dados pluviométricos, é possível desenvolver e aplicar procedimentos que representam significativo avanço em relação à hipótese da distribuição espacial homogênea. O termo "*concepção de cenários de tormentas de projeto*" vem sendo utilizado para denominar essa metodologia, como se descreve a seguir.

- As precipitações são medidas em pontos discretos de uma bacia hidrográfica, por meio de postos pluviométricos de solo ou são estimadas em maiores áreas por intermédio de radares meteorológicos. A aquisição e análise sistemática destes dados permitem reunir uma coleção de "tormentas críticas", assim denominadas por causarem cheias de impacto significativo. Cada uma dessas tormentas constitui um *cenário de precipitação* e o conjunto delas é a base da metodologia de concepção de cenários de tormentas;

- A bacia é então dividida em quadrículas, definidas por suas coordenadas X e Y. A cada quadrícula associa-se um vetor de precipitação (Intensidade x Tempo). Trata-se, portanto, de uma representação em quatro dimensões, como ilustrado a seguir.
- Outra possibilidade de representar a precipitação ao longo do tempo é discretizar a duração da chuva em intervalos Δt e construir matrizes (X,Y,I) para cada Δt . A **Figura 1.13** apresenta um exemplo de uma chuva com duração de 1,5 h, discretizada em Δt de 30 minutos. Nessa figura pode ser visualizada a localização da bacia hidrográfica sobreposta nas quadrículas, as cores mostram a evolução da tormenta sobre a bacia no tempo.
- Por meio de um modelo de transformação de chuva em vazão simula-se o comportamento da bacia para os diversos cenários de tormentas críticas obtendo-se os correspondentes cenários de vazões, níveis, áreas inundadas e outras variáveis de interesse.
- A decisão sobre as melhores alternativas de controle de inundações na bacia pode então ser tomada a partir de um conjunto de informações muito mais rico, abrangente e realista.

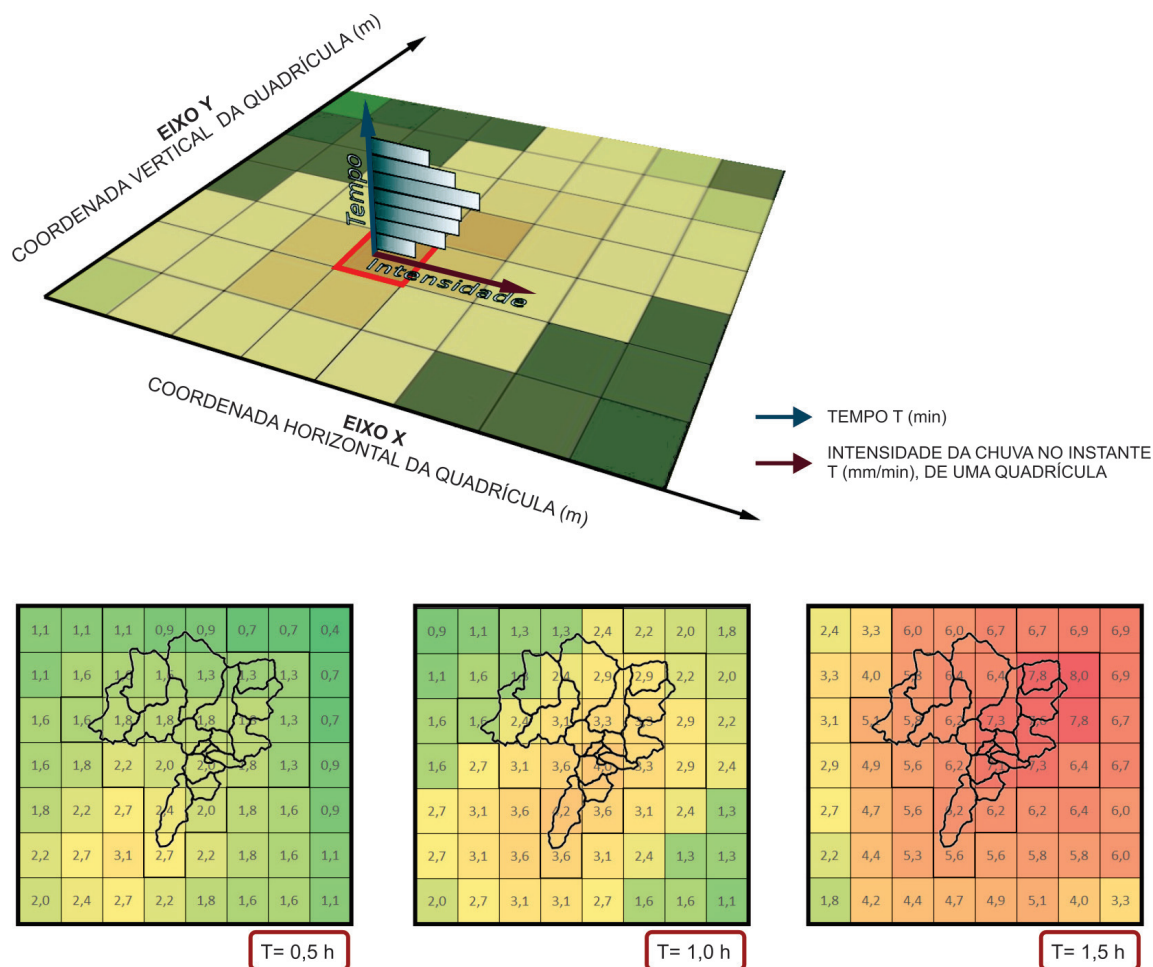


Figura 1.13 - Matrizes de chuva, discretização da curva no espaço para três intervalos de tempo

É importante notar que não é possível calcular a recorrência das tormentas críticas analisadas, pois o conceito de período de retorno de uma precipitação é definido para um ponto. Entretanto, mediante abordagens empíricas e aproximadas, é possível associar períodos de retorno às diversas tormentas analisadas.

Analisando a **Figura 1.13**, observa-se que cada sub-bacia pode sofrer influência de mais de uma quadrícula, sendo necessário obter um hietograma composto pelas quadrículas que influem sobre a área da bacia. Cada quadrícula possui um valor de intensidade de chuva para cada intervalo de tempo, em que esta informação pode ser obtida de uma rede pluviométrica ou através de informações de radar meteorológico. O monitoramento hidrológico do Sistema de Alerta Inundações de São Paulo (SAISP) é feito pela Rede Telemétrica de Hidrologia e pelo Radar Meteorológico de São Paulo. A Rede Telemétrica fornece, em tempo real, informações hidrológicas obtidas de estações fluviométricas e pluviométricas. Essas estações automáticas foram configuradas para fornecer informações num intervalo de 5 minutos.

O radar meteorológico permite a obtenção de mapas de chuva observada na área de influência do radar, obtendo-se quadrículas (2 x 2 km) com informações de chuva, como as apresentadas na **Figura 1.13**. Esses mapas mostram a evolução temporal da distribuição espacial das chuvas.

A **Figura 1.14** mostra como pode ser obtido o hietograma composto para a sub-bacia em análise a partir de informações disponibilizadas pelo radar. Nesta figura, cada quadrícula representa uma área 4 km² e a sub-bacia em questão sofre influência de 4 quadrículas e seu hietograma composto é formado pela ponderação das informações de cada quadrícula.

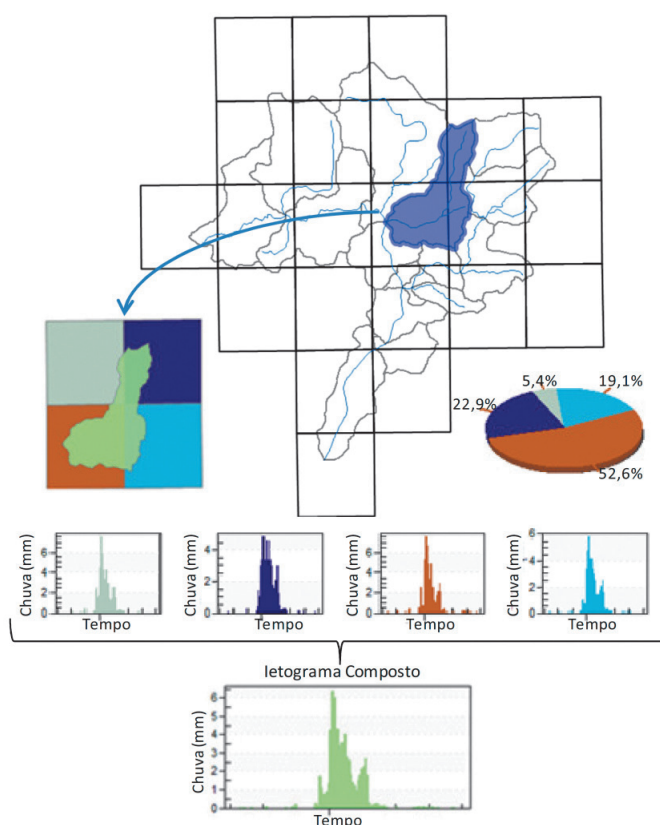


Figura 1.14 - Esquema representativo da determinação do Hietograma de uma sub-bacia

Esta metodologia permite determinar um hietograma para cada sub-bacia, que considera a distribuição espacial e temporal da chuva. Esse tipo de análise pode ser feita a partir de uma rede densa de postos pluviométricos ou de informações de radar meteorológico. A utilização de radar meteorológico é um avanço no detalhamento das informações que servem de entrada para o modelo de simulação hidrológica. Diferente do método clássico das isoietas, em que sua precisão depende da densidade da rede de postos pluviométricos, os mapas de chuva determinados pelo radar permitem obter um valor de chuva para cada quadrícula e a rede de postos pluviométricos pode ser utilizada para a validação dos dados.

Esse tipo de metodologia permite que os modelos de simulação representem de forma mais realista os eventos ocorridos na bacia hidrográfica, pois a chuva é introduzida na bacia respeitando as informações fornecidas pelo radar. Assim, o avanço e a intensidade da chuva em cada instante e local da bacia são obtidos de forma precisa. Na **Figura 1.15** observam-se os hidrogramas obtidos para as chuvas de um ponto discreto e a chuva determinada pelo radar.

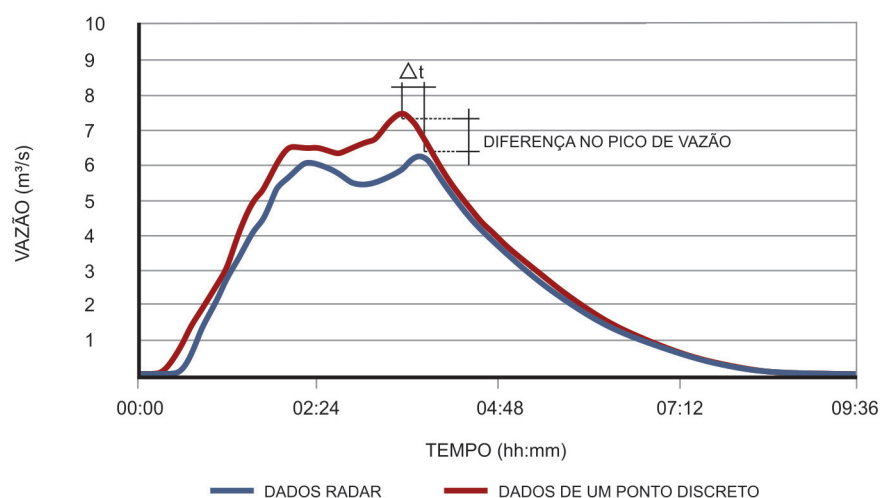


Figura 1.15 - Hidrogramas de saída da Sub-bacia analisada obtidos para uma chuva discreta com chuva de projeto e chuva determinada pelo radar

No caso em que foi utilizada apenas a chuva de uma quadrícula, sem considerar a discretização espacial e temporal, o hidrograma resultante apresentou um pico mais acentuado do que o hidrograma obtido com a chuva do radar. Esta diferença se deve aos hietogramas utilizados como dados de entrada para o modelo. Quando se utiliza uma informação discreta de chuva para toda a bacia, admite-se que a chuva ocorreu de forma homogênea em toda a bacia. Esta homogeneidade é improvável, o que ocorre na maioria dos casos é que a chuva seja subestimada ou superestimada. Assim, em bacias hidrográficas urbanas que possuem uma rede de drenagem complexa, com diversas estruturas hidráulicas e sub-bacias, as distribuições espacial e temporal apresentam maior interferência no hidrograma resultante, sendo aconselhada a utilização de dados discretizados no tempo e no espaço.

1.3 VAZÕES DE PROJETO

Em geral, poucas bacias urbanas contam com redes de monitoramento de vazões. Dessa forma, as vazões de projeto são normalmente definidas a partir de modelos chuva-vazão, como o método racional, o hidrograma unitário, etc. A metodologia geral parte da determinação da chuva de projeto, geralmente a

partir de relações I-D-F, cálculo da chuva excedente (precipitação menos infiltração e outras perdas) e, finalmente, definição do hidrograma ou vazão de projeto.

A obtenção da vazão de projeto passa pela análise criteriosa do escoamento superficial, que inclui a determinação da vazão de pico, o volume, e a forma do hidrograma bem como o período de retorno associado a estes valores. Este problema constitui um dos mais importantes fatores de sucesso de um projeto de drenagem urbana. Erros cometidos nessa fase poderão introduzir incoerências graves no planejamento das intervenções na bacia e acarretarão obras sub ou superdimensionadas.

É importante reconhecer também que os valores obtidos nessa análise serão sempre aproximados devido às incertezas hidrológicas, às simplificações dos métodos disponíveis e aos critérios adotados. Tal fato não justifica, entretanto, atitudes pouco cuidadosas nessa etapa, pois quanto mais metódicos e sistemáticos forem os procedimentos utilizados, menor será a probabilidade de ocorrência de erros comprometedores. A melhor forma de evitar problemas quanto às incertezas de natureza hidrológica é elaborar um Plano Diretor de Drenagem Urbana para toda a bacia (Porto et al, 1993).

Quando tal plano não existe, a melhor atitude será estudar a hidrologia de toda a bacia, mesmo que o projeto em questão se refira a um trecho limitado do total da área drenada. Nesse caso, dois aspectos devem merecer atenção especial do projetista:

- a ocupação futura da bacia, principalmente no que se refere às taxas de impermeabilização e outras intervenções humanas que possam, por exemplo, reduzir o seu tempo de concentração ou levar à ocupação de áreas inadequadas;
- efeitos causados pelas obras em estudo a montante e a jusante do trecho da intervenção.

Neste item será dada ênfase à determinação da chuva excedente e à vazão de projeto. Duas abordagens são de uso consagrado em hidrologia urbana:

- o já clássico método racional, aplicável a bacias urbanas com área de drenagem inferior a 3 km², e;
- os métodos baseados na teoria do hidrograma unitário, cuja utilização se recomenda para bacias de maior porte.

Em ambos os casos a vazão de projeto e/ou hidrograma de cheias são determinados a partir de uma tormenta de projeto, da qual são descontadas as diversas perdas que ocorrem na bacia. O período de retorno das vazões é, por hipótese, considerado igual ao período de retorno da tormenta de projeto.

Essa hipótese é, em princípio, criticável porque nem sempre as mesmas tormentas acarretam as mesmas vazões, uma vez que as condições antecedentes de umidade do solo e as modificações das condições de escoamento da bacia (geralmente significativas em áreas urbanas) alteram as relações entre as chuvas e vazões. Por essa razão, costumam-se adotar valores conservadores da umidade do solo e elaborar previsões sobre as condições futuras de escoamento.

1.3.1 Determinação da Precipitação Excedente

O escoamento superficial direto ou precipitação excedente é a parcela da precipitação total que escoia inicialmente pela superfície do solo, concentrando-se em enxurradas e posteriormente em cursos de água maiores e mais bem definidos. A chuva excedente é a maior responsável pelas vazões de cheia principalmente em bacias pequenas e urbanizadas. A **Equação 1.8** fornece o volume de escoamento superficial direto.

$$V_{esd} = AD \cdot h_{exc} \quad 1.8$$

em que:

V_{esd} é o escoamento superficial direto

AD é a área de drenagem

h_{exc} é a lâmina excedente

A impermeabilização do solo, que normalmente acompanha o processo de urbanização altera dramaticamente a parcela da chuva que esco superficialmente. Aumentos de h_{exc} da ordem de 300 a 400% não são incomuns quando a bacia passa de uma ocupação natural ou rural para uma ocupação de alto grau de urbanização. Distinguem-se duas abordagens principais para o cálculo da chuva excedente:

a chuva excedente é calculada diretamente por meio de relações funcionais que levam em conta o total precipitado, o tipo de solo, sua ocupação, umidade antecedente, etc.

$$h_{exc} = f(P, TS, OS, UA, \dots) \quad 1.9$$

em que:

h_{exc} é a chuva excedente (mm)

P é o total precipitado (mm)

TS, OS, UA são parâmetros que exprimem numericamente o tipo de solo, sua ocupação e umidade antecedente.

Esses métodos baseiam-se normalmente em relações empíricas, alguns de frágil fundamentação teórica. São largamente utilizados pois normalmente são de uso fácil e fornecem resultados satisfatórios quando empregados com discernimento. Exemplos típicos dessa classe de métodos são os consagrados métodos do número da curva do SCS e o método do coeficiente de escoamento superficial, utilizado para cálculo das vazões de pico no método racional.

No segundo enfoque calculam-se as perdas por infiltração, interceptação, retenção e outras, e a seguir determina-se a chuva excedente pela relação:

$$h_{exc} = P - h_{perdas} \quad 1.10$$

em que:

h_{perdas} representa o total das perdas acima relacionadas e os outros termos já foram definidos.

Esses métodos baseiam-se em fórmulas de infiltração que procuram representar os processos físicos que ocorrem na camada superior do solo. A maior dificuldade na aplicação destes métodos reside na escolha dos parâmetros das fórmulas de infiltração. As fórmulas de Horton e Green-Ampt, que serão apresentadas adiante, constituem exemplos típicos dessa categoria.

O método do Soil Conservation Service

Um dos métodos de utilização corrente que se aplica especialmente quando não se dispõe de dados hidrológicos é o do Soil Conservation Service (SCS) do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos. Existe uma adaptação do método para os solos do Estado de São Paulo (Setzer et al., 1979), suficientemente abrangente para ser aplicada a solos de outros estados.

A fórmula proposta pelo SCS é a **Equação 1.11**. O valor de S depende do tipo e da ocupação do solo e pode ser determinado facilmente por tabelas próprias. A quantidade de 0,2 S é uma estimativa de perdas iniciais (A_i) devidas à interceptação e à retenção em depressões. Por esta razão impõe-se a condição $P > 0,2S$.

$$H_{exc} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}, P > 0,2S \quad 1.11$$

em que:

Q é o escoamento superficial direto, em mm;

P é a precipitação, em mm;

S é a retenção potencial do solo, em mm.

Para facilitar a solução da equação acima faz-se a mudança de variável representada pela **Equação 1.12**.

$$CN = \frac{1000}{10 + \frac{S}{25,4}} \quad 1.12$$

em que:

CN é chamado de “número de curva” e varia entre 0 e 100.

O parâmetro *CN* depende basicamente dos seguintes fatores:

- Tipo de solo
- Condições de uso e ocupação do solo
- Umidade antecedente do solo

Tipos de solo e condições de ocupação

O SCS distingue em seu método quatro grupos hidrológicos de solos.

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

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

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

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

Condições de Uso e Ocupação do Solo

A **Tabela 1.7** fornece valores de *CN* para os diferentes tipos de solo e respectivas condições de ocupação. Essa Tabela refere-se à condição II de umidade antecedente do solo.

Condições de Umidade Antecedente do Solo

O método do SCS distingue três condições de umidade antecedente do solo:

CONDIÇÃO I - solos secos: as chuvas nos últimos 5 dias não ultrapassam 15mm.

CONDIÇÃO II - situação média na época das cheias: as chuvas nos últimos 5 dias totalizaram entre 15 e 40 mm.

CONDIÇÃO III - solo úmido (próximo da saturação): as chuvas nos últimos 5 dias foram superiores a 40mm e as condições meteorológicas desfavoráveis a altas taxas de evaporação.

A **Tabela 1.8** permite converter o valor de *CN* para condição I ou III, dependendo da situação que se desejar representar. O roteiro de cálculo para a aplicação do método do SCS percorre usualmente as seguintes etapas:

- Escolha das condições de saturação do solo;
- Determinação do grupo hidrológico do solo;
- Determinação do CN para a condição II por meio da **Tabela 1.7**;
- Transformação do CN para a condição desejada pela
- **Tabela 1.8**;
- Determinação do escoamento superficial.

Tabela 1.7 - Valores de CN em função da cobertura e do tipo hidrológico de solo para a condição II de umidade do solo

| Tipo de uso do solo/ Tratamento/ Condições hidrológicas | | Grupo Hidrológico | | | |
|--|-----------------|-------------------|----|----|----|
| | | A | B | C | D |
| Uso Residencial | | | | | |
| Tamanho médio do lote | % Impermeável | | | | |
| até 500 m ² | 65 | 77 | 85 | 90 | 92 |
| 1000 m ² | 38 | 61 | 75 | 83 | 87 |
| 1500 m ² | 30 | 57 | 72 | 81 | 86 |
| Estacionamentos pavimentados, telhados | | 98 | 98 | 98 | 98 |
| Ruas e estradas: | | | | | |
| pavimentadas, com guias e drenagem | | 98 | 98 | 98 | 98 |
| com cascalho | | 76 | 85 | 89 | 91 |
| de terra | | 72 | 82 | 87 | 89 |
| Áreas comerciais (85% de impermeabilização) | | 89 | 92 | 94 | 95 |
| Distritos industriais (72% de impermeabilização) | | 81 | 88 | 91 | 93 |
| Espaços abertos, parques, jardins: | | | | | |
| boas condições, cobertura de grama > 75% | | 39 | 61 | 74 | 80 |
| condições médias, cobertura de grama > 50% | | 49 | 69 | 79 | 84 |
| Terreno preparado para plantio, descoberto | | | | | |
| Plantio em linha reta | | 77 | 86 | 91 | 94 |
| Culturas em fileira | | | | | |
| linha reta | condições ruins | 72 | 81 | 88 | 91 |
| | boas | 67 | 78 | 85 | 89 |
| curva de nível | condições ruins | 70 | 79 | 84 | 88 |
| | boas | 65 | 75 | 82 | 86 |
| Cultura de grãos | | | | | |
| linha reta | condições ruins | 65 | 76 | 84 | 88 |
| | boas | 63 | 75 | 83 | 87 |
| curva de nível | condições ruins | 63 | 74 | 82 | 85 |
| | boas | 61 | 73 | 81 | 84 |
| Pasto | | | | | |
| | condições ruins | 68 | 79 | 86 | 89 |
| | médias | 49 | 69 | 79 | 84 |
| | boas | 39 | 61 | 74 | 80 |
| curva de nível | condições ruins | 47 | 67 | 81 | 88 |
| | médias | 25 | 59 | 75 | 83 |
| | boas | 6 | 35 | 70 | 79 |
| Campos | condições boas | 30 | 58 | 71 | 78 |
| Florestas | | | | | |
| | condições ruins | 45 | 66 | 77 | 83 |
| | boas | 36 | 60 | 73 | 79 |
| | médias | 25 | 55 | 70 | 77 |

Tabela 1.8 - Conversão das Curvas CN para as diferentes Condições de Umidade do solo

| Condições de umidade | | |
|----------------------|-----|-----|
| I | II | III |
| 100 | 100 | 100 |
| 87 | 95 | 99 |
| 78 | 90 | 98 |
| 70 | 85 | 97 |
| 63 | 80 | 94 |
| 57 | 75 | 91 |
| 51 | 70 | 87 |
| 45 | 65 | 83 |
| 40 | 60 | 79 |
| 35 | 55 | 75 |
| 31 | 50 | 70 |
| 27 | 45 | 65 |
| 23 | 40 | 60 |
| 19 | 35 | 55 |
| 15 | 30 | 50 |

Atualmente, com o desenvolvimento da área de geoprocessamento, é recomendável proceder ao cálculo do parâmetro CN com base na classificação de uso e ocupação do solo obtida a partir da interpretação de imagens de satélite. Conta-se com uma diversidade muito grande de produtos, tanto relativos às imagens como aos softwares que fazem a geointerpretação, com preços e atributos variados. Podem-se destacar dois produtos gratuitos: o software Spring do INPE (Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais) e as imagens do satélite sino-brasileiro CBERS (China Brasil Earth Resources Satellite), também fornecidas pelo INPE.

Efeitos da Urbanização

A aplicação do método do SCS a áreas urbanizadas pode ser feita de duas formas. Uma delas é fazer uso de tabelas que levam em conta os tipos de ocupação do solo característicos de áreas urbanas como a **Tabela 14**. Caso a bacia apresente diversos tipos de solo e de ocupação, deve-se adotar o valor de CN obtido pela média ponderada dos diversos CNs correspondentes às áreas homogêneas.

Exemplo: Calcular o CN médio de uma bacia com área de drenagem de 3 km², sendo 2 km² de solo B e 1 km² de solo C com a seguinte ocupação:

Solo B:

0,3 km² - ruas pavimentadas e estacionamento (CN = 98)

1,1 km² - uso residencial, lotes de 500 m² (CN = 85)

0,6 km² - áreas comerciais (CN = 92)

Solo C:

- 0,2 km² - áreas residenciais, lotes de 1.000 m² (CN = 83)
 - 0,3 km² - parques jardins em boas condições (CN = 74)
 - 0,4 km² - área preservada (floresta em boas condições) (CN = 73)
 - 0,1 km² - ruas pavimentadas e estacionamentos (CN = 98)
- O valor ponderado de CN será:

$$CN = \frac{0,3 \cdot 98 + 1,1 \cdot 85 + 0,6 \cdot 92 + 0,2 \cdot 83 + 0,3 \cdot 74 + 0,4 \cdot 73 + 0,1 \cdot 98}{3} = 85,3 \quad \mathbf{1.13}$$

Alternativamente, pode-se separar a bacia em áreas permeáveis e impermeáveis e calcular o CN ponderado. No exemplo anterior teríamos:

Solo B:

- área impermeável: 1,5 km² (CN = 98)
- área permeável (gramados): 0,5 km² (CN = 61)

Solo C:

- área impermeável: 0,15 km² (CN = 98)
- área permeável (gramados): 0,85 km² (CN = 74)

$$CN = \frac{1,5 \cdot 98 + 0,5 \cdot 61 + 0,15 \cdot 98 + 0,85 \cdot 74}{3} = 85,0 \quad \mathbf{1.14}$$

Valores de CN para o Município de São Paulo

Os valores de CN para o Município de São Paulo são apresentados com base na metodologia desenvolvida por Kutner et al. (2001) e nas atualizações apresentadas por ocasião da elaboração do Plano da Bacia do Alto Tietê, 2009.

Os valores de CN foram estimados por Kutner et al. (2001), utilizando-se a Carta Geológica da RMSP em escala 1:100.000 para definir os litotipos mais significativos sob o ponto de vista do comportamento hidráulico-hidrológico nas sub-bacias. Os litotipos mais relevantes para o estudo foram:

- Sedimentos Aluvionares Quaternários (Qa);
- Sedimentos Terciários da Bacia de São Paulo – (TQa);
- Intrusões Graníticas do Fácies Cantareira do Pré-Cambriano (pC Agg);
- Micaxistos dos Grupos Açungui e São Roque do Pré-Cambriano (pC Amx);
- Filitos do Grupo São Roque do Pré-Cambriano (pC Afm);
- Migmatitos e Gnaisses do Grupo Açungui do Pré-Cambriano (pC Amg).

Depois da identificação dos litotipos presentes, foram quantificadas as suas ocorrências em cada sub-bacia definida, em forma de porcentagem relativamente às suas áreas.

Cada um dos litotipos, através dos processos de intemperismo atuantes, geram mantos de solos texturalmente muito variáveis, desde os arenosos (mais permeáveis e percoláveis) até os argilosos (menos permeáveis e, portanto, com maiores índices de escoamento superficial), além de toda a gama de solos decorrentes da miscigenação entre estas texturas extremas (Kutner et al, op. cit.).

A caracterização e a quantificação do comportamento hidráulico dos solos pode ser feita por meio de sistemas de classificação específicos. Dois desses sistemas destacam-se por suas abrangências: o do

“Soil Conservation Service” – SCS (1951) e o de Setzer & Porto (1979). Kutner et al (2001) adotaram a combinação de ambas as classificações, visando a uma maior abrangência do método de estudo então proposto.

O fato acima destacado de que cada litotipo gera um solo típico e característico, principalmente quanto à sua textura, tendo em vista as peculiaridades mineralógicas de cada um desses litotipos e o processo de intemperismo atuante, implica também o fato que os solos de cada litotipo consistam de misturas dos solos dos diversos Grupos Hidrológicos mencionados nos sistemas classificatórios. Em outros termos: o solo de cada litotipo é, a rigor, constituído pela mistura dos vários grupos hidrológicos de solos.

Assim, adotando-se ambos os critérios de classificação (Setzer & Porto, 1979 e do SCS) pode-se compor a tabela a seguir. Esta apresenta as porcentagens dos vários grupos de solos para cada um dos diferentes litotipos ocorrentes na região. Kutner et al (2001) optaram por 4 grupos hidrológicos de solo, de acordo com a classificação do SCS.

Tabela 1.9 - Composição Porcentual Proposta para os Diferentes Grupos de Solos em cada um dos Litotipos ocorrentes

| Litotipo | Solos | | | |
|---|-------|----|----|----|
| | A | B | C | D |
| 1 - Grupo dos sedimentos Aluvionares (Qa) | 15 | 25 | 30 | 30 |
| 2 - Grupo dos Sedimentos Terciários (Tqa) | 10 | 15 | 40 | 35 |
| 3 - Grupo das Intrusões Graníticas (pC Agg) | 15 | 45 | 15 | 25 |
| 4 - Grupo de Micaxistos (pC Amx) | 5 | 10 | 35 | 50 |
| 5 - Grupo dos Filtros (pC Afm) | - | - | 50 | 50 |
| 6 - Grupo dos Migmatitos e Gnaisses (pC Amg) | 15 | 35 | 25 | 25 |

Inicialmente foi realizada a avaliação da porcentagem de cada litotipo existente na sub-bacia, relativamente à área total dessa sub-bacia (“% dos Litotipos Constituintes”); de posse também da porcentagem dos diferentes tipos de solos, por litotipo, calculou-se, para cada sub-bacia, a porcentagem de cada grupo hidrológico de solo existente em cada sub-bacia, considerando-se, portanto, as suas constituições geológicas (% dos grupos de solos equivalentes). Maiores detalhes da metodologia para determinação do CN são encontrados em Kutner et al (2001).

O geólogo Arnaldo Sérgio Kutner, por ocasião da Elaboração do Plano da Bacia do Alto Tietê (2009) atualizou e estimou os valores de CN para as sub-bacias consideradas, desde as nascentes do Rio Tietê até o reservatório de Pirapora.

Estimativa do CN, segundo metodologia de Kutner et al (2001)

Associando-se os valores de “CN” apresentados na **Tabela 1.7** com as composições ponderadas dos grupos hidrológicos de solo contidas em cada Litotipo, conforme **Tabela 1.9**, desenvolveu-se a **Tabela 1.10** – “Valores de ‘CN’ em função dos litotipos”. Uma vez que as cartas geológicas costumam estar mais facilmente disponíveis, a **Tabela 1.10** representa uma maneira alternativa mais rápida para a avaliação dos mencionados coeficientes “CN”.

Tabela 1.10 - Valores de 'CN' em função dos Litotipos

| Tipo | Utilização ou Cobertura / Uso do Solo | LITOTIPO | | | | | |
|---------------|---|----------|----|----|----|----|----|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1 | ZONAS CULTIVADAS | | | | | | |
| | sem conservação do solo | 85 | 86 | 83 | 88 | 90 | 84 |
| | com conservação do solo | 75 | 76 | 73 | 78 | 80 | 74 |
| | pastagens ou terrenos em más condições | 82 | 84 | 81 | 86 | 88 | 82 |
| 2 | BALDIOS / boas condições | 67 | 71 | 64 | 74 | 77 | 66 |
| 3 | PRADOS / boas condições | 64 | 67 | 61 | 71 | 75 | 62 |
| 4 | BOSQUES OU ZONAS FLORESTAIS | | | | | | |
| | cobertura ruim | 71 | 74 | 69 | 77 | 80 | 70 |
| | cobertura boa | 62 | 66 | 58 | 70 | 74 | 60 |
| 5 | ESPAÇOS ABERTOS / RELVADOS / PARQUES / boas condições | | | | | | |
| | com relva em mais de 75% da área | 67 | 71 | 64 | 74 | 77 | 66 |
| | com relva de 50 a 75% da área | 74 | 76 | 71 | 79 | 82 | 72 |
| 6 | ZONAS | | | | | | |
| | comerciais e de escritórios | 93 | 94 | 93 | 94 | 95 | 93 |
| | industriais | 89 | 90 | 89 | 91 | 92 | 89 |
| | residenciais lotes de área (m ²) % impermeável | | | | | | |
| | <500 65 | 87 | 89 | 86 | 90 | 91 | 87 |
| | 1.000 38 | 79 | 81 | 77 | 83 | 85 | 78 |
| | 1.300 30 | 77 | 79 | 75 | 91 | 94 | 76 |
| | 2.000 25 | 75 | 78 | 73 | 80 | 83 | 74 |
| 4.000 20 | 74 | 76 | 71 | 79 | 82 | 72 | |
| 7 | PARQUES | | | | | | |
| | estacionamentos, telhados, viadutos, etc. | 98 | 98 | 98 | 98 | 98 | 98 |
| | arruamentos e estradas asfaltadas, com drenagem | 87 | 88 | 86 | 89 | 90 | 86 |
| | paralelepípedos, terra | 84 | 85 | 83 | 87 | 88 | 84 |

LITOTIPOS

- 1-Sedimentos aluvionares quaternários
- 2-Sedimentos terciários da Bacia de São Paulo
- 3-Grupo das Intrusões graníticas e granodioríticas

- 4-Grupo dos micaxistos
- 5-Grupo dos filitos
- 6-Grupo dos gnaisses e migmatitos

Os valores de CN para cada sub-bacia foram determinados utilizando-se o seguinte procedimento:

- Determinou-se para cada sub-bacia as porcentagens de uso e ocupação do solo em relação à sua área (com o auxílio do mapa de uso e ocupação do solo de 2002, Emplasa) e a **Tabela 1.10**;
- Cada uso encontrado na sub-bacia foi associado ao respectivo grupo hidrológico de solo e aos litotipos, conforme associação das **Tabela 1.7**, **Tabela 1.9** e **Tabela 1.10**. Isso permitiu determinar o valor de CN por uso.

Depois da determinação do CN para cada uso e ocupação encontrado na sub-bacia, determinou-se o CN ponderado por sub-bacia.

A **Tabela 1.11** apresenta os valores de CN estimados por sub-bacia para o Município de São Paulo. Além do CN atual foi estimado um valor de CN futuro. Este foi estimado com base numa situação de possível impermeabilização para o horizonte do Plano da Bacia do Alto Tietê, 2020. Essa estimativa não deve ser tomada como um prognóstico científico, que seria inviável em face da complexidade do problema. Portanto, essa análise buscou a obtenção de um instrumento para simular as condições da macrodrenagem metropolitana em uma situação plausível de futuro, baseada nas tendências.

A seguir são apresentadas as seguintes ilustrações:

- Valores de “CN – Atual” - Município de São Paulo – a título ilustrativo os valores de CN para a situação atual são apresentados por faixas. O desenho apresenta os códigos de identificação das sub-bacias, conforme **Figura 1.16**;
- Valores de “CN – Futuro” - Município de São Paulo - a título ilustrativo os valores de CN para a situação futura são apresentados por faixas. O desenho apresenta os códigos de identificação das sub-bacias, conforme **Figura 1.17**.

Na **Tabela 1.11** observa-se um número de identificação para cada sub-bacia que permite a sua associação com as ilustrações que indicam os valores de CN, **Figura 1.16** e **Figura 1.17**.

Tabela 1.11 - Valores de “CN” nas Sub-bacias – Município de São Paulo

| Id Bacia | Sub-Bacia | Sub-Região | Área (km ²) | CN Atual | CN Futuro |
|----------|---|------------------------|-------------------------|----------|-----------|
| 6.1.10 | Guaratuba ou Itaquera / Juca / Verde | CABECEIRAS | 94,6 | 86 | 87 |
| 6.1.3.7 | Pequenas sub-bacias lat. Esquerda do Tietê entre os Rios Guaió e Itaquera / Guaratuba | CABECEIRAS | 22,2 | 84 | 89 |
| 6.2.1 | Represa Billings | BILLINGS - TAMANDUATEÍ | 162,2 | 82 | 85 |
| 6.2.2.3 | Rio Oratório (Bacia do Rio Tamanduateí) | BILLINGS - TAMANDUATEÍ | 12,2 | 88 | 88 |
| 6.2.2.5 | Pequenas bacias laterais do Rio Tamanduateí Médio II | BILLINGS - TAMANDUATEÍ | 5,0 | 88 | 88 |
| 6.2.2.6 | Ribeirão dos Meninos (Bacia do Rio Tamanduateí) | BILLINGS - TAMANDUATEÍ | 10,6 | 87 | 88 |
| 6.3.1.2 | Pequenas sub-bacias lat. esquerda do Tietê - montante do Rio Cabuçu de Cima | PENHA - PINHEIROS | 16,0 | 85 | 86 |
| 6.3.1.3 | Pequenas sub-bacias laterais do Tietê - montante do Rio Tamanduateí | PENHA - PINHEIROS | 49,8 | 87 | 87 |
| 6.3.1.4 | Pequenas sub-bacias das confluências Tietê / Pinheiros / Pirituba | PENHA - PINHEIROS | 54,4 | 80 | 81 |
| 6.3.2.2 | Ribeirão Barrocada (Bacia do Rio Cabuçu de Cima) | PENHA - PINHEIROS | 29,4 | 61 | 61 |
| 6.3.2.3 | Pequenas sub-bacias laterais do Rio Cabuçu de Cima | PENHA - PINHEIROS | 18,9 | 87 | 88 |
| 6.3.2.4 | Rio Piqueri (Bacia do Rio Cabuçu de Cima) | PENHA - PINHEIROS | 19,2 | 76 | 78 |
| 6.3.2.5 | Córrego da Paciência (Bacia do Rio Cabuçu de Cima) | PENHA - PINHEIROS | 14,4 | 88 | 88 |
| 6.3.3.1 | Rio Aricanduva | PENHA - PINHEIROS | 84,8 | 83 | 85 |
| 6.3.3.2 | Córrego Guaiúna (Bacia do Rio Aricanduva) | PENHA - PINHEIROS | 16,7 | 87 | 87 |
| 6.3.4 | Córrego Tiquatira (Bacia do Rio Aricanduva) | PENHA - PINHEIROS | 26,3 | 88 | 88 |
| 6.3.5.1 | Canal do Ipiranga (Bacia do Rio Tamanduateí) | PENHA - PINHEIROS | 38,4 | 84 | 84 |
| 6.3.5.2 | Córrego da Mooça (Bacia do Rio Tamanduateí) | PENHA - PINHEIROS | 18,9 | 89 | 89 |
| 6.3.5.3 | Pequenas sub-bacias laterais do Rio Tamanduateí Inferior | PENHA - PINHEIROS | 29,1 | 88 | 88 |
| 6.3.6 | Córrego Mandaqui | PENHA - PINHEIROS | 43,4 | 84 | 84 |
| 6.3.7 | Rio Cabuçu de Baixo | PENHA - PINHEIROS | 42,5 | 71 | 73 |
| 6.3.8.1 | Rio Jaguaré (Bacia do Rio Pinheiros) | PENHA - PINHEIROS | 33,3 | 8 | 86 |
| 6.3.8.2 | Rio Pirajussara (Bacia do Rio Pinheiros) | PENHA - PINHEIROS | 39,6 | 83 | 84 |
| 6.3.8.3 | Pequenas sub-bacias laterais do Canal Pinheiros Inferior | PENHA - PINHEIROS | 39,8 | 82 | 82 |
| 6.3.8.4 | Córrego Traição (Bacia do Rio Pinheiros) | PENHA - PINHEIROS | 16,7 | 87 | 87 |
| 6.3.8.5 | Córrego Águas Espriadas / Córrego do Cordeiro (Bacia do Rio Pinheiros) | PENHA - PINHEIROS | 31,8 | 87 | 87 |
| 6.3.8.6 | Ribeirão Zavuvus (Bacia do Rio Pinheiros) | PENHA - PINHEIROS | 30,3 | 88 | 88 |
| 6.3.8.7 | Córrego Morro do “S” (Bacia do Rio Pinheiros) | PENHA - PINHEIROS | 32,1 | 85 | 87 |
| 6.3.8.8 | Pequenas sub-bacias laterais esquerda do Canal Guarapiranga | PENHA - PINHEIROS | 14,9 | 87 | 87 |
| 6.4.2 | Represa Guarapiranga | COTIA - GUARAPIRANGA | 232,4 | 73 | 80 |
| 6.5.1.5 | Ribeirão Perus (Bacia do Rio Juqueri) | JUQUERI - CANTAREIRA | 76,7 | 77 | 82 |
| 6.6.1 | Rio Mutinga | PINHEIROS - PIRAPORA | 14,4 | 78 | 78 |
| 7.0.0 | Rio Capivari | RIO CAPIVARI | 154,8 | 61 | 61 |

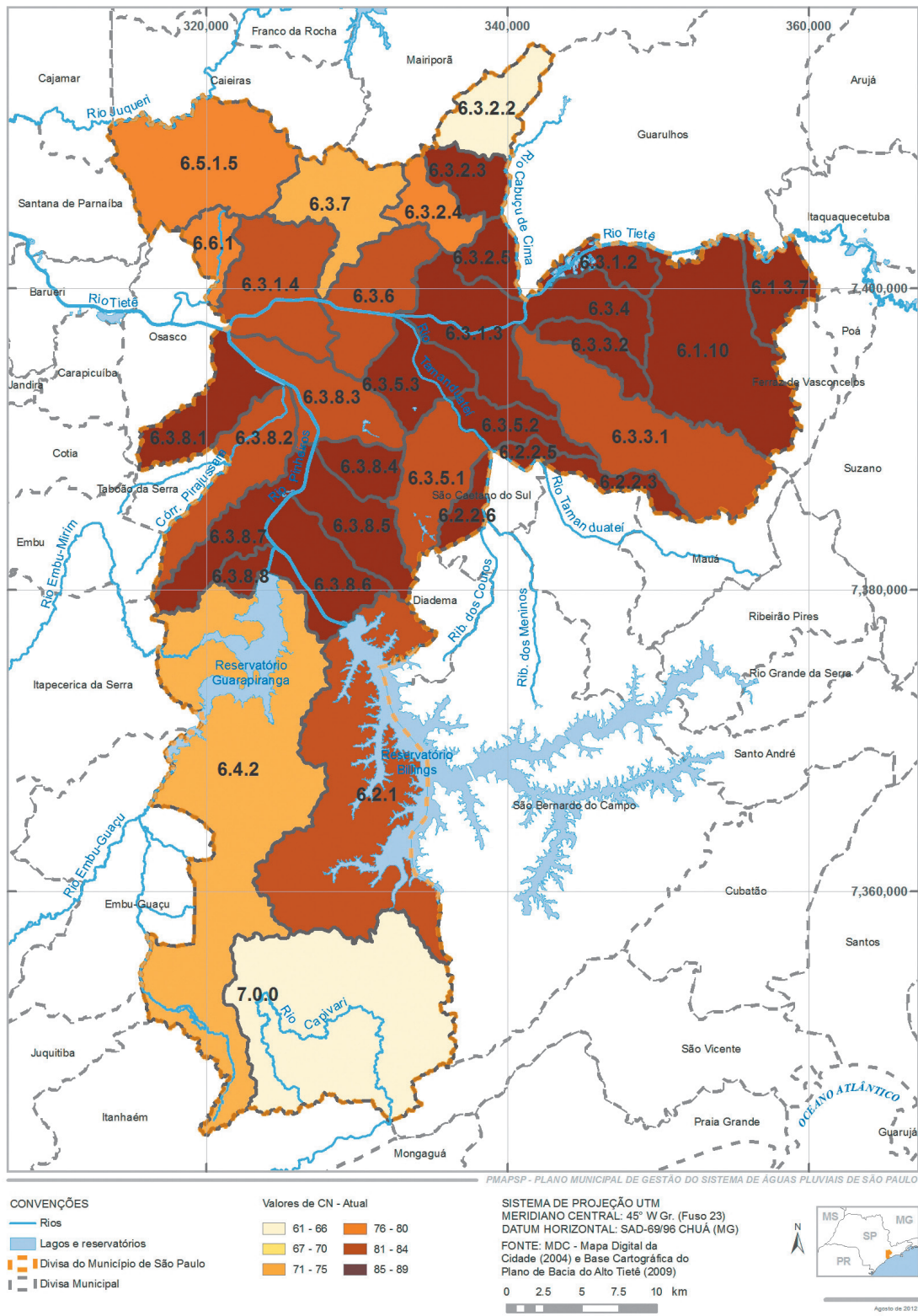


Figura 1.16 - Valores de "CN – Atual" – Município de São Paulo

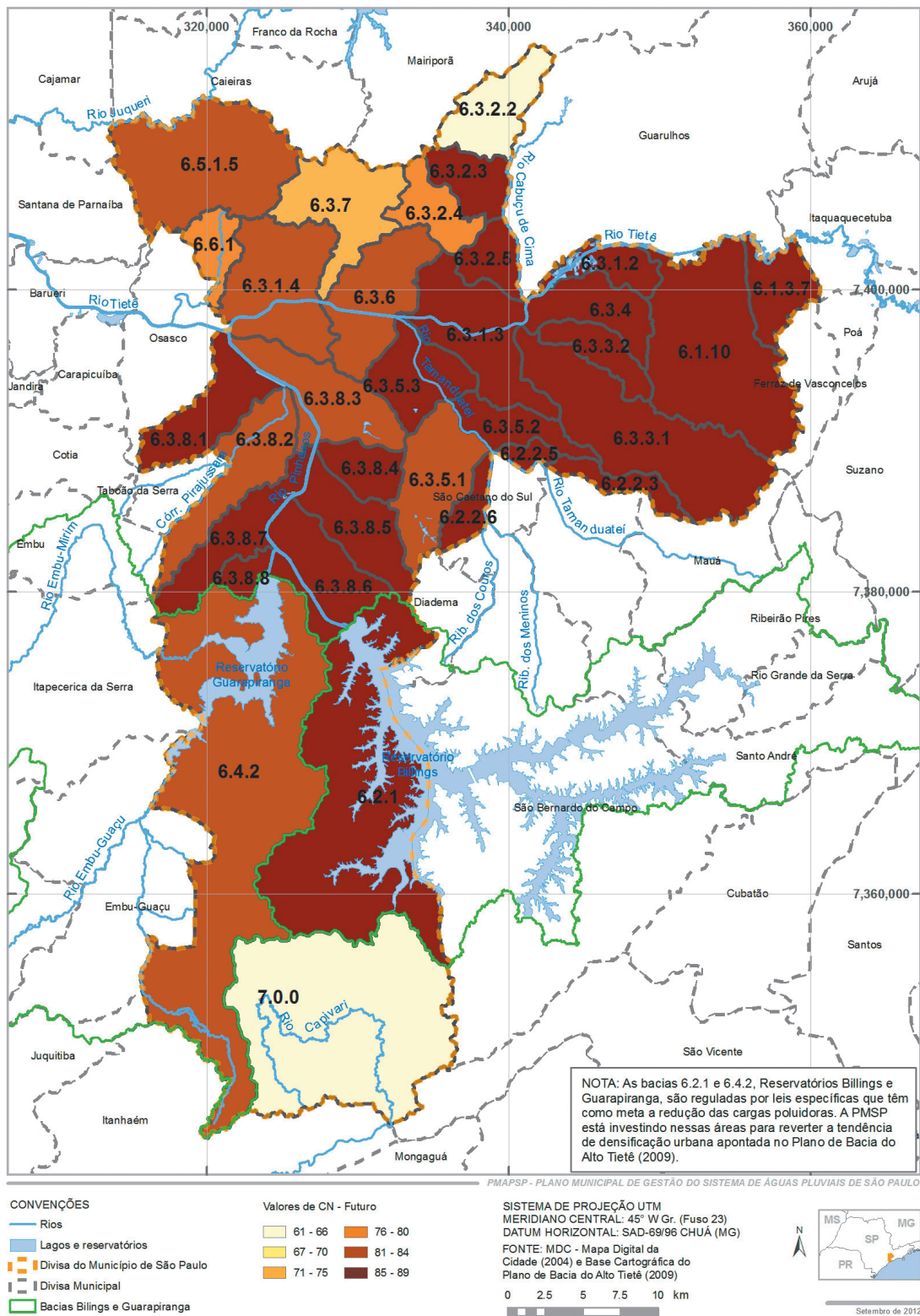


Figura 1.17 - Valores de "CN – Futuro" – Município de São Paulo

Hietograma de chuva excedente

É importante notar que a fórmula do SCS aplica-se à precipitação acumulada e para um determinado valor da chuva total, fornece sempre o mesmo valor da chuva excedente, qualquer que seja a distribuição temporal do hietograma de entrada. A aplicação dos métodos baseados na teoria do hidrograma unitário exige a determinação de um hietograma de chuva excedente, que pode ser obtido do hietograma de precipitação, pela aplicação da fórmula do SCS aos valores acumulados da chuva, a cada intervalo de tempo, conforme exemplificado na **Tabela 1.12**.

Exemplo: Calcular o hietograma de chuva excedente correspondente ao hietograma da coluna 2 da **Tabela 1.12** para uma bacia com CN = 85.

Das equações 1.11 e 1.12 tem-se:

$$S = 25,4 \cdot \left(\frac{1000}{85} - 10 \right) = 44,8 \text{ mm} \quad 1.15$$

$$H_{exc} = \frac{(P - 8,96)^2}{(P + 35,85)} \quad 1.16$$

Tabela 1.12 - Solução do exemplo de aplicação do método do SCS

| Col 1 | Col 2 | Col 3 | Col 4 | Col 5 |
|--------|--------|--------------|---------------------------------------|-----------------------|
| t (h) | p (mm) | P = Σ p (mm) | H _{EXC} = Σ h ^{EXC} | h _{EXC} (mm) |
| 5 | 5 | 50 | 0 | 0 |
| 10 | 8 | 130 | 3 | 3 |
| 15 | 2 | 573 | 7 | 4 |
| 20 | 423 | 823 | 251 | 244 |
| 25 | 25 | 853 | 455 | 204 |
| 30 | 3 | 958 | 481 | 26 |
| 35 | 105 | 1000 | 573 | 92 |
| 40 | 5 | | 617 | 44 |
| TOTAL: | 1000 | | | 617 |

A fórmula do SCS é aplicada à coluna 3 e fornece os valores acumulados da chuva excedente hexc da coluna 4. O hietograma da chuva excedente consta da coluna 5, que é obtida por diferenças sucessivas da coluna 4.

Fórmula de Horton

Uma das expressões mais conhecidas para representar o processo de infiltração é dada pela fórmula de Horton (**Equação 1.17**).

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-\frac{t}{k}} \quad 1.17$$

A expressão de Horton é uma fórmula de capacidade de infiltração, ou seja, só representa a lâmina efetivamente infiltrada quando o suprimento de água do solo é maior ou igual ao valor dado pela fórmula. Como em hidrologia o suprimento é representado pela intensidade i da precipitação, conclui-se que a fórmula só é válida quando $i > f$. A fórmula pode, entretanto, ser aplicada para situações em que $i < f$, desde que se utilizem algoritmos especiais como por exemplo o proposto por Berthlot. (Tucci et al., 1993) e o utilizado pelo modelo ABC6. A integral da fórmula de Horton fornece a infiltração acumulada ao longo do tempo e é dada pela **Equação 1.18**.

$$f = f_c t + K(f_0 - f_c) - (f_0 - f_c) e^{-\frac{t}{k}} \quad \mathbf{1.18}$$

A maior dificuldade de aplicação da fórmula de Horton reside na determinação de seus parâmetros f_0 , f_c e k que, embora possam ser determinados experimentalmente por meio de infiltrômetros, estão sujeitos a muitas inconsistências. Outra indicação para estimativa dos parâmetros de Horton consta do modelo ABC4 conforme a **Tabela 1.13**.

Tabela 1.13 - Parâmetros de Horton para Diferentes Tipos de Solos

| Parâmetros da fórmula de Horton | Classificação hidrológica do solo SCS | | | |
|---------------------------------|---------------------------------------|--------|--------|--------|
| | Tipo A | Tipo B | Tipo C | Tipo D |
| f_0 (mm/h) | 250 | 200 | 130 | 80 |
| f_c (mm/h) | 25 | 13 | 7 | 3 |
| K | 2 | 2 | 2 | 2 |

Fórmula de Green e Ampt

Em 1911, Green e Ampt apresentaram uma fórmula para cálculo da capacidade de infiltração que vem sendo largamente utilizada até hoje:

$$f = f_c \left(1 + \frac{S_f}{W} \right) \quad \mathbf{1.19}$$

onde

S_f é um parâmetro que representa a sucção exercida pela camada superior do solo e W é a quantidade de água acumulada no solo, ambos expressos em milímetros. As grandezas f e f_c têm o mesmo significado da fórmula de Horton.

A fórmula de Green e Ampt pode ser deduzida das equações que regem o fluxo de água nas camadas superiores do solo (Chow, 1988) mediante a introdução de algumas simplificações. A expressão de S_f originada destas equações é:

$$S_f = (\theta_n - \theta_i) \cdot (H_f - H_0) \quad \mathbf{1.20}$$

θ_n = água contida no solo nas condições naturais de saturação (expressa em fração do volume do solo)

θ_i = quantidade de água inicial do solo expressa também em fração

H_0 = lâmina de água depositada sobre o solo (mm)

H_f = sucção capilar exercida pelo solo (mm)

O valor de q_n é limitado superiormente pela porosidade do solo e atinge portanto valores máximos da ordem de 0,4. Solos secos apresentam valores de umidade da ordem 0,1 e portanto o termo $(\theta_n - \theta_i)$ costuma variar na faixa de 0,0 a 0,3. O valor de H_0 é normalmente pouco significativo em relação a H_f . Valores médios de H_f para diversos tipos de solos podem ser obtidos em textos de hidrologia ou pedologia.

Fórmulas de infiltração em áreas urbanas

Como as fórmulas de infiltração valem para a parte permeável da bacia, em áreas urbanas é necessário considerar as áreas impermeáveis. O algoritmo que se segue admite que uma bacia urbana possa ser dividida em três frações:

AP: parcela permeável da bacia, composta fundamentalmente de parques jardins, áreas de preservação e outras áreas não pavimentadas;

DC: área impermeável diretamente conectada são aquelas que despejam as águas pluviais diretamente na rede de drenagem sem que existam perdas entre o ponto que a precipitação atinge a superfície e a saída da bacia. É o caso, por exemplo, de ruas, pátios de estacionamento e telhados ligados por condutores à rede de drenagem;

NC: área impermeável não conectada diretamente, que despeja as águas coletadas em áreas permeáveis possibilitando, portanto, nova oportunidade de infiltração.

Admitindo uma bacia de área unitária (1 km² por exemplo), esquematizada na **Figura 1.18** e definindo os termos:

AP: área permeável;

DC: área impermeável diretamente conectada;

NC: área impermeável não diretamente conectada;

P: precipitação sobre a bacia (mm);

F: infiltração durante a duração de P segundo uma fórmula de infiltração qualquer.

Das definições decorre: $AP + DC + NC = 1$

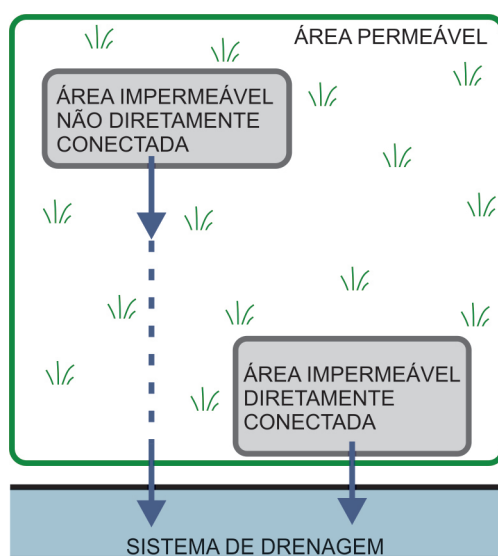


Figura 1.18 - Esquema de uma área urbanizada

Equaciona-se a situação como segue:

- a) Escoamento superficial direto oriundo da área diretamente conectada (em unidades de volume).

$$ESD(DC) = DC \cdot P$$

- b) Escoamento superficial direto produzido pela área impermeável não conectada e transferido para a área permeável (em unidades de volume).

$$ESD(NC) = NC \cdot P$$

- c) Escoamento superficial direto produzido pela área permeável (em unidades de volume)

$$ESD(AP) = (AP \cdot P + NC \cdot P) - AP \cdot F$$

lembrando que $AP + DC + NC = 1$

$$ESD(AP) = P(1 - DC) - AP \cdot F$$

- d) Escoamento superficial total (em unidades de volume)

$$ESD(T) = ESD(AP) + ESD(DC)$$

Para obter o volume total de escoamento superficial na bacia, deve-se multiplicar o valor de ESD (T) pela área de drenagem.

Exemplo: Calcular a chuva excedente produzida por uma chuva de 60 mm com 1 hora de duração utilizando a fórmula de Horton. O solo predominante na bacia é o tipo C. A área impermeabilizada é de 45 % e a área diretamente conectada, 25 %. Nas horas que antecederam a precipitação, a capacidade inicial de infiltração foi $f_0 = 50 \text{ mm/h}$.

Dados:

precipitação total: $P = 60 \text{ mm}$

intensidade da chuva: $I = 60 \text{ mm/h}$

área permeável: $AP = 0,55$

área impermeável total: $AI = 0,45$

área impermeável diretamente conectada: $DC = 0,25$

área impermeável não conectada: $NC = 0,20$

$f_0 = 50 \text{ mm/h}$

$k = 0,5 (\text{h}^{-1})$

$f_c = 6 \text{ mm/h}$

Solução:

- a) Escoamento superficial direto oriundo da área diretamente conectada

$$ESD(DC) = DC \times P = 0,25P = 15 \text{ mm}$$

- b) Escoamento superficial direto oriundo da área impermeável não conectada diretamente e transferido para a área permeável.

$$ESD(NC) = NC \times P = 0,20 \times 60 = 12 \text{ mm}$$

- c) Escoamento superficial direto oriundo da área permeável

- c.1) Água disponível para infiltração

$$NC \times P + AP \times P = 0,20 \times 60 + 0,55 \times 60 = 12 + 33 = 45 \text{ mm}$$

c.2) Infiltração F a partir de $f_0 = 50$ mm até o término da chuva 1 hora depois na curva de Horton para $f_0 = 50$ mm tem-se $t = 0.5$ hora e 1 hora depois (fim da chuva) tem-se $f = 12$ mm/h. A água infiltrada entre estes dois instantes, dada pela integral da fórmula de Horton (**Equação 1.18**) é:

$$F = 13,8\text{mm}$$

c3) Finalmente, o escoamento produzido pela área permeável será:

$$ESD(AP) = (NC \times P + AP \times P) - F = 45,0 - 13,8 = 31,2\text{mm}$$

d) Escoamento superficial total

$$ESD(T) = ESD(AP) + ESD(DC) = 31,2 + 15 = 46,2\text{mm}$$

e) Volume de ESD produzido na bacia de 1 km^2

$$V_{ESD} = 46,2 \times 10^{-3} + 1 \times 10^6 = 462000\text{m}^3$$

1.3.2 Método Racional

As referências mais remotas a esta técnica datam de fins do século passado na Inglaterra e o método racional é certamente o mais difundido para a determinação de vazões de pico em pequenas bacias (via de regra, menores que 3 km^2). A grande aceitação do método deve-se à sua simplicidade e os resultados costumam ser satisfatórios desde que sua aplicação seja feita dentro de suas condições de validade.

O conceito do que seja uma bacia pequena é relativo. Sob o ponto de vista de drenagem urbana interessa defini-la em função de suas características hidrológicas. Segundo Ponce (1989), as seguintes propriedades descrevem uma bacia pequena em relação às precipitações e a outras características do escoamento que produzem as vazões de pico:

- a chuva pode ser considerada uniformemente distribuída no tempo;
- a chuva pode ser considerada uniformemente distribuída no espaço;
- a duração da chuva normalmente excede o tempo de concentração da bacia;
- o escoamento superficial é devido principalmente ao escoamento sobre superfícies ("overland flow");
- o processo de amortecimento nos canais é desprezível.

Em termos práticos, classificam-se como bacias pequenas aquelas menores do que 3 km^2 ou que tenham tempo de concentração menor do que 1 hora. A **Equação 1.21** define o método racional.

$$Q_p = 0,275 \cdot C \cdot I \cdot A \quad \mathbf{1.21}$$

em que:

Q_p é a vazão de pico em m^3/s ;

C é o coeficiente adimensional relacionado com a parcela da chuva total que se transforma em chuva excedente e com os efeitos de armazenamento na bacia; no caso em que os efeitos de armazenamento sejam desprezados, o coeficiente C é chamado de coeficiente de escoamento superficial e exprime apenas a parcela da chuva total que se transforma em chuva excedente;

I é a intensidade média da chuva em mm/hora , considerada constante durante sua duração;

A é a área da bacia em km^2 .

A hipótese central do método é que a duração da chuva seja igual ao tempo de concentração da bacia. Se os efeitos de armazenamento na bacia forem desprezíveis, como é razoável supor em pequenas bacias urbanas, o pico ocorre no instante em que a chuva cessa, ou seja, depois de decorrido um tempo igual ao tempo de concentração. Embora o método racional forneça só a vazão de pico, é possível determinar o hidrograma correspondente, desde que se admita uma forma triangular e que o coeficiente C represente apenas a transformação da chuva total em chuva excedente. Neste caso tem-se:

$$V_{ESD} = 0,275 \cdot C \cdot I \cdot T_c \cdot A \quad 1.22$$

$$V_{ESD} = \frac{1}{2} (Q_p t_b) \quad 1.23$$

Eliminando-se V_{ESD} e Q_p das expressões acima, conclui-se que:

$$t_b = 2t_c \quad 1.24$$

Ou seja, o hidrograma de cheia do método racional é representado por um triângulo isósceles. A **Figura 1.19** apresenta a forma do hidrograma triangular do método racional. Caso os efeitos de armazenamento não fossem desprezados, o trecho descendente do hidrograma corresponderia a um tempo maior do que t_c , e o valor de Q_p teria de ser reduzido proporcionalmente, para manter o mesmo V_{ESD} . A aplicação do método depende das seguintes informações:

- planimetria da bacia para determinação de sua área. É importante notar que em áreas urbanas nem sempre a área da bacia é determinada pelo seu divisor de águas, sendo de ocorrência relativamente comum a transposição de águas pluviais de bacias vizinhas através de tubos e galerias;
- existência de uma relação intensidade-duração-frequência representativa do regime de chuvas intensas na área;
- escolha de um coeficiente de escoamento superficial representativo das condições futuras da bacia;
- determinação do tempo de concentração, ou seja, o tempo de percurso da água desde o ponto mais distante da bacia hidrográfica até a seção de interesse. Decorrido o tempo de concentração, toda a área da bacia estará contribuindo para o escoamento, desde que a duração da precipitação excedente seja no mínimo igual ao tempo de concentração.

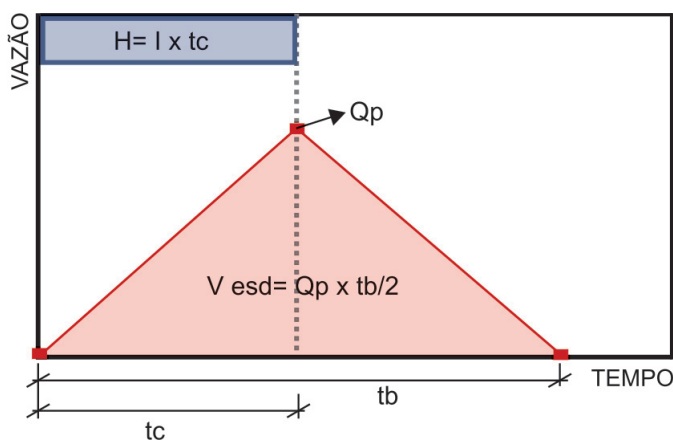


Figura 1.19 - Hidrograma triangular do método racional

Determinação do coeficiente de escoamento superficial

O coeficiente de escoamento superficial é função de uma série de fatores entre os quais o tipo de solo, a ocupação da bacia, a umidade antecedente, a intensidade da chuva e outros de menor importância. A adoção, portanto de um valor de C constante é uma hipótese pouco realista e deve ser feita com cuidado. Usualmente, o coeficiente de escoamento é determinado em função da ocupação do solo conforme a **Tabela 1.14**. Para períodos de retorno maiores, há necessidade de corrigir o valor de C , o que pode ser feito através da **Equação 1.25**.

$$C_t = 0,8T^{0,1}C_{10} \quad 1.25$$

em que:

C_t é o coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno T , em anos;

C_{10} é o coeficiente de escoamento superficial para período de retorno de 10 anos (obtido da **Tabela 1.14**, por exemplo);

T é o período de retorno, em anos.

Quando a bacia apresenta ocupação muito heterogênea é recomendável calcular o valor de C para toda a bacia pela média ponderada dos diversos valores de C para cada ocupação específica:

$$C = \frac{1}{A} \sum C_i \cdot A_i \quad 1.26$$

C é o coeficiente médio de escoamento superficial;

A é a área de drenagem da bacia;

C_i é o coeficiente de escoamento superficial correspondente à ocupação "i";

A_i é a área da bacia correspondente à ocupação "i".

Tabela 1.14 - Coeficientes de escoamento superficial para $T_r = 10$ anos

| Ocupação do solo | C |
|---|-------------|
| EDIFICAÇÃO MUITO DENSA: Partes centrais, densamente construídas de uma cidade com rua e calçadas pavimentadas | 0,70 a 0,95 |
| EDIFICAÇÃO NÃO MUITO DENSA: Partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas | 0,60 a 0,70 |
| EDIFICAÇÃO COM POUCAS SUPERFÍCIES LIVRES: Partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas | 0,50 a 0,60 |
| EDIFICAÇÃO COM MUITAS SUPERFÍCIES LIVRES: Partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas, mas com muitas áreas verdes | 0,25 a 0,50 |
| SUBÚRBIOS COM ALGUMA EDIFICAÇÃO: Partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construções | 0,10 a 0,25 |
| MATAS, PARQUES E CAMPOS DE ESPORTES: Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados e campos de esporte sem pavimentação | 0,05 a 0,20 |

Determinação do Tempo de Concentração

O tempo de concentração é, ao lado do coeficiente de escoamento superficial, um dos parâmetros cruciais do método racional, cuja determinação está também sujeita a incertezas e imprecisões. Diversas

fórmulas têm sido propostas para determinar este parâmetro em função de características físicas da bacia, da sua ocupação e eventualmente da intensidade da chuva. Discussão mais detalhada de algumas fórmulas é apresentada por Porto et al. (1993) e Silveira (2005).

É importante lembrar que a maioria dessas expressões são empíricas e, portanto, só valem para condições muito semelhantes às de sua determinação. A adoção de qualquer destas fórmulas deve ser precedida de análise cuidadosa para evitar, por exemplo, o equívoco de utilizar em áreas urbanas; fórmulas originalmente desenvolvidas para áreas rurais.

A forma mais aceita e teoricamente mais correta de calcular tempo de concentração é pelo método cinemático, que recomenda dividir a bacia em N trechos homogêneos e calcular a velocidade do escoamento em cada um deles. O tempo de concentração, em minutos, será dado por:

$$t_c = \frac{1}{60} \sum L_i \cdot V_i \quad 1.27$$

em que:

L_i é o comprimento de cada trecho homogêneo, em m;

V_i é a velocidade do escoamento no trecho "i", em m/s.

A seguir são apresentadas algumas equações empíricas para a estimativa do tempo de concentração. Em todas as fórmulas o significado dos termos é o seguinte:

t_c é o tempo de concentração, em min;

A é a área da bacia, em km²;

L é o comprimento do talvegue, em km;

S é a declividade do talvegue, em m/m;

H é a diferença entre as cotas da seção de saída e do ponto mais distante da bacia, em m;

C é o coeficiente de escoamento superficial do Método Racional;

N é o rugosidade de Manning;

I é a intensidade da chuva, em mm/h;

CN é o número da curva (método do SCS);

V é a velocidade média no trecho, em m/s.

Fórmula de Kirpich (1940)

$$t_c = 3.989 \cdot L^{0,77} \cdot S^{-0,385} \quad 1.28$$

Desenvolvida com dados de 7 pequenas bacias rurais do Tennessee com declividades variando de 3 a 10% e áreas de no máximo 0.5 km². Embora o tipo de informações que a fórmula necessita (L e S) seja um indicação de que ela reflete o escoamento em canais, o fato de ter sido desenvolvida para bacias tão pequenas é uma indicação de que os parâmetros devem representar o escoamento em superfícies. Quando o valor de L é superior a 10 km a fórmula parece subestimar o valor de t_c .

California Culverts Practice (1942)

$$t_c = 57 \cdot L^{1,155} \cdot H^{-0,385} \quad 1.29$$

É a fórmula de Kirpich em que S foi substituído por L/H.

Federal Aviation Agency (1970)

$$t_c = 22,73 \cdot (1,1 - C) \cdot L^{0,50} \cdot S^{-0,33} \quad 1.30$$

Desenvolvida para drenagem de aeroportos, é válida provavelmente para casos em que predomina o escoamento em superfícies, ou seja, bacias muito pequenas.

Onda Cinemática (1963)

$$t_c = 447 \cdot (n \cdot L)^{0,6} \cdot S^{-0,3} \cdot I^{-0,4} \quad 1.31$$

Deduzida a partir da teoria da onda cinemática aplicada a superfícies a partir das hipóteses de escoamento turbulento e chuva de intensidade constante. O comprimento das superfícies variou de 15 a 30 metros. É adequada para bacias muito pequenas em que o escoamento em superfícies é predominante.

SCS - "Lag formula" (1975)

$$t_c = 3,42 \cdot L^{0,8} \cdot \left[\left(\frac{1000}{CN} \right) - 9 \right]^{0,7} \cdot S^{-0,5} \quad 1.32$$

em que:

t_c foi adotado igual a $1.67 \times t_r$

A fórmula do SCS foi desenvolvida em bacias rurais com áreas de drenagem de até 8 km² e reflete fundamentalmente o escoamento em superfícies. Para aplicação em bacias urbanas, o SCS sugere procedimentos para ajuste em função da área impermeabilizada e da parcela dos canais que sofreram modificações. Essa fórmula superestima o valor de t_c em comparação com as expressões de Kirpich e Dooge.

SCS - Método Cinemático (1975)

$$t_c = \frac{1000}{60} \sum \frac{L}{V} \quad 1.33$$

A fórmula diz que o tempo de concentração é o somatório dos tempos de trânsito dos diversos trechos que compõem o comprimento do talvegue. Na parte superior das bacias, em que predomina o escoamento em superfícies ou em canais mal definidos, a velocidade pode ser determinada por meio de fórmulas como 4.20-a e 4.20-b. Em canais bem definidos e galerias deve ser usada a fórmula de Manning.

Dooge (1956)

$$t_c = 21,88 \cdot A^{0,41} \cdot S^{-0,17} \quad 1.34$$

Foi determinada com dados de 10 bacias rurais da Irlanda com áreas na faixa de 140 a 930 km². Seus parâmetros refletem o comportamento de bacias médias e escoamento predominante em canais.

Em áreas urbanas o tempo de concentração pode ser dividido em duas parcelas ou seja um tempo inicial t_i , decorrido até atingir a rede de drenagem (usualmente a primeira boca de lobo), e o tempo t_t de translação na rede de drenagem (bueiros, galerias, canais, etc.).

$$t_c = t_i + t_t \quad 1.35$$

O tempo t_t pode ser subdividido em dois outros tipos de escoamento, (1) o tempo t_{t1} correspondente a um escoamento que ocorre em forma de lâmina sobre superfícies e que não se prolonga geralmente por mais do que 50 m e (2) o tempo t_{t2} , que se forma em calhas rasas ou sarjetas à medida que as águas vão se tornando mais caudalosas. As equações 1.35 e 1.36 expressam respectivamente esses dois tipos de escoamento.

$$t_c = \frac{0,65(1,1 - C)L^{1/2}}{S^{1/3}} \quad 1.36$$

em que:

t_{i1} é o tempo de escoamento em superfície, em min;

C é o coeficiente de escoamento superficial para período de retorno de 5 a 10 anos;

L é o comprimento do escoamento em metros (no máximo 50 m);

S é o declividade média da bacia, em porcentagem.

$$V = C_v S^{0,5} \quad 1.37$$

em que:

V é a velocidade do escoamento, em m/s;

C_v é o coeficiente dado pela **Tabela 1.15**.

Tabela 1.15 - Escoamento em superfícies e calhas rasas

| Ocupação do solo | C_v |
|---|-------|
| Florestas densas | 75 |
| Campos naturais pouco cultivados | 135 |
| Gramas ou pastos ralos | 210 |
| Solos quase nus | 300 |
| Canais gramados | 450 |
| Escoamento em lâmina sobre pavimentos ou em sarjetas e calhas rasas | 600 |

O tempo t_t deve ser calculado a partir dos parâmetros hidráulicos da rede de drenagem, pela fórmula de Manning, por exemplo, o que requer seu predimensionamento.

O tempo de concentração também pode ser calculado pela fórmula de George Ribeiro. Essa equação foi mencionada devido aos resultados do estudo de Silveira (2005), que comparou o desempenho de 23 fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais, verificando o ajuste de dados observados com dados simulados. O autor concluiu que para pequenas bacias tanto urbanas quanto rurais – cujas áreas variaram de 1 a 39 km² para bacias rurais, e de 6 a 600 ha para as bacias urbanas – a fórmula de George Ribeiro apresentou bons resultados.

A referida equação encontra-se expressa a seguir:

$$t_c = \frac{16L}{(1,05 - 0,2p)(100D)^{0,04}} \quad 1.38$$

Onde:

t_c : tempo de concentração (min)

L : comprimento do talvegue (km)

D : declividade média da bacia (m/m)

p : fração da área da bacia coberta com vegetação (adimensional)

Exemplo: Calcular o tempo de concentração até a primeira boca de lobo de um loteamento residencial com as seguintes características:

a) o escoamento em lâmina ocorre a partir do fundo dos lotes, sobre superfícies gramadas com declividade média de 2% e por aproximadamente 30 m. O coeficiente de escoamento superficial é de 0,35.

b) escoamentos em superfícies pavimentadas, calhas e sarjetas ocorrem por aproximadamente 250 m antes de atingir a primeira boca de lobo, com declividade média de 1%.

Solução: O tempo de concentração procurado é $t_c = t_{i1} + t_{i2}$, e portanto:

Cálculo de t_{i1} : da fórmula 1.36 para $S = 2\%$, $L = 30$ m, $C = 0.35$ tem-se $t_{i1} = 11$ min

Cálculo de t_{i2} : da fórmula 1.37 para $S = 1\%$ e $C_v = 0.6$ tem-se $V = 0.6$ m/s ou seja:

$$t_{i2} = 250 / (0.6 \times 60) = 7 \text{ min}$$

Portanto, o tempo de concentração procurado será:

$$t_c = 11 + 7 = 18 \text{ min}$$

A partir deste ponto, o tempo de concentração será calculado em função das características hidráulicas da rede de drenagem.

Vazão Específica de pré-desenvolvimento

Introdução

As medidas de controle sustentáveis em drenagem urbana buscam o controle do escoamento na fonte, como apresentado em (Tucci, 2000). O princípio fundamental deste controle é o de que qualquer novo empreendimento deve manter as condições naturais preexistentes de vazão para um determinado risco definido.

Exemplo de Aplicação do Método Racional: Vazão de Pré-Desenvolvimento

O desenvolvimento urbano produz cada vez mais o aumento da vazão de escoamento superficial devido à crescente impermeabilização das superfícies. A proposta é que o controle do impacto gerado para as áreas de jusante seja realizado na fonte, ou no próprio lote. Desta forma, as novas construções não ampliariam o efeito da ocupação para jusante.

A adoção de uma vazão de pré-desenvolvimento tem o objetivo estabelecer um critério simples e geral mesmo que aproximado, para a cidade de São Paulo. Por razões práticas admitiu-se não ser razoável que seja realizado um estudo hidrológico para cada novo empreendimento.

A vazão de pré-desenvolvimento é obtida através da fórmula do Método Racional, conforme sugere Tucci (2000):

- Admite-se que a área máxima do lote é de 100 ha, ou 1 km² (área retangular, com o comprimento igual ao dobro da largura);
- Admite-se que o tempo de concentração para uma bacia desta ordem de grandeza é igual a 1 hora, o que resulta em uma velocidade média do escoamento de 0,4 m/s;
- Adota-se um tempo de retorno igual a 10 anos. Esse risco é compatível com os critérios adotados para controle da microdrenagem;
- A intensidade de precipitação é obtida da relação intensidade x duração x frequência do município a ser analisado. Adota-se duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica e período de retorno de 10 anos;
- Para o coeficiente de escoamento C do método racional adotou-se um valor padrão único para toda a cidade igual a 0,15. Este valor encontra-se na faixa recomendada pela **Tabela 1.14** e corresponde a um comportamento intermediário dos grupos hidrológicos de solo A, B e C.

- Toda ocupação que resulte em superfície impermeável, deverá possuir uma vazão máxima específica de saída para a rede pública de águas pluviais, menor ou igual à vazão de pré-desenvolvimento.

A seguir é apresentada a estimativa da vazão de pré-desenvolvimento para a cidade de São Paulo.

Estimativa da Vazão de Pré-Desenvolvimento para o Município de São Paulo

A fórmula do método racional é dada pela seguinte equação:

$$Q = 0,275 \cdot C \cdot I \cdot A$$

Onde:

Q = vazão máxima em m^3/s ;

I = intensidade da precipitação em mm/h ;

A = área da bacia hidrográfica, em km^2 .

Esta equação expressa na forma de vazão específica natural é dada pela equação:

$$q_n = \frac{Q}{A} = 2,75 \cdot C \cdot I$$

Onde:

q_n = vazão específica natural em $l/s/ha$;

c = coeficiente de escoamento;

I = intensidade de precipitação em mm/h

Para a estimativa da vazão de pré-desenvolvimento para a cidade de São Paulo foi utilizada a equação intensidade x duração x frequência de São Paulo da estação pluviométrica IAG/USP, dada pela expressão a seguir:

$$i_{t,T} = 39,3015(t + 20)^{-0,9228} + 10,1767(t + 20)^{-0,8764} \left[-0,4653 - 0,8407 \ln \ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]$$

Para $10 \leq t \leq 1440$

Onde:

i = intensidade da precipitação, correspondente à duração t e período de retorno T , em mm/min ;

t = duração da chuva, em minutos;

T = período de retorno, em anos.

Cabe destacar que o período de dados observados utilizados na determinação desta equação é de 1933 a 1997, portanto 65 anos.

A intensidade de precipitação, em mm/h , determinada para São Paulo considerando um período de retorno de 10 anos e duração de 1 hora é igual $60,1 \text{ mm/h}$. O coeficiente de escoamento é admitido igual a $0,15$ conforme apresentado anteriormente. Substituindo-se esses valores na equação da vazão específica natural, resulta em 25 l/s/ha .

1.3.3 Métodos Baseados na Teoria do Hidrograma Unitário

Quando há necessidade de determinar cheias de projeto em bacias de tamanho médio não é razoável supor como válidas as hipóteses que sustentam o método racional, em especial as seguintes:

a) não é possível admitir a hipótese de intensidade constante da chuva, ao longo de sua duração, pois à medida que a duração da precipitação de projeto aumenta, esta hipótese se torna menos realista. Como as vazões de projeto dependem da distribuição temporal da precipitação, há necessidade de aplicar um método que considere esta variabilidade. Em bacias médias adota-se o conceito de Tormenta de Projeto.

b) a hipótese de inexistência de armazenamento na bacia, admitida pelo método racional passa a ser pouco realista. A admissão dessa hipótese acarreta a valores muito conservadores da vazão de pico.

Hidrograma é simplesmente o gráfico, ao longo do tempo, das vazões causadas por um determinado hietograma. Como consequência, a área abaixo desta curva é o volume de escoamento superficial direto (V_{ESD}) causado por uma chuva excedente (h_{exc}) sobre toda a área de drenagem (AD).

$$V_{ESD} = AD \cdot h_{exc} \quad \mathbf{1.39}$$

Um hidrograma é caracterizado pelo seu volume (V_{ESD}) e pela sua forma, que em conjunto, determinam o valor da vazão de pico (Q_p). O hidrograma é, em última análise, um determinado hietograma de chuva excedente, modificado pelas características de escoamento da bacia.

A forma do hidrograma é usualmente determinada em função de alguns parâmetros de tempo como se indica na **Figura 1.20**. Esta figura representa um hidrograma causado por um bloco único de chuva excedente (h_{exc}) com duração D e intensidade constante durante esta duração. O tempo decorrido desde o início da chuva excedente até o pico do hidrograma (Q_p) é chamado "tempo de ascensão" (t_a) enquanto a duração total do escoamento superficial direto é chamada de tempo base (t_b).

Tempo de retardamento (t_r) ou simplesmente retardamento é o tempo que vai do centro de massa do hietograma de chuva excedente até o pico do hidrograma.

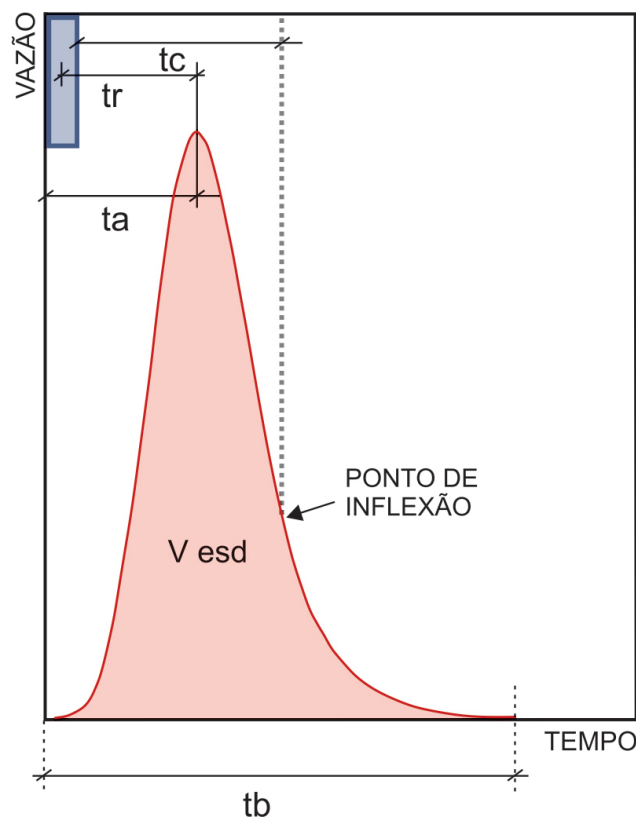


Figura 1.20 - Parâmetros do hidrograma

O tempo de concentração (t_c) já definido, é indicado na figura como o tempo decorrido desde o término da chuva até o ponto de inflexão situado no trecho descendente do hidrograma. Esta inflexão representa o instante em que a contribuição do ponto mais distante da bacia passa pela secção de controle. A partir desse ponto, passará por esta secção somente a água que estava temporariamente armazenada em superfícies e canais da bacia. Este conceito ficará mais claro mediante a leitura do próximo item.

O Soil Conservation Service propõe as seguintes relações entre esses parâmetros:

$$t_R = 0,6 \cdot t_c \quad \mathbf{1.40}$$

$$t_A = \frac{D}{2} + 0,6 \cdot t_c \quad \mathbf{1.41}$$

O valor de t_r pode ser estimado em função de características da bacia por meio de expressões do tipo:

$$t_R = C_t \left[\frac{L \cdot L_{CG}}{\sqrt{S}} \right]^n \quad \mathbf{1.42}$$

em que:

L é o comprimento ao longo do curso de água desde a seção de controle até o ponto mais distante;

L_{CG} é o comprimento, ao longo do curso de água, que vai desde a seção de controle até o centro de gravidade da bacia;

C_t é o coeficiente empírico, geralmente expresso em função da ocupação do solo;

S é a declividade média ponderada do curso de água.

É importante distinguir os três parâmetros definidos acima, uma vez que a sua utilização equivocada pode acarretar erros grosseiros. Em grande parte pode-se atribuir a confusão existente a respeito desses conceitos à extrema popularidade do método racional, que leva a admitir que as hipóteses válidas apenas para este método são gerais e dogmáticas. Recordando a **Figura 1.19**, observa-se que, no caso do método racional (e apenas neste caso), os parâmetros acima definidos assumem os seguintes valores:

$$D = t_c \quad (\text{hipótese do método racional})$$

$$t_R = 0,5 \cdot t_c \quad (\text{definição de } t_R)$$

$$t_A = \frac{D}{2} + t_R \quad (\text{definição de } t_A)$$

portanto:

$$t_A = 0,5 \cdot t_c + 0,5 \cdot t_c = t_c$$

Quando se aplicam métodos baseados na teoria do hidrograma unitário, a igualdade $t_p = t_c$ evidentemente não é mais válida, pois somente no método racional se admite que a chuva excedente unitária tenha duração igual ao tempo de concentração e que o pico ocorra no instante em que a chuva excedente cessa.

Interpretação conceitual do hidrograma de cheia

A forma do hidrograma é determinada pelo trânsito da chuva excedente sobre a bacia e sua análise pode ser feita por métodos hidráulicos ou hidrológicos. Os métodos hidráulicos são distribuídos e baseiam-se nas equações do escoamento não permanente (conservação de massa e quantidade de movimento) enquanto os chamados métodos hidrológicos são total ou parcialmente globais ("lumped") e

baseiam-se nos conceitos de translação e armazenamento. Um dos exemplos de método hidráulico é o método da onda cinemática enquanto o chamado modelo de Clark é um dos representantes clássicos da abordagem hidrológica. Este capítulo trata somente dos métodos hidrológicos.

Os conceitos de translação e armazenamento são essenciais para o estudo do escoamento em canais, reservatórios e bacias hidrográficas. No caso das bacias estes processos podem ser estudados separadamente, o que simplifica significativamente os métodos de cálculo. É importante, portanto, definir esses conceitos:

Translação é o movimento da água ao longo dos canais em direção paralela ao fundo. Tempo de translação é, portanto, o tempo que uma partícula de água leva para percorrer uma determinada distância. Tempo de concentração é o tempo de translação do ponto mais distante da bacia até a seção de controle.

Armazenamento pode ser interpretado como o movimento da água na direção perpendicular ao fundo do canal e representa, portanto, a parcela da chuva excedente que fica temporariamente retida na bacia e que chegará à seção de controle com certo atraso.

No presente caso, translação pode ser considerado sinônimo de concentração e armazenamento é o mesmo que difusão ou amortecimento.

O trânsito da chuva excedente pela bacia é basicamente o mesmo fenômeno do caminhamento de uma onda de enchente por um reservatório ou um canal e difere destes apenas na importância relativa que em cada um deles assumem os processos de translação e armazenamento.

| | Translação | Armazenamento |
|--------------|-------------|--|
| Reservatório | Desprezível | Dominante |
| Canal | Dominante | Pouco importante (a menos de grandes várzeas de inundação) |
| Bacia | Importante | Importante (a menos de pequenas bacias urbanas) |

1.3.4 A Teoria do Hidrograma Unitário

Hidrograma unitário é o hidrograma produzido por uma unidade de chuva excedente (h_{exc}) distribuída uniformemente sobre a bacia com uma duração especificada. A unidade de chuva excedente é escolhida por conveniência (nos países que adotam o sistema métrico usualmente admite-se $h_{UNIT} = 10$ mm) e a duração desta chuva poderá ser qualquer, desde que permita o traçado adequado dos trechos de ascensão e recessão do hidrograma. É usual chamar esta duração de duração unitária, (D_{unit}) e geralmente escolhe-se seu valor na faixa de 1/4 a 1/6 do tempo de retardamento da bacia, t_r . Conclui-se, portanto, que cada bacia não é caracterizada por um único hidrograma unitário, mas terá tantos hidrogramas unitários quantos forem as durações consideradas. Se para fins de ilustração admitir-se que uma chuva excedente de 10 mm, com duração de 2 horas, distribuída uniformemente sobre uma bacia de 100 km² tenha produzido o hidrograma da **Figura 1.20**, este será o hidrograma unitário de duas horas de duração.

Desde que se disponha de um hidrograma unitário, de uma determinada duração, é sempre possível obter hidrogramas unitários para quaisquer durações, seja por meio de superposição de hidrogramas de menor duração, seja pela solução de um sistema de equações lineares, seja pelo chamado método da curva S. Inúmeros textos de hidrologia descrevem em detalhe estes métodos tais como Tucci (1993), Chow (1988), Ponce (1989) e outros.

Duas hipóteses são necessárias para generalizar a aplicação do método do hidrograma unitário a qualquer duração e distribuição temporal da chuva excedente. Estas hipóteses constituem os princípios da proporcionalidade e da superposição.

O primeiro princípio é ilustrado por meio da **Figura 1.21**. Uma vez conhecido o hidrograma unitário correspondente a uma chuva unitária (áreas hachuradas na **Figura 1.22**), é possível obter o hidrograma correspondente a qualquer outra chuva, de mesma duração que a unitária, multiplicando-se as ordenadas do hidrograma unitário pela relação entre as chuvas. Na figura mencionada, adotou-se por questão de simplicidade uma forma triangular para representar o hidrograma. Evidentemente essa hipótese só é válida se a duração do escoamento superficial direto (t_b) permanecer constante qualquer que seja a intensidade da chuva. Por esta razão, este princípio é chamado em alguns textos de princípio da constância do tempo base.

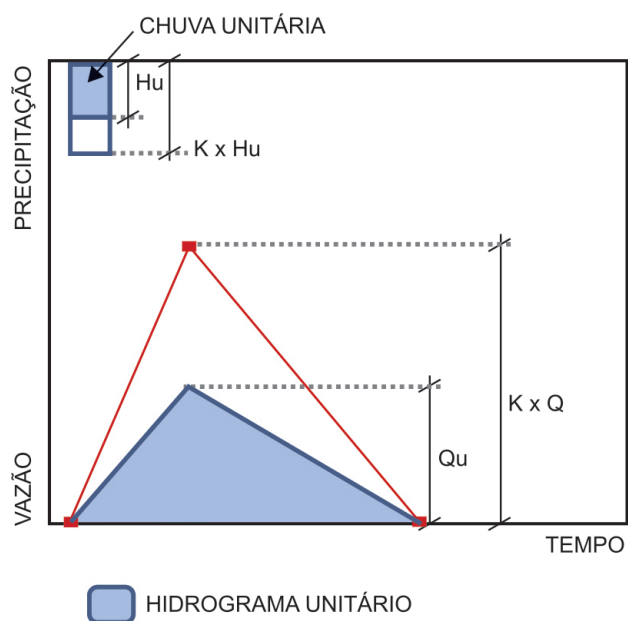


Figura 1.21 - Princípio da proporcionalidade

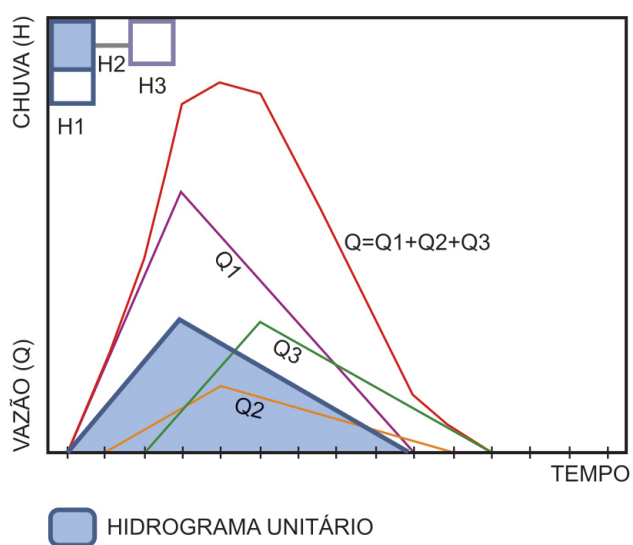


Figura 1.22 - Princípio da superposição

Se o tempo base de todos os hidrogramas obtidos dessa forma permanecer constante, então esta propriedade pode ser utilizada para obter o hidrograma de um hietograma qualquer, desde que este seja dividido em blocos de chuva com duração igual à duração do hidrograma unitário. O procedimento está ilustrado na **Figura 1.16** em que cada bloco de chuva H_i produz um hidrograma Q_i defasado de uma unidade de tempo. O hidrograma total, Q , é obtido pela soma dos diversos hidrogramas Q_i .

O hidrograma unitário de uma bacia pode ser determinado (1) pela análise de dados de precipitação e vazão ou (2) por meio de fórmulas empíricas, quando são chamados de hidrogramas sintéticos. Em hidrologia urbana prevalece a segunda abordagem não só porque os dados em áreas urbanas são escassos, mas também porque em geral deseja-se determinar o hidrograma para condições futuras de ocupação da bacia. Por esta razão somente os hidrogramas sintéticos serão abordados neste texto.

Os hidrogramas sintéticos determinam a forma do hidrograma, e, portanto a vazão de pico, a partir de parâmetros relacionados com as características físicas da bacia e geralmente representam o hidrograma em forma de um triângulo. O parâmetro mais importante neste caso é o tempo de retardamento t_r (ou o seu assemelhado, o tempo de ascensão t_a) que sintetiza os efeitos das características físicas da bacia sobre o hietograma de chuva excedente. Os efeitos de armazenamento afetam a duração do escoamento superficial direto (tempo de base, t_b). O valor de t_b é geralmente expresso em função de t_a .

O processo de obter o hidrograma final pela composição linear dos diversos hidrogramas defasados é chamado de convolução. O tempo base de um hidrograma composto é igual ao tempo base do hidrograma unitário mais a duração da tormenta menos a duração da chuva unitária. No exemplo da **Figura 1.22** o tempo base do hidrograma unitário é de 9 unidades e a duração da tormenta é de três unidades, o que provoca um hidrograma composto com tempo base de 11 unidades ($9 + 3 - 1$).

1.3.5 Hidrograma Triangular

A representação do hidrograma por meio de um triângulo, conforme a **Figura 1.23**, permite a obtenção de uma série de relações, que constituem a base da maioria dos métodos de hidrogramas sintéticos. Nesta figura, a área do triângulo será o volume de escoamento superficial, V_{ESD} , a base será a duração deste escoamento, e t_b é a altura representa a vazão de pico Q_p .

$$V_{ESD} = \frac{Q_p t_b}{2} \quad 1.43$$

É usual exprimir o valor de t_b em função do tempo de ascensão t_A da seguinte forma:

$$t_b = t_A + X t_A = (1 + X) t_A \quad 1.44$$

Lembrando que o volume de escoamento superficial é o produto da área da bacia A pela chuva excedente h_{exc} tem-se:

$$V_{ESD} = A h_{exc} \quad 1.45$$

Para uma unidade de chuva excedente:

$$Q_p = \frac{2A}{(1 + X) t_A} \quad 1.46$$

ou fazendo:

$$C_p = \frac{2}{(1+X)} \quad \mathbf{1.47}$$

$$Q_p = C_p \frac{A}{t_A} \quad \mathbf{1.48}$$

Para a chuva unitária de 1 cm, área da bacia em km², tp em horas a expressão de Q_p em m³/s fica:

$$Q_p = 2,75C_p \frac{A}{t_A} \quad \mathbf{1.49}$$

O valor de C_p está relacionado com o valor de X e portanto com a relação entre t_b e t_A, pois t_b/t_A = 1 + X. Quanto maior o valor de X, maior será a duração do escoamento superficial t_b e mais abatido será o pico, ou seja, maior o armazenamento da bacia.

Snyder (Ponce, 1989), estudando bacias rurais nos Montes Apalaches, encontrou valores de C_p na faixa de 0,56 a 0,69, o que corresponde a valores de X na faixa de 2,6 a 1,9. O Soil Conservation Service utiliza o valor único X = 1,67, ou seja, C_p = 0,75. Uehara (1994) com base em experiências em bacias rurais do Estado de São Paulo, tem utilizado X = 2,0 (C_p = 0,67) próximo, portanto, dos valores inferiores de Snyder. Wanielista (1993) chama X de fator de decaimento e C_p fator de atenuação do pico e apresenta a **Tabela 1.16**.

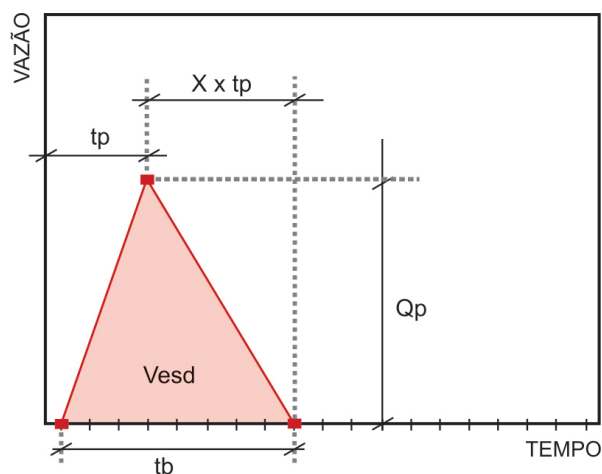


Figura 1.23 - Hidrograma triangular

Tabela 1.16 - Parâmetros de alguns hidrogramas triangulares

| Descrição | Fator de decaimento | Fator de redução do pico |
|---------------------------------|---------------------|--------------------------|
| Método racional | 1 | 1 |
| Áreas urbanas (decliv. grande) | 1,25 | 0,89 |
| Método do SCS | 1,67 | 0,75 |
| Uso misto (rural/urbano) | 2,25 | 0,62 |
| Área rural ondulada | 3,33 | 0,47 |
| Área rural (decliv. pequena) | 5,50 | 0,31 |
| Área rural (decliv. muito peq.) | 12,0 | 0,16 |

O Hidrograma Sintético do SCS

O hidrograma sintético do SCS, proposto no National Engineering Handbook (1985), é adimensional resultante da análise de um grande número de bacias nos Estados Unidos. A **Figura 1.24** e a **Tabela 1.17** mostram o hidrograma do SCS, no qual se verifica que o eixo dos tempos é expresso em frações de t_A e o eixo das vazões em frações da vazão máxima Q_p .

Os principais parâmetros deste hidrograma são obtidos de um hidrograma triangular em que o parâmetro X é fixado em 5/3 resultando, portanto, no valor de $C_p = 0,75$.

Tabela 1.17 - Hidrograma adimensional do SCS

| t (h) | Q (m³/s) | t (h) | Q (m³/s) | t (h) | Q (m³/s) | t (h) | Q (m³/s) | t (h) | Q (m³/s) |
|-------|----------|-------|----------|-------|----------|-------|----------|-------|----------|
| 0,00 | 0,00 | 1,00 | 1,00 | 2,00 | 0,28 | 3,00 | 0,06 | 4,00 | 0,01 |
| 0,20 | 0,10 | 1,20 | 0,93 | 2,20 | 0,21 | 3,20 | 0,04 | 4,20 | 0,01 |
| 0,40 | 0,31 | 1,40 | 0,78 | 2,40 | 0,15 | 3,40 | 0,03 | 4,40 | 0,01 |
| 0,60 | 0,66 | 1,60 | 0,56 | 2,60 | 0,11 | 3,60 | 0,02 | 4,60 | 0,00 |
| 0,80 | 0,93 | 1,80 | 0,39 | 2,80 | 0,08 | 3,80 | 0,02 | 4,80 | 0,00 |

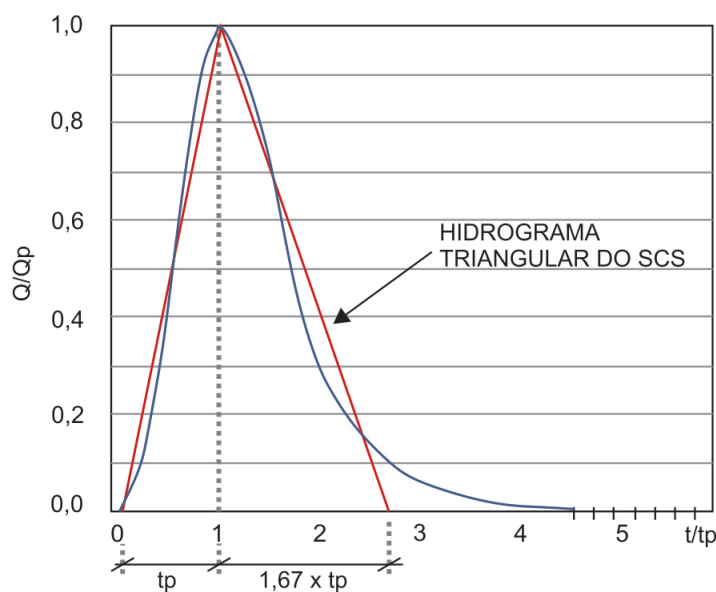


Figura 1.24 - Hidrograma do SCS

As expressões que definem a forma do triângulo são, portanto:

$$t_R = 0,6 \cdot t_c \quad 1.50$$

$$t_A = \frac{D}{2} + 0,6 \cdot t_c \quad 1.51$$

$$t_b = 2,67 \cdot t_A \quad 1.52$$

ou seja $X = 1,67$

$$Q_p = 2,78 \cdot 0,75 \cdot \frac{A}{t_A} = 2,08 \frac{A}{t_A} \quad 1.53$$

O hidrograma em questão corresponde a uma duração de chuva unitária:

$$D = \frac{t_A}{5} \quad 1.54$$

substituindo na **Equação 1.51** tem-se:

$$\frac{t_A}{t_R} = \frac{10}{9} \quad 1.55$$

$$\frac{D}{t_c} = \frac{2}{15} \quad 1.56$$

$$D = 0,133 \cdot t_c \quad 1.57$$

Em outras palavras, o hidrograma triangular do SCS é um hidrograma unitário de duração $D = 0,133 t_c$. Para calcular o tempo de retardamento t_r , em horas, o SCS sugere a seguinte expressão para bacias até 8 km^2 :

$$t_r = \frac{L^{0,8} (2540 - 22,86 \cdot CN)^{0,7}}{14104 \cdot CN^{0,7} \cdot S^{0,5}} \quad 1.58$$

L é o comprimento do talvegue, em km;

S é a declividade média, em m/m;

CN é o número da curva da bacia.

Para bacias maiores do que 8 km^2 , o SCS sugere que se calcule o tempo de concentração, t_c , pelo método cinemático e a partir deste o valor de t_r e t_a pelas equações 1.50 e 1.51. A fórmula do SCS usualmente fornece valores muito grandes de t_r , o que resulta em vazões máximas muito pequenas para áreas urbanas, mesmo quando corrigidas para introduzir efeitos da urbanização (Porto et al., 1993). Para estas áreas recomenda-se o uso do método cinemático.

O hidrograma do SCS utiliza somente um parâmetro, uma vez que o valor de $X = 1,67$ é fixo o que torna constante o fator de atenuação de pico $C_p = 0,75$. Este fato torna o método pouco flexível e restringe sua aplicação a bacias com áreas na faixa de 3 a 250 km^2 , uma vez que bacias maiores tendem a apresentar maior atenuação dos picos e, portanto, valores de C_p menores do que 0,75.

O hidrograma do SCS pode ser inadequado também para bacias intensamente urbanizadas com sistemas de drenagem eficientes, caso em que os valores de C_p tendem a serem maiores do que 0,75.

Exemplo: Calcular o hidrograma unitário sintético de uma bacia com área de drenagem $A = 8 \text{ km}^2$, comprimento do talvegue = 3 km, declividade média $S = 0,03 \text{ m/m}$ e $CN = 85$.

Utilizando a fórmula de t_r do SCS tem-se:

$$t_r = \frac{300^{0,8} (2540 - 22,86 \times 85)^{0,7}}{14104 \times 85^{0,7} \times 0,03^{0,5}} = 0,97h$$

$$t_A = \frac{10}{9} t_R = 1,07h$$

$$D = 0,22h$$

sendo $t_r = 0.6 t_c$, resulta $t_c = 1,62 h$, ou seja, a velocidade média de translação ao longo do talvegue de 3.500 m é de 0,54 m/s, que é muito baixa para uma bacia com estas características, confirmando a observação que a fórmula do SCS fornece valores grandes de t_r .

$$Q_p = 2,08 \cdot \frac{8}{1,07} = 15,6 m^3 / s$$

Utilizando a formula de Kirpich para calcular t_c :

$$t_c = 3,989 \cdot L^{0,77} \cdot S^{0,383}$$

para t_c em minutos L em km e S em m/m tem-se:

$$t = 35,8 \text{ min ou } 0,6 h$$

que corresponde a uma velocidade média ao longo do talvegue de 1,4 m/s, mais condizente com as características da bacia.

Para o novo valor de t_c tem-se:

$$t_R = 0,6 \times 0,6 = 0,36h$$

$$t_A = \frac{10}{9} \times 0,36h = 0,4h$$

$$t_b = 2,67 \times 0,4h = 1,07h$$

$$D = 0,08h$$

$$Q_p = 2,08 \times \frac{8}{0,4} = 42 m^3 / s$$

Note-se que o hidrograma assim determinado é o hidrograma unitário para 1 cm de chuva excedente e duração da chuva unitária de 0,08 h (aproximadamente 5 minutos). No caso em que se deseje obter o hidrograma resultante de uma tormenta de projeto de intensidade variável, o hidrograma deverá ser discretizado em intervalos de tempo iguais à duração unitária e executar a convolução dos hidrogramas obtidos com cada bloco de chuva excedente de 5 minutos de duração.

1.4 MODELAGEM MATEMÁTICA DE BACIAS URBANAS

À medida que os problemas de drenagem urbana se tornam mais complexos, são necessárias análises mais abrangentes e integradas, que considerem as inter-relações existentes entre o meio físico e as intervenções humanas. Estas estratégias levaram à adoção de metodologias, hoje consagradas, baseadas nos chamados planos de drenagem. Usualmente os planos adotam a bacia hidrográfica como unidade de planejamento e procuram quantificar o desempenho de uma bacia urbana levando em conta todos os elementos (naturais ou construídos pelo homem) que possam ter significado importante na geração e controle das inundações. Assim, devem ser analisados, de forma integrada, o comportamento hidrológico

e hidráulico de trechos de bacias, canais naturais, canalizações, galerias, reservatórios de amortecimento, estações de bombeamento e outros elementos.

A ferramenta que tem se mostrado mais eficaz para enfrentar a questão é a modelagem matemática. Nas últimas décadas, surgiu uma grande quantidade de modelos matemáticos com diferentes objetivos, diferentes níveis de abrangência e graus de complexidade. Esses modelos também diferem quanto à quantidade e qualidade de dados exigidos, quanto à precisão e abrangência das respostas produzidas e mesmo quanto ao preparo das pessoas encarregadas de operar e analisar os resultados gerados.

Esses fatores determinam o grau de complexidade de um dado modelo e, de certa forma sua aceitação pela comunidade técnica. Em princípio, modelos mais complexos em termos de detalhamento de sua estrutura devem fornecer resultados mais confiáveis e precisos. Entretanto, esta afirmação nem sempre é verdadeira, uma vez que modelos complexos são mais exigentes em termos de quantidade e qualidade de dados, são mais difíceis de ser operados e compreendidos e, nem sempre os resultados obtidos compensam os esforços e custos despendidos. Estas questões fazem com que a modelagem de sistemas hídricos seja ao mesmo tempo uma ciência e uma arte.

O desenvolvimento de interfaces amigáveis facilita o uso dos modelos hidrológicos, porque a entrada de dados e análise dos resultados se torna grandemente intuitiva e também porque usualmente podem lançar mão de recursos gráficos.

Tucci (2005) define modelo como sendo a representação de algum objeto ou sistema, numa linguagem ou forma de fácil acesso e uso, com o objetivo de entendê-lo e buscar suas respostas para diferentes entradas.

Para Porto (2001), simulação é uma técnica de modelagem que reproduz o comportamento de um sistema de forma simplificada, ao mesmo tempo preserva as características essenciais do seu funcionamento.

Tucci (1998) considera que o modelo hidrológico é uma das ferramentas que a ciência desenvolveu, para melhor entender e representar o comportamento da bacia hidrográfica e prever condições diferentes das observadas.

A modelagem na drenagem urbana representa também papel importante na formulação de estratégias para atacar os problemas de inundações urbanas e no planejamento detalhado das ações necessárias para a consecução dos objetivos dessas estratégias. Questões como poluição urbana, gerenciamento operacional, previsões e alertas, operações em tempo real e análise de interação entre sub-bacias podem ser todas tratadas de forma abrangente e integrada por modelos de simulação.

Em síntese, modelos de simulação constituem ferramentas essenciais para prever o comportamento hidrológico das bacias urbanas e formular planos para diminuir o impacto das inundações.

Na literatura especializada, modelos hidrológicos são usualmente classificados de acordo com suas principais características e situações em que se aplicam. Essas classificações variam de autor para autor, embora apresentem muitas similaridades entre si. A seguir serão apresentados alguns atributos mais relevantes, que frequentemente são utilizados como critério de classificação dos modelos.

Uma classificação bastante usual distingue os modelos em duas classes: de simulação e de otimização. A escolha entre eles depende essencialmente dos objetivos estabelecidos e de condicionantes tecnológicas, tais como a eficiência dos algoritmos matemáticos utilizados, esforço computacional necessário e outros.

Os modelos de simulação, também chamados de descritivos, têm como objetivo representar o comportamento hidráulico e hidrológico de uma bacia, descrevendo realisticamente o funcionamento integrado de seus componentes, sejam eles naturais, sejam construídos pelo Homem. Esses modelos devem ser eficazes para representar condições diferentes daquelas que prevalecem na situação atual da bacia. É importante, por exemplo, que o modelo tenha capacidade de representar as vazões produzidas por diferentes tormentas, os efeitos da implantação de novas medidas de controle de inundações, as consequências de diferentes usos e

ocupações do solo e outras. Modelos de simulação usualmente têm a seu favor a grande flexibilidade com que podem representar o comportamento das bacias. Entretanto, são difíceis e trabalhosos de calibrar quando se pretende simular problemas complexos, geralmente caracterizados pela necessidade de se lidar com muitas sub-bacias, submetidas a tormentas de intensidades variáveis no tempo e no espaço. A complexidade aumenta ainda mais quando há necessidade de considerar uma grande diversidade de obras e medidas de controle de cheias. Para calibrar modelos de simulação nessas situações, quase sempre é inevitável recorrer a trabalhosos processos de tentativa e erro além de contar com analistas experientes e capazes.

Modelos de otimização aplicam-se a problemas em que se busca minimizar ou maximizar uma função-objetivo, formulada para expressar quantitativamente o desempenho do sistema. Estes modelos valem-se de algoritmos matemáticos que determinam os valores das variáveis que maximizam ou minimizam a função objetivo ou, como se diz comumente, otimizam a função-objetivo. Modelos de otimização permitem analisar sistemas complexos que possuam diversas soluções viáveis e escolher, entre elas, aquela que otimize a função-objetivo. Entre muitas aplicações, os modelos de otimização são frequentemente utilizados para a calibração de parâmetros de modelos de simulação hidrológica, para a escolha das dimensões ótimas de um conjunto de obras, para pesquisar os melhores cenários de medidas de mitigação e para diversas outras análises em que seja possível definir uma função-objetivo para quantificar o desempenho de um grande número de alternativas possíveis.

Os modelos que explicitamente levam em consideração a probabilidade de certo evento ocorrer são ditos modelos estocásticos. Caso a natureza probabilística de certas variáveis hidrológicas não seja considerada, o modelo é dito determinístico.

Os modelos são ditos contínuos quando descrevem o desempenho do sistema ao longo de períodos de tempo extensos, divididos em intervalos de tempo relativamente pequenos quando comparados com a extensão total modelada. Estes modelos usualmente executam seus cálculos a cada intervalo de tempo, um após o outro, até cobrir todo o período de interesse. Casos típicos de aplicação de modelos contínuos são a geração de longas séries hidrológicas, a simulação da operação de reservatórios e outros. Diz-se que um modelo é de eventos quando ele representa o comportamento de um sistema ao longo de um período de tempo limitado, com o objetivo específico de modelar apenas os fenômenos de interesse que ocorrem no período em questão. Exemplos típicos em problemas de drenagem urbana são aqueles que determinam o hidrograma de cheia a partir de uma tormenta de duração limitada.

Os modelos concentrados não levam em consideração a variabilidade espacial das variáveis hidrológicas. Nestes modelos a principal variável é o tempo e a bacia é modelada como um todo. Na modelagem concentrada do processo chuva-vazão, por exemplo, todas as variáveis do sistema são avaliadas em termos da média espacial. Isto significa que chuva, evaporação, infiltração, vazão e outras variáveis são consideradas em termos médios na bacia.

Já os modelos distribuídos representam o comportamento da bacia com resolução espacial mais fina do que os modelos concentrados. Para tanto, precisam dividir a bacia em pequenos elementos de área, simulam cada elemento como de forma concentrada e, a seguir, integram os escoamentos dos vários elementos. Modelos distribuídos são particularmente úteis para lidar com problemas de drenagem urbana porque permitem levar em conta os efeitos da grande diversidade do uso e ocupação do solo e da variação temporal e espacial das tormentas causadoras de cheias. Entretanto, estas vantagens podem ser significativamente diminuídas pela exigência de grandes quantidades de dados e pelas dificuldades de calibrar um grande número de parâmetros.

Os resultados de uma simulação dependem não só da adequação e correção do modelo mas também, em grande proporção, dos dados utilizados para alimentá-lo. Como raramente se dispõe de dados em quantidade e qualidade adequadas, os resultados costumam apresentar erros e incertezas que precisam ser corretamente analisadas e interpretadas.

A simulação hidrológica das cheias de uma bacia usualmente necessita de dados como a área da bacia, o comprimento do rio principal, a declividade média, a porcentagem de área impermeável, os usos e ocupações dos solos e características geológicas da região. Caso seja necessário avaliar os efeitos do caminhamento da onda de cheia em canais e reservatórios, outras informações devem ser utilizadas, entre elas, as seções transversais, as declividades e rugosidades dos rios, canais e galerias da bacia. Além destas características de reservatórios, de áreas de extravasamento lateral, assim como de estruturas como pontes, orifícios, bueiros devem ser determinadas. A solução ideal para esta questão é montar cadastros georeferenciados, em escala adequada, de todas as informações necessárias.

Dados de precipitação, sejam eles localizados em um ponto ou distribuídos no espaço e no tempo, constituem a informação essencial para as simulações em questão. A cidade de São Paulo pode ser considerada privilegiada nesta questão, pois dispõe de um número significativo de postos pluviométricos e pluviográficos, sendo vários deles telemétricos (vide www.saisp.br). Diversas relações Intensidade-Duração-Frequência são disponíveis para a região (Martinez, F. e Magni, N., 1999) e o radar meteorológico do Departamento de Águas e Energia Elétrica de São Paulo produz informações sobre intensidades de precipitações, detalhadas no espaço e no tempo (vide www.saisp.br).

Intervalo de tempo dos cálculos

Modelos de simulação fazem seus cálculos dividindo o período de simulação em intervalos discretos de tempo. Este intervalo é de escolha do usuário e, além de ser condizente com a discretização dos dados de entrada, deve ser escolhido para conferir aos resultados a desejada resolução. Nos casos práticos de simulação de cheias em bacias urbanas considera-se que um intervalo de tempo igual ou menor a um quinto do tempo de concentração (ou alternativamente do tempo de retardamento) da bacia confira aos resultados uma resolução satisfatória.

Quando existem dados observados a respeito de eventos passados, é essencial que se procure calibrar o modelo. O processo de calibração consiste em variar os valores dos parâmetros do modelo até que se obtenha um ajuste satisfatório entre os valores observados e simulados. A calibração de um modelo pode ser feita por trabalhosos processos de tentativa e erro ou então com o auxílio de algoritmos matemáticos de otimização. A avaliação da qualidade do ajuste pode ser feita por métodos subjetivos (usualmente inspecionando-se visualmente os hidrogramas observados e simulados) ou por critérios objetivos, caso em que há necessidade da escolha de uma função-objetivo que deve ser maximizada ou minimizada. Ambas as estratégias apresentam vantagens e limitações, e na prática é muito comum a utilização conjunta das duas abordagens.

Uma calibração de boa qualidade constitui um importante elemento de convicção de que o modelo representa o sistema simulado de forma realista.

1.4.1 Principais Vantagens da utilização de Modelos Hidrológicos nas Análises dos Sistemas de Drenagem pluvial

Modelos hidrológicos constituem ferramentas indispensáveis para tratamento de problemas drenagem urbana, principalmente aqueles de maior complexidade. A utilização desses modelos permite representar a bacia hidrográfica com suas heterogeneidades e complexidades. Os efeitos de estruturas construídas pelo homem como canais, reservatórios, pavimentos porosos, trincheiras e outras intervenções

podem ser considerados de forma conjunta nos locais de interesse. Igualmente, a possibilidade de avaliar os resultados da implantação de novas medidas ou estruturas produzem informações importantes para a formulação das estratégias para minimizar ou mitigar os impactos das inundações.

A **Figura 1.25**, mostra cenários típicos do desenvolvimento de uma cidade em três instantes distintos.

Cenário 1. Situação de pré-desenvolvimento em que as várzeas de inundação estão desocupadas;

Cenário 2. Uso e ocupação do solo intenso e desordenado. A cidade invadiu as várzeas e está sujeita a altos riscos de inundações

Cenário 3. Mostra um conjunto de medidas para minimização e mitigação dos impactos das inundações.

Para analisar o problema foram utilizados modelos de simulação, com o objetivo de quantificar o comportamento hidrológico e hidráulico dos três cenários. Os hidrogramas resultantes constam da mesma figura. Nota-se o efeito dramático da ocupação desordenada da bacia ao se comparar os hidrogramas 1 e 2. O hidrograma 3 mostra que as medidas de controle foram eficientes para reduzir a situação crítica retratada pelo hidrograma 2, mas foram incapazes de reproduzir o comportamento da bacia nas condições de pré-urbanização.

Se a questão das inundações ainda não estiver satisfatoriamente sob controle, será possível utilizar os mesmos modelos para explorar outras linhas de ação.

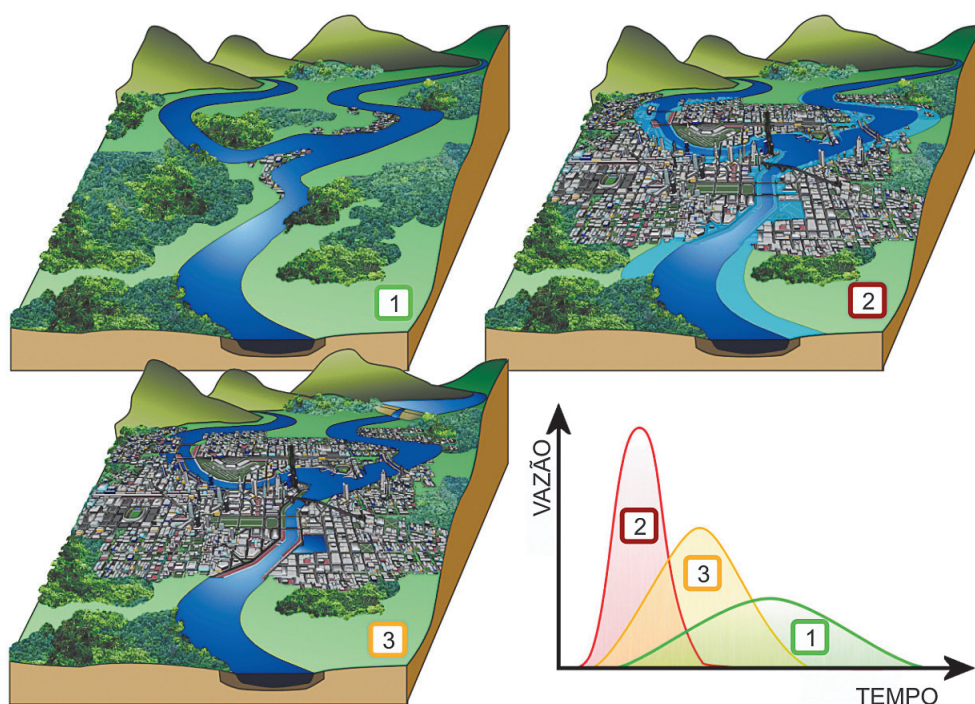


Figura 1.25 - Desenvolvimento urbano e seu impacto no sistema de drenagem

1.4.2 Tendências e Avanços dos Modelos Hidrológicos

Evoluções tecnológicas dos últimos anos vêm criando novas oportunidades para o surgimento de novos modelos e, talvez mais importante do que este fato, para que modelos consagrados, robustos e eficazes, alguns deles existentes há décadas, obtenham melhores resultados, de forma mais rápida, simples e eficiente. Comentam-se abaixo os principais avanços verificados nos últimos anos, que tenderão a se aprofundar ainda mais no futuro.

Interfaces gráficas

A rápida evolução do hardware e software dos computadores, propiciou o aparecimento de interfaces gráficas, amigáveis e intuitivas que facilitaram significativamente a entrada de dados, a análise de resultados e o entendimento do funcionamento dos modelos, até mesmo por público mais leigo. Tal tendência deve prosseguir à medida que a interação homem-máquina vá se tornando cada vez mais simples e eficiente.

Interconexões com Sistemas de Informação Geográfica

Os modelos hidrológicos estão cada vez mais robustos computacionalmente e velozes, o que possibilita representar bacias cada vez maiores, com centenas de elementos hidrológicos. Tradicionalmente, esses elementos seriam identificados através de um mapa topográfico, com a identificação dos limites de contorno das bacias contribuintes do sistema de drenagem. Embora este método seja eficaz, sua desvantagem é o tempo gasto para representar inúmeros elementos, especialmente em bacias que apresentam um alto grau de discretização. A introdução e utilização de sistemas de informação geográfica (SIG) em conjunto com os modelos hidrológicos, permite executar as tarefas de obtenção de dados com maior agilidade. As técnicas de SIG permitem executar as tarefas com maior agilidade, obtendo informações como área, declividades, comprimento de cursos d'água, porcentagem de impermeabilização, assim como projeções de cenários futuros de forma instantânea. As versões mais modernas dos modelos hidrológicos buscam integrar ferramentas de SIG, o que facilita o processo de obtenção de dados de entrada, trazendo benefícios para a representação das bacias e para a obtenção de seus parâmetros.

Modelos Distribuídos

O desenvolvimento da tecnologia dos Sistemas de Informação Geográfica abriram enormes possibilidades para o tratamento espacial das informações e, em consequência, tornaram mais viável a utilização dos modelos distribuídos. Estes modelos, cuja aplicação era bastante restrita há alguns anos, expandiram enormemente suas aplicações e esta tendência deve ainda aumentar. A calibração destes modelos ainda é um grande desafio, assim como a necessidade de grande quantidade de dados de entrada. O primeiro problema vem sendo gradualmente resolvido pela utilização de melhores algoritmos matemáticos e melhores técnicas de calibração. Outro fator favorável à crescente utilização de modelos distribuídos é que o barateamento da obtenção eletrônica de dados vem facilitando, cada vez mais, a coleta de mais e melhores informações.

Em particular, a região de São Paulo é beneficiada pela operação do Radar Meteorológico de Salesópolis. As informações do radar, acopladas a observações telemétricas registradas no solo, permite o for-

necimento das variações das intensidades de chuva, no espaço e no tempo, para qualquer área de interesse situada dentro dos limites de alcance do radar. A alimentação dos modelos com informações tão detalhadas contribui para que os resultados obtidos sejam progressivamente mais realistas e fidedignos. Ainda mais, a produção de tais informações em curtos espaços de tempo (no presente caso a cada 5 minutos) abre amplas possibilidades para a realização de previsões de eventos críticos e de emissão de alertas.

Integração de processos e funções dos modelos

Outra tendência notável também foi propiciada pela grande capacidade de armazenamento dos computadores atuais, fato que possibilitou maior integração na representação dos processos físicos que se interligam em uma bacia hidrográfica. É possível hoje tratar processos meteorológicos, hidrológicos, hidráulicos de forma integrada e mais fidedigna. Ainda mais, esta integração pode se estender a ações antrópicas como, por exemplo, mudanças no uso e ocupação do solo e a implantação de obras e medidas de controle de inundações.

Uma constatação imediata desta tendência é a integração em um só modelo da modelagem hidrológica e hidráulica. Há poucos anos a função do modelo hidrológico era gerar hidrogramas de cheia. Em processamento separado, estes hidrogramas eram então utilizados como dados de entrada em modelos hidrodinâmicos, para fornecer níveis e vazões ao longo dos cursos de água de interesse. Qualquer modificação nos hidrogramas gerados pelo modelo hidrológico exigia a repetição de todo o processamento. Os modelos mais modernos simulam os processos chuva-vazão na bacia e integram-se com os modelos hidrodinâmicos que reproduzem então, automaticamente, os efeitos da mudança da hidrologia nos rios.

Sistemas de Informações

Outra tendência atual é o desenvolvimento de bases de dados que permita o armazenamento e a recuperação de informações de forma rápida e segura sobre todo o setor de drenagem urbana da cidade. As vantagens de tais sistemas são inestimáveis para inúmeras finalidades. Alguns exemplos constituem a execução de planos e projetos, elaboração de programas de manutenção e operação, prevenção de acidentes, suporte a ações de defesa civil, preservação das informações de forma segura, apoio aos esclarecimentos à população e à mídia, e muitos outros.

Sistemas de Suporte a Decisões

Finalmente, é importante assinalar que a integração de interfaces, bancos de dados e modelos criam oportunidades para o desenvolvimento dos chamados sistemas de suporte a decisões. Se bem projetados e implantados, estes sistemas certamente introduzirão melhorias inestimáveis no processo decisório da Administração Municipal.

1.4.3 Sistemas de Modelagem Hidrológica

Existe atualmente um grande número de sistemas de simulação hidrológica à disposição dos profissionais da área de recursos hídricos. De forma geral cada modelo é desenvolvido para atender a finalidades mais ou menos específicas. Assim, por exemplo, existem modelos desenvolvidos para tratar problemas de cheias enquanto outros objetivam especificamente lidar com a disponibilidade de água e o

aproveitamento dos recursos hídricos de uma bacia hidrográfica. Mesmo entre os modelos de cheia, existem alguns modelos que tratam especificamente de grandes bacias, cuja utilização é totalmente inadequada para simular cheias pequenas bacias urbanas. Portanto, a escolha criteriosa do modelo a ser utilizado constitui uma decisão importante e deve ser pautada fundamentalmente pela adequação das características do modelo aos objetivos do estudo.

A seguir, são apresentadas breves descrições de alguns modelos de eficácia comprovada para lidar com problemas de cheias em bacias urbanas. Todos os modelos citados são fornecidos gratuitamente por seus proprietários embora, em alguns casos, possam existir versões aprimoradas por terceiros, fornecidas em bases comerciais.

- ABC6 – Análise de Bacias Complexas (EPUSP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1982).
- SWMM – Storm Water Management Model (EPA – Environmental Protection Agency, 1971);
- HEC-HMS – Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System (US Army Corps of Engineers, 1974);

Muitos destes sistemas de modelagem hidrológica não têm atualizações tecnológicas que acompanhem os sistemas operacionais dos computadores atuais, fazendo com que caiam em desuso. Além disso, a falta de um suporte técnico à disposição dos usuários é uma desvantagem dos sistemas gratuitos. Em contrapartida, existem sistemas que estão em permanente atualização, inclusive com novos recursos.

ABC 6 (Análise de Bacias Complexas)

O Modelo ABC, atualmente em sua sexta versão, foi desenvolvido na Escola Politécnica da USP inicialmente com finalidades didáticas. Gradativamente foi sendo aceita para utilização em projetos de engenharia, e atualmente sua utilização é bastante difundida no meio técnico brasileiro. Alguns de seus atributos contribuíram para esta aceitação:

- A existência de uma interface gráfica amigável e intuitiva, por meio da qual se constrói a topologia do sistema (no formato de uma rede de fluxo) na própria tela do computador. A entrada dos dados e a análise dos resultados são feitas também por meio dessa interface.
- A modificação dos dados de entrada, a alteração da topologia a introdução de novos elementos na rede de fluxo podem ser feitos de forma rápida através da interface. Esta característica facilita a realização de análises de sensibilidade e a utilização do modelo com finalidades de suporte a decisões.
- O usuário pode optar por diversas funções hidrológicas para cálculo do escoamento superficial excedente e para o traçado do hidrograma.
- O modelo apoia o usuário no processo de escolha dos dados de entrada, propiciando por exemplo, (1) um banco de dados com mais de 100 relações intensidade-duração-frequência de todo o país, que o usuário pode ser enriquecer com o cadastramento de suas próprias relações, (2) diversas relações empíricas para cálculo de tempo de concentração e outros parâmetros.

O hietograma da chuva de projeto pode ser fornecido pelo usuário ou então determinado por uma relação intensidade-duração-frequência e distribuído pelo método dos blocos alternados.

Por escolha do usuário, o escoamento excedente pode ser determinado pelas fórmulas de Horton, de Green e Ampt, do Soil Conservation Service e do Índice "fi".

Os modelos disponíveis para a determinação do hidrograma são os métodos de Santa Bárbara, Clark e Soil Conservation Service.

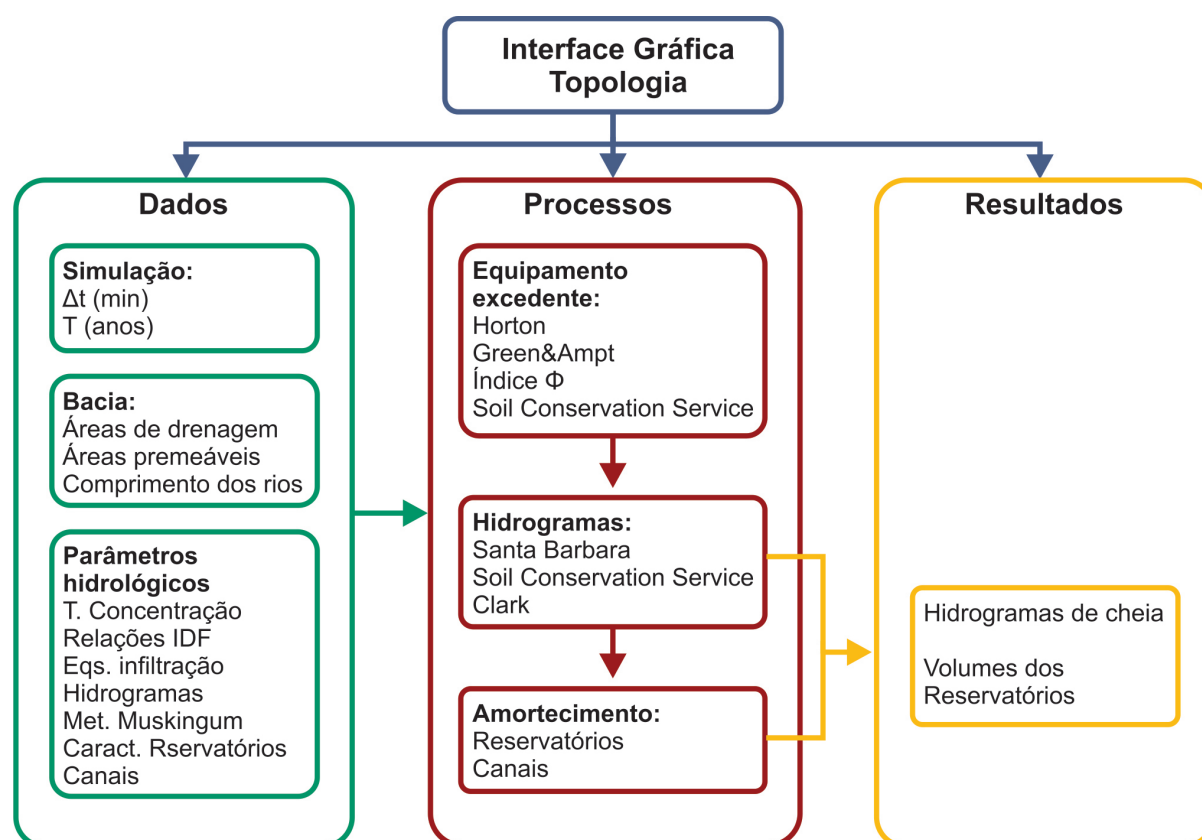


Figura 1.26 - Estrutura do modelo ABC6

SWMM (*Storm Water Management Model*)

O Storm Water Management Model é um modelo distribuído, desenvolvido pela Environment Protection Agency- EPA, que constitui um dos mais completos e robustos modelos para tratar de problemas de cheias urbanas. Desde a sua criação, na década de 70, o SWMM vem sendo amplamente utilizado nos Estados Unidos e em inúmeros outros países. O SWMM é um modelo aprovado pela FEMA, "Federal Emergency Management Agency", para realizar estudos sobre seguro contra inundações dentro do NFPI, "National Flood Insurance Program", nos EUA.

Além das funções que compõem os modelos mais usuais de drenagem urbana, o SWMM destaca-se por incorporar uma série de outras características que o tornam particularmente capaz para o tratamento de problemas complexos de manejo de águas pluviais.

O SWMM pode ser utilizado para dimensionamento de estruturas de retenção e para a análise dos efeitos da implantação de medidas de controle na fonte. O SWMM pode tratar também de diversos problemas de qualidade da água, tais como, a geração de cargas difusas e a avaliação da eficiência da implantação de BMPs ("Best Management Practices"), para reduzir cargas de poluentes carregados pelo escoamento superficial.

Além destas características, o modelo trata integradamente a geração de hidrogramas por métodos hidrológicos de transformação de chuva em vazão e o caminhamento destes na rede hidrográfica por métodos hidrodinâmicos. Estas propriedades possibilitam a utilização do modelo para a delimitação de faixas de inundação.

A versão 5 é a mais atual e inclui os seguintes recursos de modelagem:

- Chuva variável no tempo;
- Evaporação da água de superfície;
- Interceptação de chuva a partir de armazenamento em depressão;
- Infiltração de chuvas em camadas de solo não saturados;
- Percolação de água infiltrada em camadas subterrâneas;
- Interação entre as águas subterrâneas e o sistema de drenagem;
- Amortecimento não linear em reservatório.

HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System)

O HEC-HMS é um modelo hidrológico que foi desenvolvido para simular os processos de transformação chuva-vazão para sistemas de bacias hidrográficas dendríticas (ramificadas). O HEC-HMS pode ser aplicado em uma gama bastante heterogênea de bacias hidrográficas, sendo capaz de resolver problemas complexos. Nas simulações, podem-se incluir bacias hidrográficas grandes, assim como subdividir estas em quantas sub-bacias forem necessárias, sendo capaz de simular bacias com elevado grau de complexidade. Os hidrogramas produzidos pelo programa são usados diretamente ou em conjunto com outros softwares para estudos de drenagem urbana, previsão de cheias, análises de impacto de cenários futuros de uso e ocupação do solo, projetos de vertedouro de reservatórios, alternativas de redução de danos causados pelas inundações e delimitação da planície de inundação.

O modelo hidrológico da bacia é construído, separando o ciclo hidrológico em seus principais componentes. Assim, os fluxos de massa ou fluxos de energia de cada um destes componentes podem ser representados por uma função matemática. Na maioria dos casos, vários modelos estão disponíveis para representar cada fluxo.

O programa contempla um ambiente de trabalho completamente integrado, incluindo um banco de dados, interfaces para entrada de dados e ferramentas de relatórios para análises de resultados. A funcionalidade do programa e aparência são as mesmas em todas as plataformas suportadas.

1.4.4 Exemplo de Aplicação de um Modelo Hidrológico à Análise de um Sistema de Drenagem Urbana

A seguir, é apresentado um exemplo de aplicação de modelo hidrológico para análise de cheias de um sistema de drenagem urbana. Na bacia hipotética da **Figura 1.27**, são consideradas diferentes condições de uso e ocupação do solo. Os objetivos do exercício são avaliar os efeitos da expansão urbana e da adoção de algumas medidas de controle de cheia.

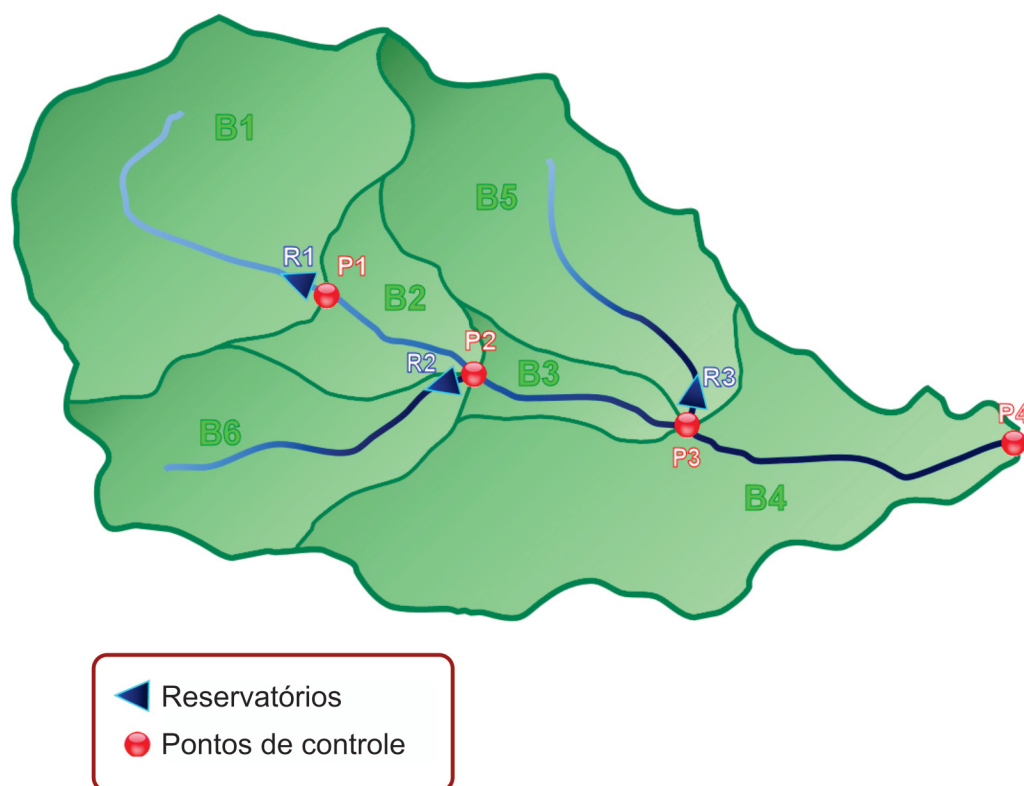


Figura 1.27 - Bacia do Ribeirão "B" – Município de São Paulo

A qualidade dos resultados obtidos na aplicação de um modelo hidrológico está, em grande parte, condicionada à escolha do modelo adequado para o estudo e aos dados disponíveis. Assim, quanto melhor a qualidade dos dados, menor será o grau de incerteza dos resultados obtidos. Alguns dados devem ser obtidos, através de levantamento de campo e consulta de projetos existentes. Outras informações devem ser adotadas em função do tipo e finalidade da simulação, como por exemplo, a tormenta de projeto, que deve ser compatível com o risco de falha das estruturas do sistema de drenagem que se deseja avaliar. O processo de calibração do modelo pode ser realizado onde existam dados de monitoramento de chuva e vazão. Em bacias onde não existem tais dados, os parâmetros devem ser estimados a partir de indicações da literatura ou por analogia com bacias vizinhas. Nestes casos os resultados tendem a apresentar maiores incertezas.

Inicialmente devem ser arbitrados alguns dados de entrada que permanecerão constantes durante a simulação: o intervalo de tempo de cálculo que deve ser compatível com: a) Discretização dos dados de entrada e a resolução desejada dos hidrogramas de saída (para o exemplo este intervalo escolhido foi de 15 minutos); b) O período de retorno da tormenta de projeto. Como este exemplo trata de um problema de macrodrenagem, o período de retorno da cheia de projeto adotado foi de 100 anos.

Os dados de chuva devem ser representativos do local em estudo., No exemplo será utilizada a equação IDF (intensidade-duração-frequência) de São Paulo - Pacaembu (SP). A precipitação deve ter uma duração superior ao tempo de concentração da bacia, assim o evento chuvoso deve durar o tempo suficiente para que toda a bacia esteja contribuindo para seu exutório. Neste exemplo, a duração da chuva adotada é de 90 minutos. A **Figura 1.28** apresenta o hietograma de projeto para o período de retorno de 100 anos.

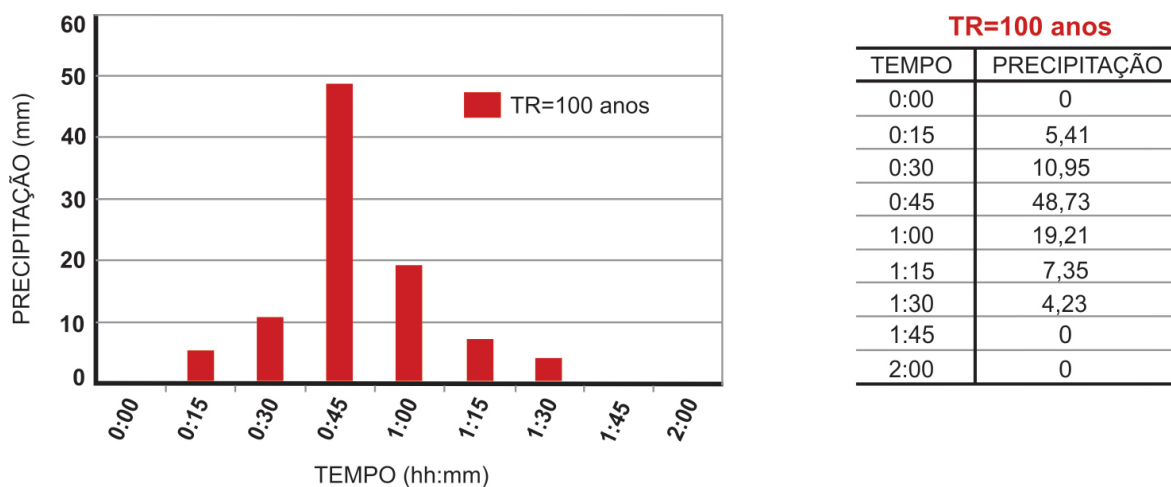


Figura 1.28 - Precipitação de projeto com período de retorno de 100 anos, obtida com a IDF de São Paulo - Pacaembu (SP)

A determinação do parâmetro que representa o uso e ocupação do solo é de grande importância para a calibração do modelo, pois este interfere principalmente e diretamente na parcela da precipitação (chuva efetiva) que gera o escoamento superficial direto. Existem diversos métodos para determinar a chuva efetiva. Será adotado o do SCS (Soil Conservation Service dos EUA). Neste estudo, foi adotado CN igual a 60 para as áreas permeáveis em todas as sub-bacias. Para estudos mais cuidadosos, recomenda-se a elaboração de análises mais detalhadas de uso e ocupação do solo através de imagens de satélite e ortofotos. É recomendável também a utilização de ferramentas SIG (sistemas de informações geográficas), que auxiliam o usuário na extração e cruzamento de informações. Neste exemplo, por se tratar de uma bacia hipotética, os valores de áreas impermeáveis foram arbitrados para os Cenários 1 e 2. Os parâmetros acima mencionados e outras características físicas e as capacidades dos reservatórios de contenção para cada sub-bacia são apresentados na **Tabela 1.19**.

Neste exemplo foram propostos dois cenários de urbanização, sendo que o cenário 1 representa o uso e ocupação do solo da década de 80, época em que muitas estruturas hidráulicas foram projetadas. O cenário 2, retrata o uso e ocupação do solo atual. Verifica-se pelas taxas de impermeabilização que o desenvolvimento urbano da bacia foi bastante intenso, tornando as inundações na bacia mais frequentes e mais críticas. A ocorrência de inundações em diversos pontos da bacia sinaliza que o sistema de drenagem não comporta os volumes atuais gerados pela chuva com período de retorno de 100 anos, que na década de 80 não causavam danos maiores. O aumento das inundações, neste exemplo, se deve principalmente ao aumento da taxa de impermeabilização do solo, que por sua vez provoca diminuição na parcela de infiltração e diminuição no tempo de concentração da bacia. O tempo de concentração da bacia sofre alteração devido ao aumento do volume de água em escoamento superficial e a diminuição da rugosidade média do solo causada por uma parcela maior de área impermeabilizada.

Tabela 1.18 - Dados das sub-bacias para os cenários atual e futuro de uso e ocupação do solo e capacidade dos reservatórios de contenção a serem analisados

| Bacia | Área de drenagem (km ²) | Cenário 1 – Década 80 | | Cenário 2 - Atual (2012) | | Capacidade do Reservatório de Contenção (10 ³ m ³) |
|-------|-------------------------------------|---------------------------------|----------------------|---------------------------------|----------------------|---|
| | | Tempo de concentração (minutos) | Área Impermeável (%) | Tempo de concentração (minutos) | Área Impermeável (%) | |
| B1 | 11 | 90 | 15 | 82 | 40 | 450 |
| B2 | 3 | 45 | 30 | 41 | 50 | - |
| B3 | 2 | 45 | 35 | 41 | 65 | - |
| B4 | 6 | 75 | 40 | 68 | 65 | - |
| B5 | 7 | 90 | 20 | 82 | 45 | 350 |
| B6 | 6 | 75 | 25 | 68 | 55 | 120 |

Para remediar o problema, existem diversas medidas não estruturais e estruturais que podem ser propostas. Estas medidas visam diminuir o impacto do desenvolvimento urbano no sistema de drenagem, através do controle do escoamento superficial. Muitas das ações buscam aumentar a capacidade de detenção do escoamento superficial através de medidas de pequena escala como trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis, microrreservatórios em lote, etc. Em outras áreas, quando a bacia apresenta um alto grau de urbanização e impermeabilização e os volumes de cheia já atingiram níveis difíceis de serem controlados. Neste caso, medidas em maior escala, como por exemplo, reservatórios de controle de cheia devem ser propostos. Nesta análise, são propostos três reservatórios para controle e minimização do impacto da urbanização. Na **Figura 1.29**, são apresentados os hidrogramas de cheia no ponto de controle P4, conforme aparece na **Figura 1.2**, para três cenários: Cenários 1 - uso e ocupação do solo na década de 80, Cenário 2 - uso e ocupação do solo atual e Cenário 3 - cenário com as medidas de controle implementadas, reservatórios R1, R2 e R3.

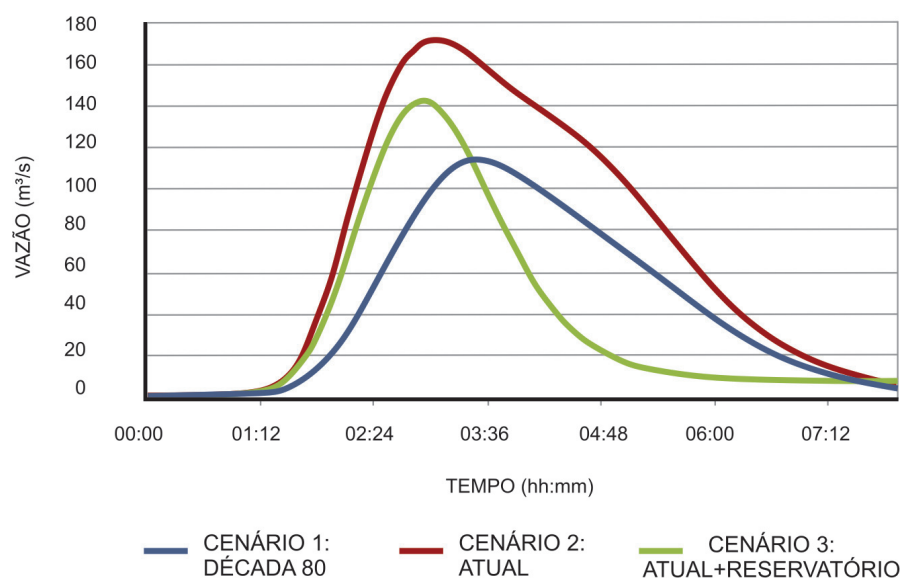


Figura 1.29 - Hidrogramas resultantes para o exutório da bacia (P4), para os cenários da década de 80, atual e cenários com medidas de contenção (Reservatórios)

Os resultados obtidos para ponto de controle P4 mostram o impacto causado pelo aumento da impermeabilização no pico de vazão e no volume do hidrograma gerado. Outro ponto que deve ser ressaltado é o tempo de concentração da bacia, pois houve um adiantamento do pico de cheia para o cenário impermeabilizado. A redução do tempo de concentração da bacia provoca o aumento das velocidades de escoamento, que por sua vez concentra os maiores volumes de cheia de forma rápida nos trechos de jusante da bacia. O resultado do Cenário 3, com a introdução de medidas de controle mostra que os reservatórios reduzem o pico e o volume da cheia. A eficiência dos reservatórios está relacionada com suas características e localização na bacia hidrográfica. Um reservatório extremamente eficiente para um determinado local da bacia pode não apresentar a mesma eficiência em outro ponto. O volume do reservatório deve ser proporcional ao volume do hidrograma de cheia. A **Figura 1.30** apresenta os resultados obtidos para os três reservatórios estudados, e pode-se observar que todos apresentam boa eficiência para redução do pico de vazão e volume.

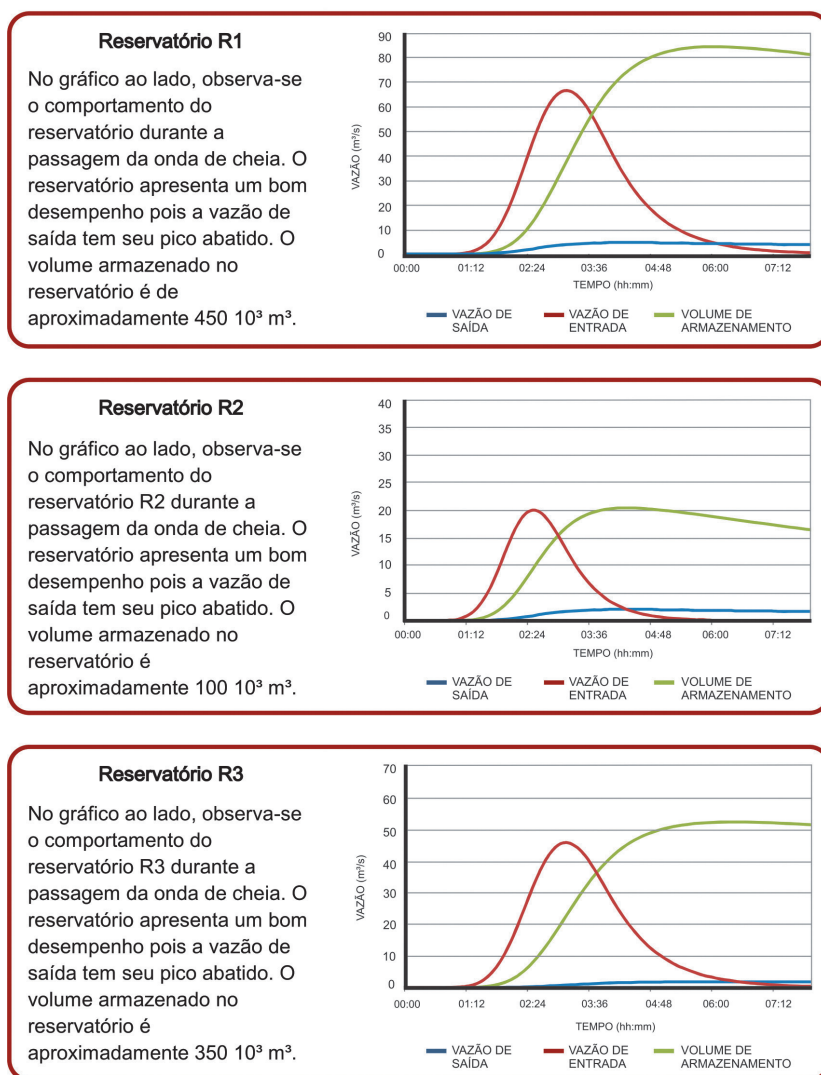


Figura 1.30 - Hidrogramas resultantes para os reservatórios R1, R2 e R3 - vazão de entrada, vazão de saída e volume de armazenamento

Em um sistema de drenagem com mais de um dispositivo de controle de cheia, como é o caso deste exemplo, a análise conjunta dos reservatórios é essencial para verificar seu desempenho global. A **Tabela 1.19** apresenta os resultados da vazão de pico para cada uma dos pontos de controle e a redução da vazão com a implementação das medias citadas.

Tabela 1.19 - Resultados de vazão de pico e eficiência dos reservatórios para os pontos de controle

| Período de Retorno | Cenário | Volume | Pontos de Controle | | | | Diferença | Redução |
|--------------------|-----------|--------|--------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|----------------------|
| | | | P1 | P2 | P3 | P4 | | |
| | | | 10 ³ m ³ | m ³ /s | m ³ /s | m ³ /s | m ³ /s | Δ(m ³ /s) |
| TR=100 | Cenário 1 | 0 | 38,2 | 40,0 | 93,4 | 114,6 | - | - |
| | Cenário 2 | 0 | 68,6 | 77,8 | 127,1 | 171,1 | 56,5 | 33% |
| | Cenário 3 | 850 | 36,5 | 35,0 | 102,1 | 141,9 | 29,2 | 17% |
| | R1 | 410 | 36,5 | - | - | - | 32,1 | 47% |
| | R1+R2 | 500 | - | 35,0 | - | - | 42,8 | 55% |
| | R1+R2+R3 | 850 | - | - | 102,1 | - | 25,0 | 20% |

Nos resultados apresentados na **Tabela 1.19**, observa-se ainda que a impermeabilização causada pelo desenvolvimento urbano causou um aumento de 56 m³/s na vazão de pico do ponto de controle P4, o que representa um aumento de 33%. Na implementação dos três reservatórios ocorre uma redução de 29 m³/s (17%) no ponto de controle P4. Neste caso específico, a redução na vazão de pico obtida pela introdução dos reservatórios não atinge o mesmo valor observado na década de 80 (Cenário 1) em P4. Mas a análise da eficiência das medidas de controle não deve ser realizada apenas pela comparação da vazão de pico do hidrograma, pois o volume da cheia também é de grande importância. Na **Tabela 1.20**, são apresentados os volume dos hidrogramas de cheia nos pontos de controle P1, P2, P3 e P4.

Tabela 1.20 - Resultados obtidos para o volume de cheia nos pontos de controle

| Ponto de Controle | Volume 10 ³ m ³ | | |
|-------------------|---------------------------------------|-------------------|---------------------------|
| | Cenário 1 - Década 80 | Cenário 2 - Atual | Cenário 3 - Reservatórios |
| P1 | 432,0 | 698,0 | 405,5 |
| P2 | 504,9 | 818,5 | 454,1 |
| P3 | 995,1 | 1590,2 | 904,8 |
| P4 | 1274,6 | 1987,7 | 1287,4 |

Quando analisado o volume de cheia, um resultado interessante necessita ser ressaltado: o volume de cheia no ponto de controle P4, após a implementação dos reservatórios, é praticamente o mesmo que os obtidos para o Cenário 1. Este resultado mostra que apesar do pico do hidrograma do Cenário 3 ter ficado acima do pico de vazão do Cenário 1, o abatimento do volume foi significativo. Este fato indica quão complexa é a análise de um sistema com várias medidas de controle de cheia funcionando de forma

integrada. Este tipo de resultado, em que determinadas medidas apresentam eficiência diferentes para o pico de vazão e para o volume gerado é comum, pois a localização e o tamanho do reservatório interferem no resultado final do sistema.

Avaliando-se ainda os resultados da **Tabela 1.19**, obtidos para os pontos de controle que sofrem influência apenas dos reservatórios R1 e R2, nota-se que ambos obtiveram bom desempenho para a vazão de pico. Logo, pode-se concluir que até o ponto de controle P2 as medidas adotadas obtiveram um bom desempenho para a vazão de pico e para o volume. Este tipo de análise permite avaliar a eficiência de cada uma das medidas de controle e determinar o impacto de cada uma das medidas de controle no hidrograma final. Assim, o tomador de decisão pode questionar algumas das medidas de controle, podendo reavaliar o tipo de medida, suas características e a sua localização.

1.4.5 Discussões Finais

Os sistemas de drenagem estão inseridos dentro do contexto do desenvolvimento urbano e das suas complexidades. A dificuldade de disciplinar a evolução do uso e ocupação do solo, e ao mesmo tempo aplicar medidas de controle, preservar as áreas próximas das margens dos rios e córregos urbanos e difundir as chamadas medidas não estruturais justifica o investimento em sistemas que permitam avaliar os impactos dos diferentes cenários. Estes sistemas são chamados de sistemas de suporte a decisões (SSDs), os quais permitem armazenar e coletar informações que são utilizadas para as mais diversas análises, também são dotados de ferramentas específicas como os modelos hidrológicos e hidráulicos.

À medida que entendemos melhor a dinâmica do ambiente que se deseja estudar, neste caso o sistema de drenagem em ambiente urbano, com informações de boa qualidade e atualizadas, mais fácil se torna a estruturação dos modelos de simulação. Modelos hidrológicos e hidráulicos, com seus parâmetros devidamente calibrados para uma bacia hidrográfica, permitem que sejam simuladas condições distintas de evolução da bacia e diversos cenários de medidas de controle, e seu comportamento para eventos de chuva extremos.

Assim, os modelos de simulação incluídos nos SSDs, alimentados com dados adequados e atualizados, facilitam o acompanhamento dos processos que ocorrem nas bacias, e auxiliam o processo decisório e de gestão urbana, onde as medidas propostas são testadas e sua eficiência é avaliada ao longo dos anos, permitindo que muitos impactos possam se previstos, evitados ou minimizados.

1.5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BELL, F.C. Generalized rainfall-duration-frequency relationships. **J. HYDR. DIV.**, ASCE, v.65, n.1, Ser. HY, p.311-327, Jan. 1969.
- BENGTSSON, L. Influence of storm movement on peak flows. In: CONGRESSO da ASSOCIAÇÃO INTERNACIONAL de PESQUISAS HIDRÁULICAS, 22º /e/ CONFERÊNCIA INTERNACIONAL sobre DRENAGEM URBANA, IARH, 4º, Lausanne, Suíça, 1987. **Proceedings of the XXII International Congress of Hydraulic Research. Technical session D: topics in urban drainage hydraulics and hydrology /and/ Proceedings of the IV International Conference on Urban Storm Drainage.** Editor: B.C. Yen. Lausanne, IAHR, 1987. 1v., p.270-275.
- BERNDTSSON, R. & NIEMCZYNOWICZ, J. Spatial and temporal scales in rainfall analysis: some aspects and future perspectives. **J.HYDROL.**, v.100, p.293-313, 1988.

- Carta Geológica da R.M.S.P.- escala 1:100.000 – EMPLASA, 1980.
- CHOW, V.T., MAIDMENT, D.R., MAYS, L.W. **Applied Hydrology**. McGraw-Hill Book Company, 1988. 572 p.
- COLLIER, C.G. Studies of short duration storm profiles using radar data. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL sobre APLICAÇÕES HIDROLÓGICAS em RADAR METEOROLÓGICO, 2º, Hannover, Alemanha. **Proceedings of the 2nd International Symposium on Hydrological Applications of Weather Radar**. Hannover, 1992.
- CETESB. **Drenagem Urbana - Manual de Projeto**. 3ª ed. São Paulo. CETESB/ASCETESB, 464p., 1986.
- DAEE. **Equações de Chuvas Intensas do Estado de São Paulo**. Convênio Departamento de Águas e Energia Elétrica e Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 125p., 1999
- HALL, M.J. **Urban Hydrology**. Elsevier Applied Science Publishers Ltd., London and New York, 1986.
- HERSHFIELD, D.M.; WILSON, W.T. A comparison of extreme rainfall depths from tropical and nontropical storms. **J. GEOPHYS. RES.**, v.65, n.3, p.959-982, Mar. 1960.
- HUFF, F.A. Time distribution of rainfall in heavy storms. **WATER RES. RESEARCH**, v.3, n.4, p.1007-1019, 1967.
- KEIFER, C.J.; CHU, H.H. Synthetic storm pattern for drainage design. **J.HYDR.DIV.**, ASCE, v.83, n.4, Ser. HY, p.1-25, Proc. Paper 1332, Aug. 1957.
- KUTNER, A.S.; CONTE, A.E.; NITTA, T. – Análise Geológica e Caracterização dos solos para Avaliação do Coeficiente de Escoamento Superficial na Bacia do Alto Tietê – RMSF- XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Aracaju – 2001.
- MAGNI, N. L. G.; MERO, F. Precipitações intensas no Estado de São Paulo. **B.TÉCN. CTH**, São Paulo, n.4, 1986.
- MAIDMENT, D.R. **Handbook of Hydrology**. McGraw-Hill, Inc, 1993.
- Mapa de Uso e Ocupação do Solo, 2002 – EMPLASA.
- MARCELLINI, S. S. **Análise de critérios para a determinação de tormentas de projeto e sua influência nos hidrogramas de pequenas bacias hidrográficas**. Dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, 176p, 1994.
- McCUEN, R. A guide to hydrologic analysis using SCS methods. New Jersey, Prentice-Hall, 1982. 145p.
- PFAFSTETTER, O. **Chuvas intensas no Brasil: relação entre precipitação, duração e frequência de chuvas, registradas com pluviógrafos, em 98 postos meteorológicos**. 2a.ed. Rio de Janeiro, MINTER/DNOS, 1982. 426p.
- PILGRIM, D.H.; CORDERY, I. Rainfall temporal patterns for design floods. **J. HYDR. DIV.**, ASCE, v.101, n.1, ser. HY, p.81-95, Jan. 1975.
- PINTO, N. L. de S. **Hidrologia Básica**. São Paulo, Edgard Blücher, 1976. 278p.
- PLANO DA BACIA HIDROGRÁFICA DO ALTO TIETÊ – Relatório Final, Vol.2/4, Fundação de Apoio à Universidade de São Paulo, dezembro de 2009.
- PORTO, R.L.L. et al. Drenagem Urbana. In: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de RECURSOS HÍDRICOS. **Hidrologia: ciência e aplicação** /por/ Carlos E.M. Tucci /e outros/ Porto Alegre, ABRH/EDUSP, 1993. 943p., Cap.21, p.805-842. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos, 4)

- PORTO, R.L.L.; MARCELLINI, S.S. Generalização de curvas de distribuição temporal de projeto. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 10º /e/ Simpósio de Recursos Hídricos do Cone Sul, ABRH, 1º, Gramado, R.S., 7-12 Nov. 1993. **Anais**. Porto Alegre, ABRH, v.2, p.213-222.
- SETZER, J. & LA LAINA, PORTO, R.- Boletim Técnico – DAEE “Tentativa de Avaliação do Escoamento Superficial de acordo com o solo e o seu recobrimento vegetal nas condições do Estado de São Paulo, 1979.
- SILVEIRA, A. L. L. . Desempenho de fórmulas de tempo de concentração em bacias urbanas e rurais. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v. 10, n. 1, p. 5-23, 2005.
- STEPHENSON, D.; MEADOWS, M.E. **Kinematic hydrology and modelling**. Amsterdam, Elsevier, s.d. (Developments in Water Science 26)
- TUCCI, C.E.M. **Hidrologia, Ciência e Aplicação**. Porto Alegre, ABRH/EDUSP, 1993. 943p. (coleção ABRH de Recursos Hídricos, 4).
- TUCCI, C.E.M., 2000 – Coeficiente de Escoamento e Vazão Máxima de Bacias Urbanas. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Vol 5, no. 1, Jan/Mar, pp61-68.
- UEHARA, K. et al. **Pequenas bacias hidrográficas do Estado de São Paulo**. Estudo de vazões médias e máximas. FDTE/EPUSP, 1980. 780 p.
- U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE, SOIL SURVEY MANUAL # 18, Washington D.C., 1951 , in WANIELIS-TA, M. – Hidrology and Water Quantity Control, J. Wiley, N.Y. – 1990.
- WIESNER, C.J. **Hydrometeorology**. London, Chapman & Hall, 1970. 232p.
- WILKEN, P.S., **Engenharia de Drenagem Superficial**, CETESB, São Paulo, 1978, 276p.
- WMO, WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION. **Manual for estimation of probable maximum precipitation**, Geneva, 190p. 1973.
- YEN, B.C.; CHOW, V.T. Design hyetographs for small drainage structures. **J. HYDR. DIV.**, ASCE, v.106, n.6, Ser. HY, p.1055-1076, Jun. 1980.



2. FUNDAMENTOS HIDRÁULICOS

2.1 ESCOAMENTO PERMANENTE EM CANAIS E GALERIAS

2.1.1 Regime Uniforme

O regime uniforme ocorre quando, num canal prismático de declividade e rugosidades constantes em sua extensão, a força gravitacional que gera o movimento se iguala às forças de resistência. Como consequência, todas as características hidráulicas, tais como o raio hidráulico e a velocidade média, entre outras, permanecem inalteradas ao longo do canal.

Pode-se usar a condição de escoamento em regime uniforme para um predimensionamento das obras de drenagem, apesar dessa condição ser válida apenas para situações especiais.

Existem inúmeras equações disponíveis na literatura que descrevem o escoamento em regime uniforme. Destacam-se as equações de Manning, de Chézy, de Darcy-Weissbach e a desenvolvida a partir da distribuição logarítmica de velocidades. Estas também são válidas para o caso de escoamentos em regime turbulento rugoso, situação característica dos projetos de drenagem, e pode-se expressar de maneira unificada por:

$$\frac{V}{v} = \frac{R_h^{1/6}}{\eta\sqrt{g}} = \frac{c}{\sqrt{g}} = \sqrt{\frac{8}{f}} = 5,75 \cdot \log\left(11 \frac{R_h}{K_s}\right) \quad 2.1$$

onde:

n = coeficiente de Manning

C = coeficiente de Chézy

f = fator de atrito de Darcy – Weissbach

K_s = rugosidade absoluta da parede

v = velocidade de atrito [$v = (gR_hj)^{0,5}$]

R_h = raio hidráulico

j = declividade da linha de energia (no caso igual à do leito)

g = aceleração da gravidade

V = velocidade média na seção

Qualquer componente dessa equação representa um fator de resistência ao escoamento na forma adimensionalizada.

2.1.2 Perdas de Carga

Equações Gerais para o Estudo das Singularidades

Todos os problemas relativos às singularidades são resolvidos com o conjunto das equações da conservação da massa, conservação da energia e da quantidade de movimento, expressas simplificada e da forma:

$$\sum Q_i = 0 \quad 2.2$$

$$\sum E_i = 0 \quad 2.3$$

$$\sum (F_{ext,i})(em\ x\ ou\ y) = \sum (\rho \times Q_i \times V_i)(em\ x\ ou\ y) \quad 2.4$$

onde:

Q_i vazões a montante ou a jusante da singularidade;

E_i níveis de energia a montante e a jusante da singularidade;

F_{ext_i} resultantes das forças de contato e de campo em torno do volume de controle que envolve a singularidade, projetadas em uma direção preferencial x (do canal principal, por exemplo) ou perpendicular a esta direção y ;

ρ massa específica da água;

$\rho Q_i V_i$ valores das quantidades de movimento calculadas a montante e a jusante da singularidade, também nas direções x e y .

Singularidades

Emboques em nível

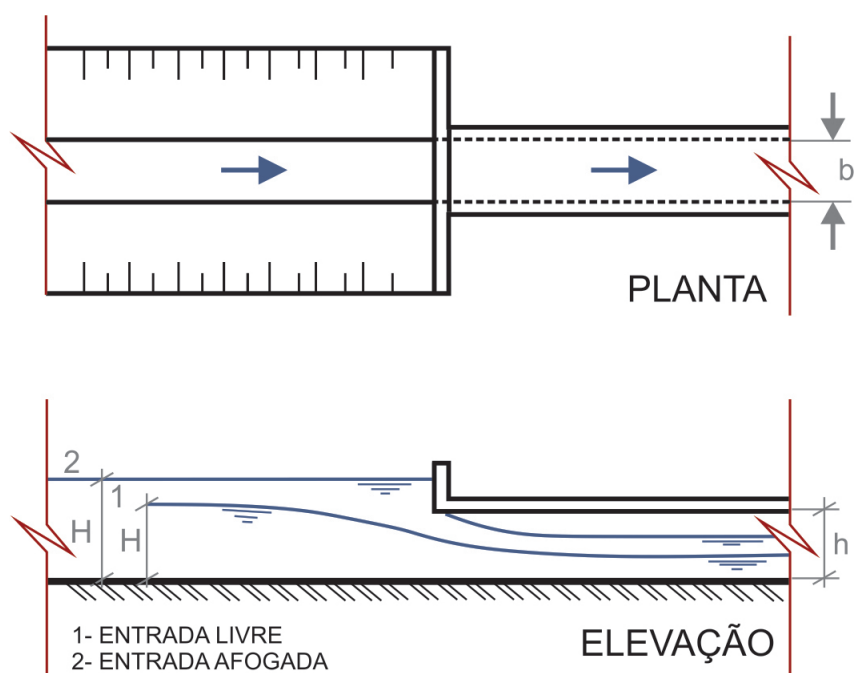


Figura 2.1 - Emboque em galeria

Os emboques em galerias seguem os mesmos critérios de dimensionamento de bueiros, com a particularidade que devem ser dimensionados para que nunca entrem em carga. Para que isso ocorra, é necessário não só que as dimensões da galeria sejam suficientemente dimensionadas, para que funcione em regime de escoamento com superfície livre, como também que as condições de jusante e montante sejam tais que não permitam o afogamento. A experiência demonstra que existe um valor crítico da altura do nível de montante, entre 1,2 e 1,5 vez a altura da galeria, acima da qual o emboque deve entrar em carga (Figura 2.1).

Há situações, como por exemplo as saídas de reservatórios, em que o nível de água a montante ultrapassa o valor limite de afogamento, porém com o escoamento a superfície livre no interior do conduto

(Figura 2.1). Nesses casos, deve-se dimensionar a entrada da galeria como se fosse um orifício de grandes dimensões, a partir da equação de conservação de energia, escrita da forma:

$$Q = C_Q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad 2.5$$

onde:

Q vazão de projeto da galeria;

C_Q coeficiente de descarga do orifício;

A área da seção de entrada da galeria;

H carga no reservatório referida ao piso da galeria.

O coeficiente de descarga neste caso varia entre valores de 0,45 e 0,75 aproximadamente, dependendo da geometria na entrada (Chow - 1959).

Henderson (1966) indica uma equação para seções de galerias quadradas ou retangulares, que se aproxima muito dos valores observados, com desvios da ordem de 2 % :

$$Q = C_Q \cdot b \cdot h_{gal} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H - C_Q \cdot h_{gal})} \quad 2.6$$

onde:

h_{gal} altura da galeria;

b largura da galeria;

C_Q 0,6 para bordos com aresta quadrada, 0,8 para bordos arredondados.

Não ultrapassando o limite para o afogamento na entrada da galeria (Figura 2.1), Henderson (1966) recomenda que se utilize uma equação semelhante, admitindo que o escoamento passe pelo regime crítico na entrada da galeria:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_b \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{\frac{2}{3} g H} \quad 2.7$$

onde:

C_b coeficiente de contração lateral que assume o valor unitário quando as bordas são arredondadas com raio de curvatura superior a 10% do valor da largura da boca da galeria, e valor igual a 0,9, quando os bordos têm aresta quadrada.

Em se tratando de aproximação em canal, a perda de carga no emboque irá depender basicamente das condições geométricas de aproximação. O ideal é que a aproximação seja feita na mesma direção do eixo da galeria, com uma transição geométrica gradual para minimizar as perdas de carga. No caso em que seja inevitável uma passagem com variação geométrica mais brusca, que envolva mudança de largura de seção ou mesmo uma aproximação em curva, esses efeitos devem ser calculados a partir dos equacionamentos que são apresentados nos itens a seguir.

Emboques a partir de vertedores

Há casos em que o início de uma galeria pode ser feito superiormente, com uma ligação aos sistemas de microdrenagem. Neste caso, convém que esta entrada seja feita através de vertedor frontal e/ou lateral ou em forma de tulipa, dependendo do arranjo específico de cada obra. Estes vertedores devem ser dimensionados de forma que tenham uma capacidade de descarga igual ou superior à da galeria, evitando assim que se crie um ponto de restrição.

O equacionamento dos vertedores segue basicamente a mesma estrutura da **Equação 2.5** com a diferença de que a altura de carga é tomada em relação à crista vertente, como se vê a seguir:

$$Q = C_Q \cdot l \cdot \sqrt{2gH^3} \quad 2.8$$

onde:

l comprimento da crista do vertedor.

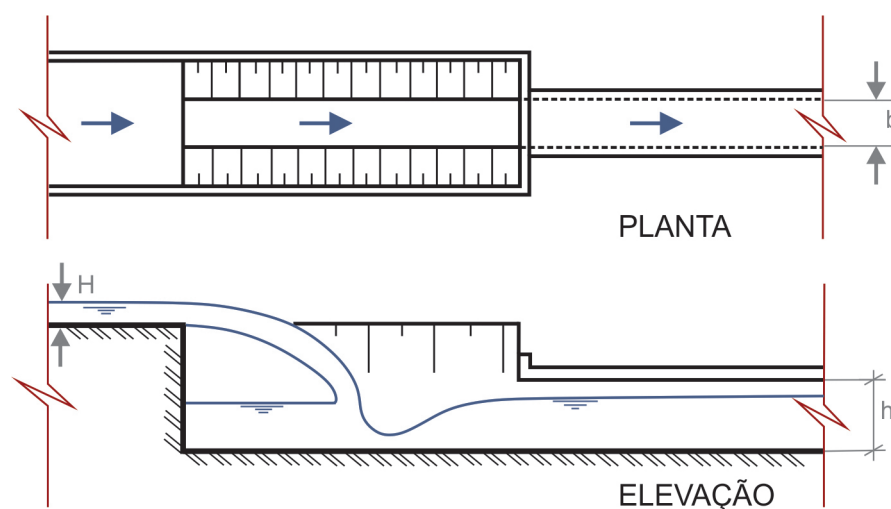


Figura 2.2 - Emboque a partir de vertedores

O coeficiente de vazão C_Q pode variar entre 0,385 para vertedores de soleira espessa a 0,49 para vertedores de soleira normal. A **Figura 2.2** mostra um exemplo desse tipo de configuração de emboque. No caso em que seja necessário fazer a dissipação de energia, deve-se seguir o critério de dimensionamento que é apresentado mais adiante.

Alargamento de seção

A situação mais crítica, em termos de variação da largura de canalização, ocorre quando há um alargamento brusco de seção. A partir dos princípios de conservação de energia e da quantidade de movimento, pode-se conduzir o seu equacionamento. Considerando-se, dentro do esquema da **Figura 2.3**, que o escoamento é fluvial, resulta a seguinte equação de perda de carga na singularidade (Henderson-1966):

$$\Delta E = \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (y_1 \cdot b_1)^2} \cdot \left[\frac{2 \cdot Fr_1^2 \cdot b_1^3 \cdot (b_2 - b_1)}{b_2^4} + \left(1 - \frac{b_1}{b_2} \right)^2 \right] \quad 2.9$$

onde:

ΔE perda de carga entre as seções de montante e de jusante;

b_1 ; b_2 larguras das seções de montante e de jusante, respectivamente;

Fr_1 número de Froude do escoamento a montante da singularidade;

y_1 profundidade imediatamente a montante do alargamento.

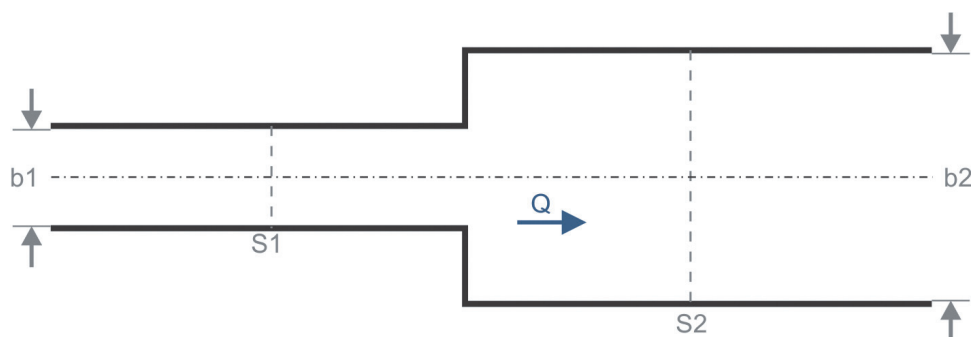


Figura 2.3 - Alargamento brusco

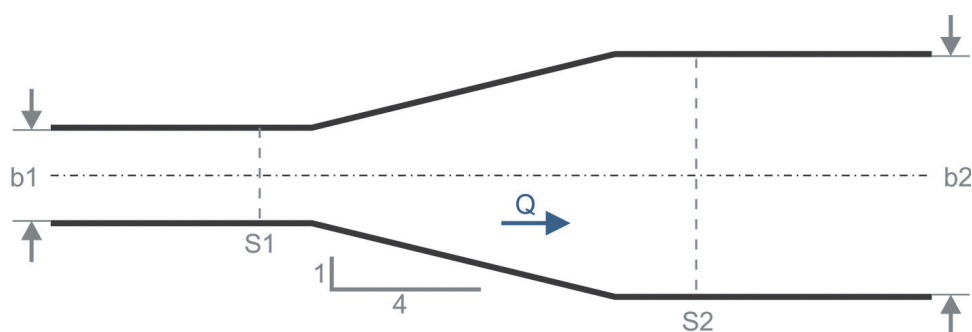


Figura 2.4 - Alargamento gradual

Quando o número de Froude é muito baixo ou a relação de larguras é elevada, a primeira parcela da expressão entre colchetes assume um valor muito baixo, podendo ser desprezada. A equação, então, tende a se aproximar da equação equivalente a condutos forçados, ou seja:

$$\Delta E = \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (y_1 \cdot b_1)^2} \cdot \left(1 - \frac{b_1}{b_2}\right)^2 \quad \mathbf{2.10}$$

Na maior parte dos casos esta equação apresenta resultados conservativos. Nos experimentos de Fómica (1955), foram encontrados valores de perda de carga ligeiramente inferiores aos desta equação simplificada (da ordem de 10%).

Nos alargamentos graduais as perdas de carga se reduzem a valores da ordem de 0,3 vez o valor determinado pela **Equação 2.10**. Segundo Henderson (1966), não há ganhos significativos ao se utilizar razões de expansão superiores a 1:4 (largura: comprimento), sendo este valor recomendado para projetos. Também a forma da transição não assume uma importância relevante, sendo apenas recomendado que se evite formação de arestas nas junções.

As mudanças de seção em regime torrencial, conforme já foi mencionado, apresentam formação de ondas estacionárias superficiais que exigem uma sobrelevação da borda-livre. Este problema requer cuidados maiores nos projetos, principalmente ao tratar-se de galeria. Neste caso, graças à possibilidade de numa eventual formação de ressalto ou elevação do nível de água em razão das ondulações, a galeria pode entrar em regime de conduto forçado.

Estreitamento de seção

A exemplo do que ocorre em condutos forçados, as perdas são menores no estreitamento de seção, quando comparadas aos alargamentos. A partir das mesmas considerações feitas no item anterior e seguindo o esquema da **Figura 2.4**, pode-se chegar a uma expressão semelhante à anterior, considerando as mesmas hipóteses simplificatórias:

$$\Delta E = K_{est} \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (y_2 \cdot b_2)^2} \quad 2.11$$

onde:

K_{est} coeficiente de perda de carga em razão do estreitamento de seção que depende fundamentalmente da geometria da transição.

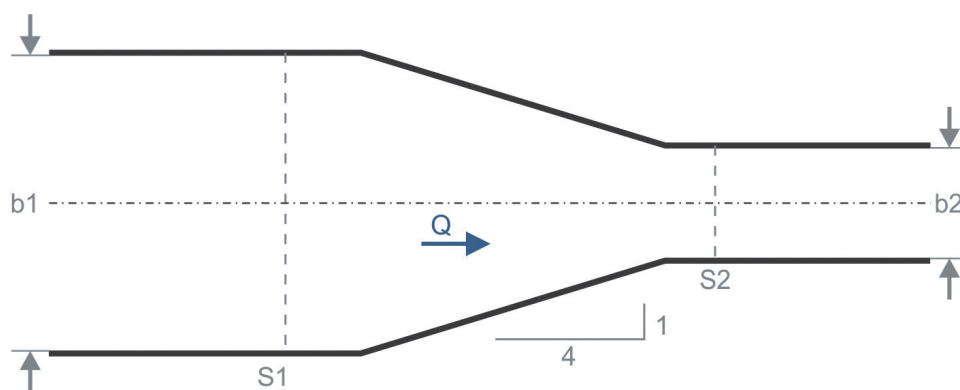


Figura 2.5 - Estreitamento de seção

Fórmica (1955) determinou experimentalmente valores de K_{est} da ordem de 0,23 para contrações com arestas quadradas e de 0,11 para contrações com estreitamentos com bordos arredondados. Já Yarnell, nos estudos de perdas de carga em pilares de ponte, encontrou valores superiores, da ordem de 0,35 e 0,18, respectivamente para arestas quadradas e bordos arredondados. Com relação aos escoamentos em regime supercrítico, valem as mesmas observações do item anterior.

Rebaixamento de nível

É comum nos projetos de drenagem a necessidade de mudança de nível do leito, comumente resolvida com a introdução de degrau. No caso de desníveis pouco acentuados, dentro do regime fluvial tanto a montante como a jusante do degrau, aplicam-se da mesma forma as equações de conservação de energia e da quantidade de movimento para a determinação do nível a montante, resultando em:

$$\frac{b \cdot y_1^2}{2} + \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot y_1} = \frac{b \cdot y_2^2}{2} - \frac{b \cdot \Delta z \cdot (2 \cdot y_2 - \Delta z)}{2} + \frac{Q^2}{g \cdot b \cdot y_2} \quad 2.12$$

$$\Delta E = y_1 + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (b \cdot y_1)^2} - y_2 - \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (b \cdot y_2)^2} + \Delta z \quad 2.13$$

onde:

Δz desnível do degrau, conforme a indicação da **Figura 2.6**.

Nos casos de rampas com variação gradual (1V:4H), pode-se considerar uma redução da perda de carga a um valor da ordem de 0,3 vez o determinado pela **Equação 2.13**, a exemplo do que foi feito no item relativo ao alargamento de seção.

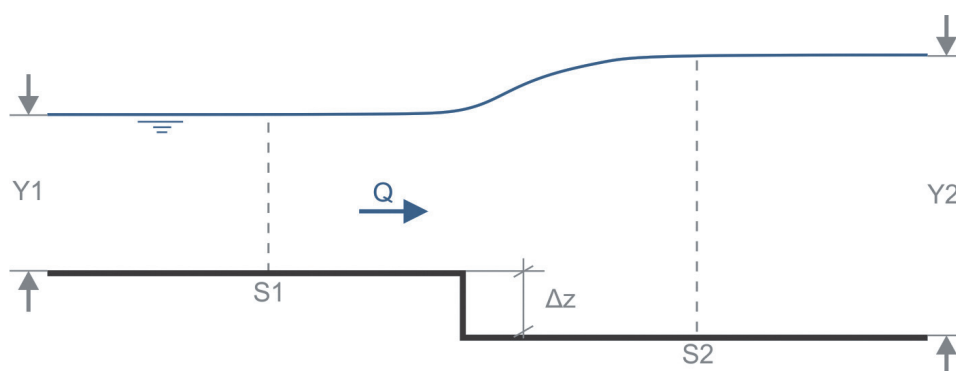


Figura 2.6 - Desnível em degrau

Os casos de desníveis acentuados com mudança de regime de escoamento serão analisados adiante, no estudo das estruturas de queda, uma vez que não se trata de uma simples acomodação de nível mas, de maneira geral, há interesse em dissipar a energia cinética.

Pilares de ponte

O estreitamento localizado produzido por pilares de ponte pode ser comparado a um estreitamento de seção seguido imediatamente por um alargamento. Incluem-se neste caso, além dos efeitos devidos ao estreitamento de seção, os efeitos hidrodinâmicos de forma dos pilares.

Uma forma consagrada de cálculo do efeito de pilares de ponte em seções é a utilização da equação de Yarnell (1934), determinada experimentalmente para diversos formatos de pilares:

$$\frac{y_1}{y_3} = 1 + K_f \cdot Fr_3 (K_f + 5Fr_3^2 - 0,6) \cdot \left[\left(1 - \frac{b_2}{b_1} \right) + 15 \left(1 - \frac{b_2}{b_1} \right)^4 \right] \quad 2.14$$

onde:

Fr_3 número de Froude na seção de jusante;

K_f coeficiente que considera a forma do pilar;

Tabela 2.1 - Coeficiente de forma

| Forma do Pilar | K_f |
|---|-------|
| Extremidades semicirculares | 0,9 |
| Forma lenticular nas extremidades | 0,9 |
| Dois pilares circulares com parede de ligação | 0,95 |
| Dois pilares circulares sem ligação | 1,05 |
| Extremidades triangulares (90o) | 1,05 |
| Pilares retangulares | 1,25 |

Os demais elementos estão representados na **Figura 2.7**.

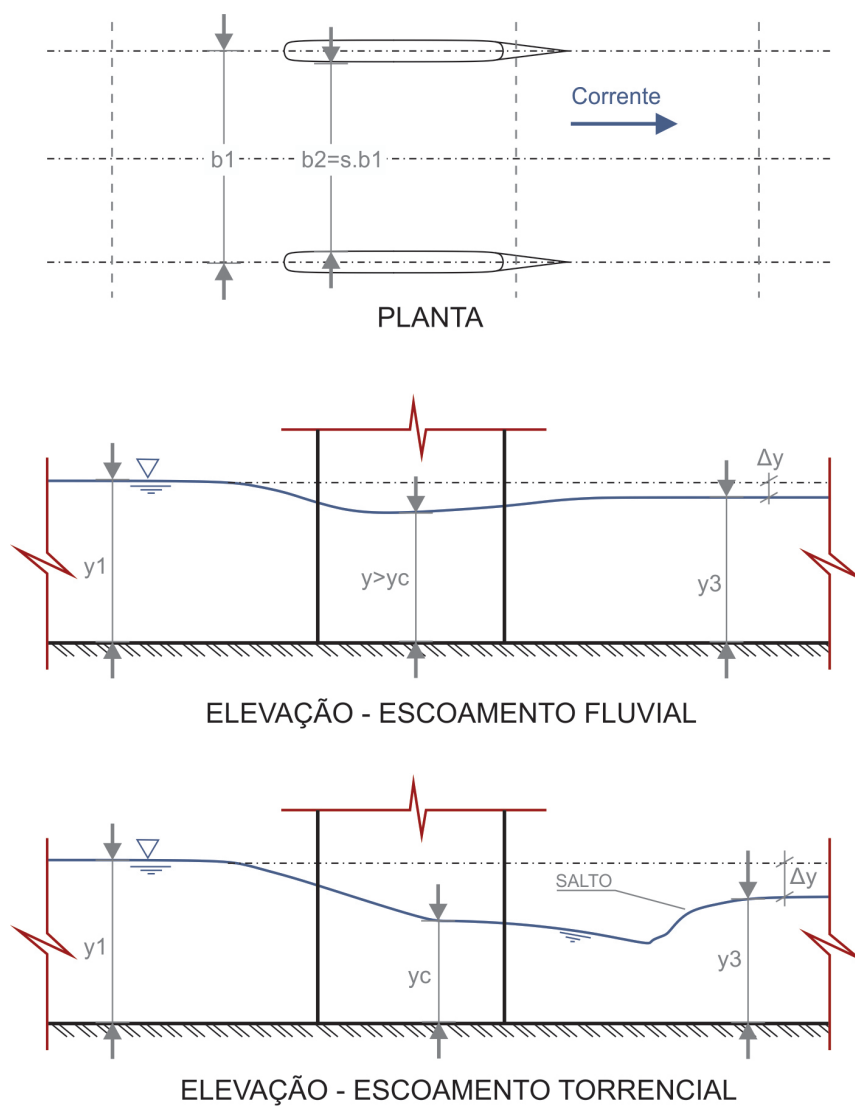


Figura 2.7 - Presença de pilares no escoamento

Nos escoamentos que produzam ressalto, nos quais o grau de contração de seção é mais elevado, deve-se considerar a perda de carga através da equação:

$$E_1 - E_2 = C_L \cdot \frac{V_2^2}{2g} \quad 2.15$$

onde:

C_L coeficiente de perda que depende somente da forma do pilar que assume valores iguais a 0,35 para pilares retangulares e 0,18 para pilares com bordos posteriores arredondados. Pode-se admitir numa aproximação que a seção 2 apresente a profundidade conjugada à seção 3 logo após o ressalto.

Com o valor da perda de carga e aplicando a equação da conservação da energia obtém-se a profundidade na seção 1 a montante dos pilares. Esta equação foi desenvolvida para pilares com uma relação comprimento/largura igual a 4/1. Para relações de 7/1 e 13/1 foram obtidos experimentalmente incremento de desníveis ($y_1 - y_2$) da ordem de 5% e 10% respectivamente.

No caso de pilares não alinhados com a direção do escoamento, Yarnell verificou que para inclinações de 100 o acréscimo do desnível ($y_1 - y_2$) é pouco significativo. Por outro lado, para inclinações de 200 resultam acréscimos da ordem de 2,3 vezes o valor do desnível obtido com os pilares alinhados. Portanto, sempre que for possível, convém que se evitem tais situações.

Confluências

Para o equacionamento das confluências será considerado inicialmente uma situação do tipo da representada na **Figura 2.8**. Segundo este esquema e nas condições em que:

- O escoamento esteja em regime fluvial;
- O canal principal esteja alinhado, com escoamento paralelo às paredes e distribuição uniforme de velocidades, inclusive no contribuinte;
- Seja possível desconsiderar as perdas por atrito longitudinais;
- O ângulo de incidência do afluente não exceda 45°.

Nessas condições, os resultados da aplicação direta das equações de conservação da massa, conservação da energia e da quantidade de movimento dão resultados muito próximos aos valores observados experimentalmente (Taylor-1944).

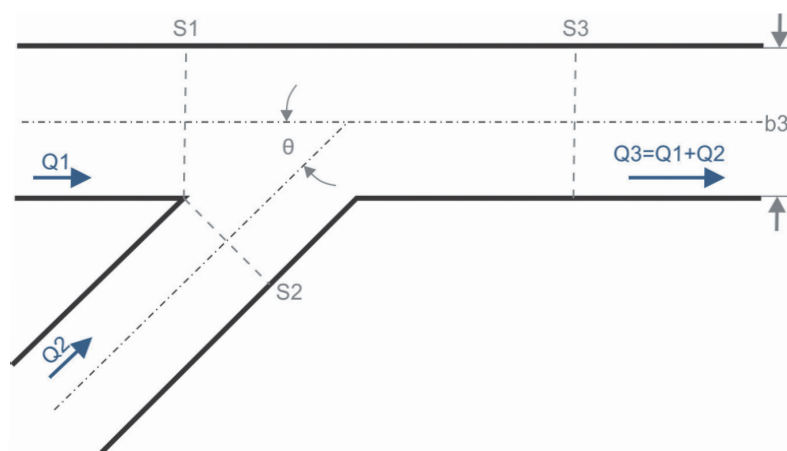


Figura 2.8 - Confluência

Portanto, as profundidades de montante se obtêm a partir de:

$$\frac{Q_3^2}{g \cdot A_3} + \frac{m_3 \cdot y_3^2}{2} = \frac{Q_1^2}{g \cdot A_1} + \frac{Q_2^2}{g \cdot A_2} \cdot \cos(\theta) + \frac{m_1 \cdot y_1^2}{2} \quad 2.16$$

para seção retangular:

$$m_1 = m_3 = b_3 \quad 2.17$$

para seção trapezoidal:

$$m_3 = b_3 + Z_3 \frac{2y_3}{3} ; \quad m_1 = b_3 + Z_1 \frac{2y_1}{3} \quad 2.18$$

onde:

- subíndice 1 seção de montante do canal principal;
- subíndice 2 seção de montante do canal secundário;
- subíndice 3 seção de jusante do canal principal.

Não é recomendável que na região da junção o regime seja supercrítico, pela ocorrência de ondas estacionárias que produzem a elevação do nível de água, principalmente em se tratando de galeria fechada. Caso seja inevitável esse tipo de solução, é recomendável o estudo em modelo reduzido para a otimização da solução. Para efeito de predimensionamento, é recomendável que o ângulo de incidência não supere 120° e que a profundidade de escoamento não exceda 0,80 da profundidade crítica para evitar a formação de ressalto ondulado.

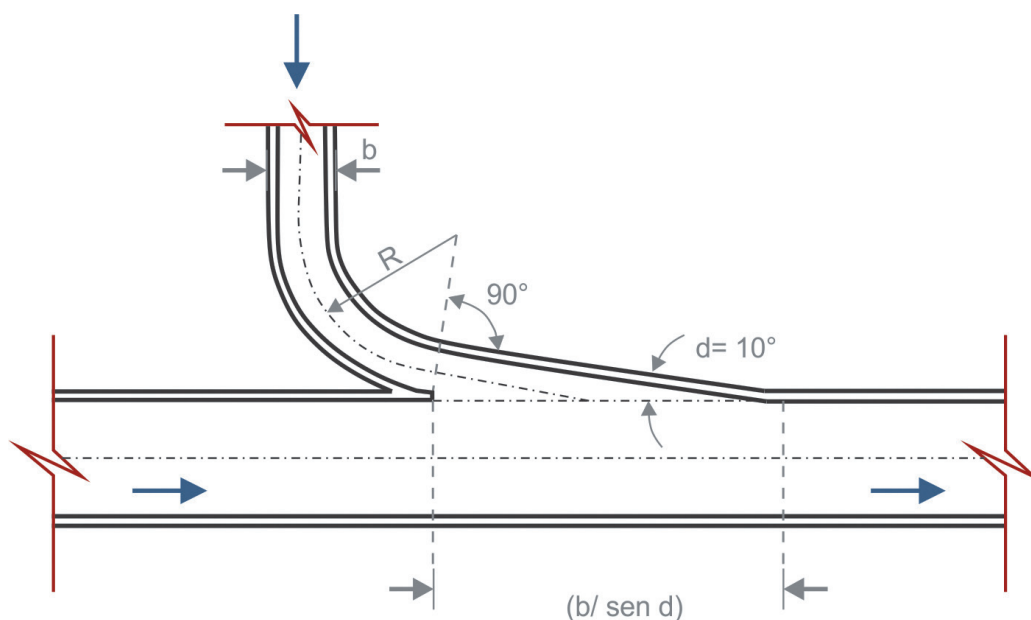


Figura 2.9 - Confluência ideal

A condição ideal de confluência seria a indicada na **Figura 2.9**, situação em que as perdas seriam minimizadas ao máximo, com um custo adicional aproximadamente equivalente a um curto prolongamento do canal contribuinte.

Bifurcações

Seguindo as mesmas hipóteses apresentadas anteriormente, pode-se, de maneira análoga, aplicar as mesmas equações para bifurcações em regime fluvial. A diferença fundamental é que os níveis em cada canal, após a bifurcação, dependem de uma condição de jusante conhecida. A incógnita passa a ser o nível a montante da bifurcação. Portanto pode-se aplicar o conjunto de **Equações 2.17 a 2.18**, seguindo-se o esquema da **Figura 2.9**. Valem, também, as mesmas recomendações feitas no item anterior.

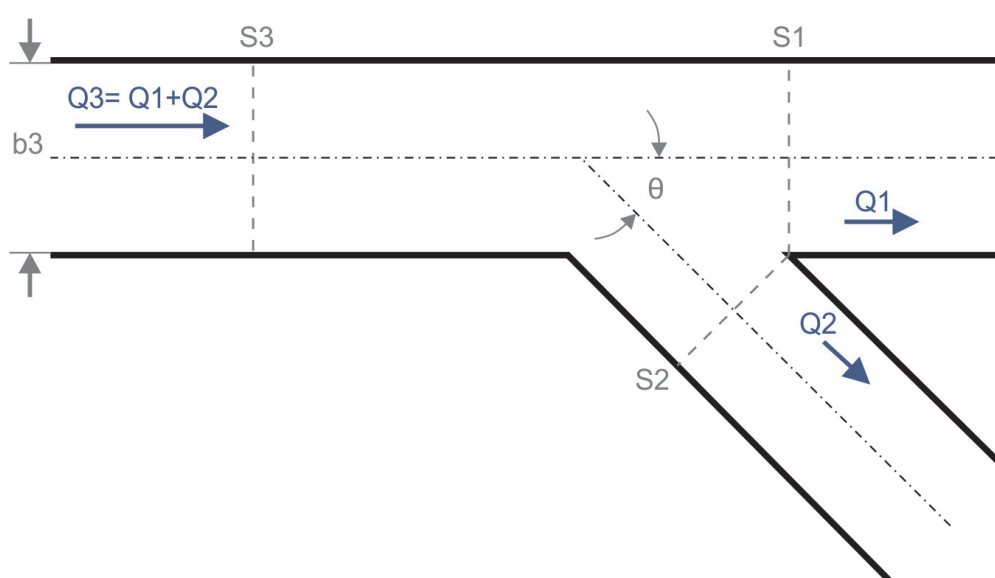


Figura 2.10 - Bifurcação mudança de direção

As perdas de carga em curvas decorrem principalmente da presença de correntes secundárias. A intensidade destas correntes, por sua vez, é dependente de diversas características do escoamento e da geometria da seção de escoamento, tornando assim difícil uma formulação generalizada.

Estudos realizados por Shukry (1950) em escoamentos subcríticos demonstraram que as correntes secundárias, de maneira geral, decrescem com o número de Reynolds do escoamento (Re), com a razão entre o raio de curvatura e a largura da seção (r_c/b com r_c tomado até o eixo) e com a razão da profundidade com a largura (h/b) e crescem com o ângulo de inflexão da curva ($q/180^\circ$). As correntes secundárias passam por um valor mínimo para uma relação r_c/b da ordem de 3 e para seções relativamente largas (h/b elevado).

As perdas de carga em curvas podem ser expressas em termos de:

$$\Delta E = f_c \cdot \frac{V^2}{2g} \quad 2.19$$

onde:

f_c fator de perda de carga devido à curvatura.

Até o momento não se tem nenhum estudo conclusivo para a determinação do fator de perda de carga (f_c) em curvas. Embora qualitativamente as observações feitas por Shukry sejam coerentes com o fenômeno físico, seus experimentos ficaram limitados a situações de Reynolds até um valor da ordem de

75.000, valor este muito inferior ao que normalmente se encontra em projetos de macrodrenagem. Henderson (1966) recomenda o uso da equação proposta por Mockmore expressa por:

$$f_c = 2 \cdot \frac{b}{r_c} \quad 2.20$$

Embora esta expressão seja bastante simplificada, diante das incertezas na determinação das perdas de carga por outras metodologias, os resultados desta equação são mais conservativos.

O Manual de Drenagem Urbana de Denver (Wright-Mclaughlin - 1969) recomenda que as curvaturas não tenham raio (r_c) inferior a 2 vezes a largura superficial ou um mínimo de 30 metros.

Uma segunda consideração a ser feita a este tipo de singularidade diz respeito à sobrelevação da linha d'água junto à margem externa da curva. Novamente, pelas mesmas razões apontadas anteriormente, as equações apresentadas a seguir se restringem a escoamentos fluviais. Aplicando-se a segunda lei de Newton no movimento em curva, dentro de hipóteses simplificadoras, chega-se à expressão:

$$Q = C \cdot \left(E - \frac{C^2}{2 \cdot g \cdot r_{ext} \cdot r_{in}} \right) \cdot \log \left(\frac{r_{ext}}{r_{in}} \right) \quad 2.21$$

$$\Delta h = \frac{C^2}{2 \cdot g \cdot r_{ext} \cdot r_{in}} \cdot (r_{ext}^2 - r_{in}^2) \quad 2.22$$

onde:

r_{ext} raio externo da curva;

r_{in} raio interno da curva;

C constante de circulação do vórtice livre;

Q vazão de escoamento;

E energia específica na seção. Com alguma simplificação resulta a seguinte equação:

$$\Delta h = \frac{V^2 b}{g r_c} \quad 2.23$$

O Manual de Drenagem Urbana de Denver (Wright-Mclaughlin - 1969) recomenda que seja adotada a metade do valor encontrado na **Equação 2.23**.

2.1.3 Canais Naturais

Os canais naturais são usualmente representados como sendo canais de seção composta, pois são caracterizados pela heterogeneidade e pelas diferenças de rugosidade existentes em uma mesma seção.

Assim, os critérios para o dimensionamento e para a avaliação das vazões no canal natural seguem a metodologia de cálculo tradicional, lembrando no entanto de levar em conta as perdas de carga distribuídas na seção devido às forças resultantes do atrito com as paredes do canal, resultante de um valor de rugosidade equivalente.

O valor da rugosidade equivalente é obtido pelo método de Colebatch:

$$\eta_e = \left(\frac{\sum_{i=1}^N A_i \eta_i^{2/3}}{A} \right)^{2/3}$$

Onde:

n_e – coeficiente de rugosidade de Manning

A – área da seção

P – perímetro molhado

R – raio hidráulico

$$R = \frac{A}{P}$$

A solução do cálculo de vazões, portanto, usa os valores de rugosidade equivalente, para com os dados da seção, obter o valor da vazão do canal natural.

2.1.4 Borda Livre em Canais

A borda livre (freeboard) compreende uma altura adicional a ser considerada para a seção transversal com diversas finalidades, como por exemplo garantir uma segurança adicional ao transbordamento, acomodar sobrelevações em curvas e transições de seção e a ondas geradas pelo escoamento supercrítico. Em muitas fontes consultadas, adota-se a borda livre também para enfrentar problemas como o assoreamento e o afluxo de lixo.

Os critérios para definição da borda livre nos canais levam em conta, de forma geral, apenas parâmetros hidráulicos relacionados aos fenômenos do escoamento, embora praticamente todas as fontes consultadas considerem a borda livre como uma altura de segurança capaz de absorver imprecisões nas estimativas dos parâmetros de projeto, além dos aspectos relacionados ao fluxo.

A imposição de um valor mínimo (0,30 m) de forma indistinta e não relacionada ao porte da obra também parece pouco aplicável, pois representará valores exagerados para as pequenas canalizações, principalmente sob o aspecto de custo.

Tomando-se como exemplo um canal de seção retangular revestido em concreto, com as características indicadas a seguir, pode-se avaliar a diferença entre os diferentes critérios.

Tabela 2.2 - Características da seção retangular

| | |
|-------------------------------|--------|
| Largura(m) | 5,00 |
| Velocidade (m/s) | 2,32 |
| Raio da Curva (m) | 20,00 |
| Gravidade (m/s ²) | 9,80 |
| Sobrelevação na curva (m) | 0,07 |
| Vazão (m ³ /s) | 45,00 |
| n Manning | 0,018 |
| Declividade (m/m) | 0,0010 |
| Prof. Normal (m) | 3,88 |
| No. de Froude | 0,38 |
| Energia Específica (m) | 4,15 |
| Profundidade Crítica (m) | 2,02 |
| Declividade Crítica (m/m) | 0055 |

Tabela 2.3 - Medidas consagradas de borda livre

| Ano | Fonte | Borda Livre (m) |
|------|--|-----------------|
| 2004 | California Public Works Agency Standards | 0,30 |
| 1995 | Drenagem Urbana ABRH | 0,74 |
| 1978 | USBR Small Canal Structures | 0,55 |
| 2006 | Hyghway design manual | 0,42 |
| 2004 | Hydraulic Design Manual Texas | 0,60 |
| 2007 | DAEE SP | 0,78 |
| 1987 | USBR Small Dams | 0,74 |
| 1999 | PMSP | 0,3 – 1,2 |
| 2007 | Denver Colorado | 0,74 |
| 1992 | ASCE | 0,42 |

Observa-se em geral que os valores enquadram-se na faixa de 0,1 a 0,2y, com apenas uma exceção, que se refere ao valor da PMSP.

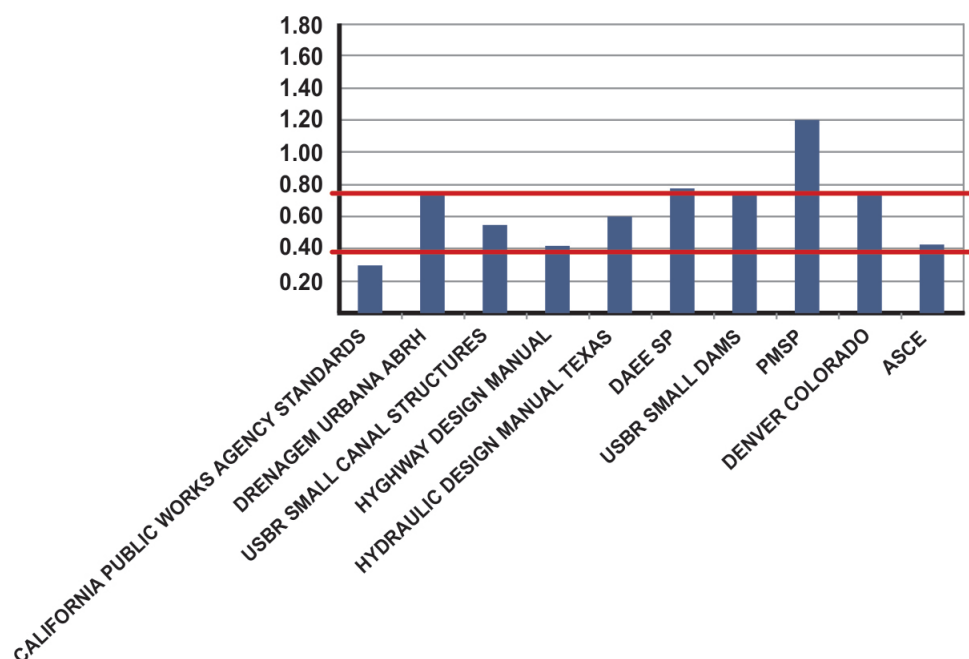


Figura 2.11 - Gráfico representativo dos limites máximo e mínimo admitidos para a altura de borda livre

Desta forma, considerando que a borda livre tem múltiplas funções, entre as quais se destacam acomodar incertezas na vazão de dimensionamento, condições de funcionamento diferentes daquelas ideais de cálculo, efeitos de assoreamento e resíduos no escoamento, além de ondas de oscilação geradas

pelas variações do regime de escoamento, curvas, transições, oscilações de maré etc., pode-se concluir que a fixação da altura de segurança deve considerar a adoção de um valor de partida e a verificação dos diversos efeitos hidráulicos bem como a segurança hidrológica adicional. Desta forma, tomando-se como base a experiência corrente, a borda livre deve ser verificada de forma que:

- Garanta um valor mínimo de $0,1$ a $0,2y$ para a vazão de projeto, respeitadas as imposições práticas;
- Permita o escoamento em regime uniforme de uma descarga superior adequada à segurança hidrológica excepcional, porém sem borda livre. (Exemplo: $Tr_{projeto} = 25$ anos $Tr_{verificação} = 50$ anos)

2.1.5 Regime gradualmente variado

Em alguns casos específicos como em confluências, mudanças de declividade, obstruções, estreitamentos e alargamentos de seção, o uso do regime uniforme para os cálculos de linha d'água não é suficiente para descrever corretamente o comportamento do fluxo. Um exemplo das diferentes configurações de escoamento que podem ser observadas é apresentado a seguir na **Figura 2.12**, na qual é representada uma seção de conduto fechado, que segundo condicionantes a jusante podem agir na elevação ou redução da altura de linha d'água. Utilizando essa mesma seção de conduto, e aplicando a teoria de regime uniforme, o resultado é um nível constante ao longo do trecho, o que não representa a realidade do escoamento.

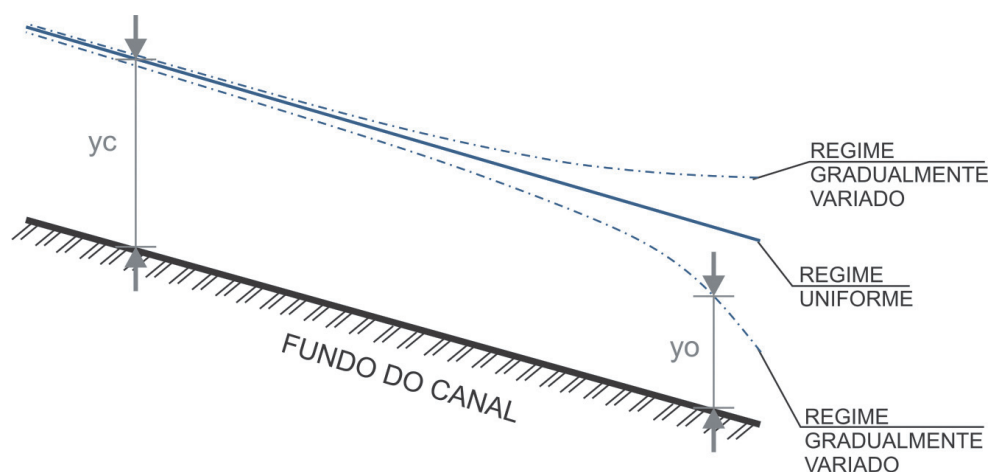


Figura 2.12 - Possíveis variações da linha d'água segundo o regime gradualmente variado

Existem em grande número, modelos numéricos destinados à solução das equações de Saint-Venant, seja na forma completa ou em qualquer das expressões simplificadas. Em todos os casos, esses modelos baseiam-se num dos métodos numéricos tradicionais de integração de equações diferenciais, tais como diferenças finitas, elementos finitos, elementos de contorno, características e outros. Os métodos de diferenças finitas são de longe os mais populares entre os pesquisadores hidráulicos, pois apresentam grande facilidade na formulação das expressões numéricas e condições de extremidade.

No caso particular dos escoamentos permanentes, as equações básicas resumem-se à **Equação 2.24**, de onde se pode desprezar o termo Q / t :

$$\frac{d}{dx} \left(\frac{\beta \cdot Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{h}{x} + g \cdot S \cdot f = 0 \quad 2.24$$

Desenvolvendo a **Equação 2.24** em todos os seus termos e fazendo algumas simplificações obtém-se:

$$\frac{Q^2}{A} \left(\frac{\beta}{x} \right) + 2 \cdot \beta \cdot \frac{Q}{A} \cdot q + g \cdot A \cdot (1 - bF^2) \cdot \frac{h}{x} - \beta \cdot \frac{Q^2}{A^2} \cdot \frac{A}{x} \Big|_{h=const} + g \cdot S \cdot f = 0 \quad 2.25$$

Considerando o esquema da **Figura 2.13**, a **Equação 2.25** pode ser discretizada através de diferenças finitas, permitindo a obtenção de um sistema de equações para cálculo da linha d'água:

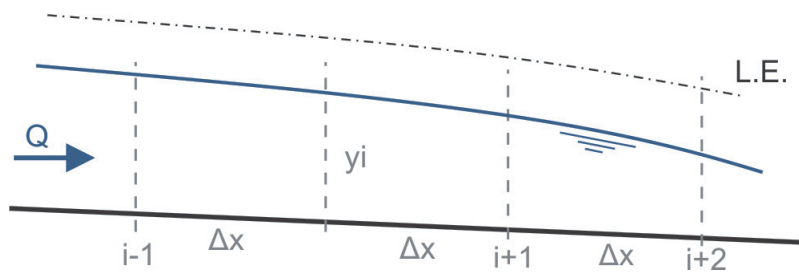


Figura 2.13 - Esquema de diferenças finitas para escoamento permanente

$$\frac{\beta}{x} = \frac{\beta_{i+1} - \beta_i}{\Delta x} \quad \frac{h}{x} = \frac{h_{i+1} - h_i}{\Delta x} \quad \bar{A}_i = \frac{A_{i+1} - A_i}{2} \quad 2.26$$

$$\bar{\beta}_i = \frac{\beta_{i+1} - \beta_i}{2} \quad \bar{F}_i^2 = \frac{Q_i^2 - B_i}{gA_i^3} \quad \bar{F}_i^2 = \frac{\bar{F}_{i+1}^2 - \bar{F}_i^2}{\Delta x} \quad 2.27$$

O parâmetro j pode ser obtido através das expressões indicadas do regime uniforme visto anteriormente:

$$\bar{j} = \frac{j_{i+1} + j_i}{2} = \frac{1}{2} \left(\frac{Q_{i+1}^2}{K_{i+1}^2} + \frac{Q_i^2}{K_i^2} \right) \quad 2.28$$

onde:

$$K = C \cdot A \cdot R_h^{1/2} \quad 2.29$$

$$C = \left(\frac{8g}{f} \right)^{1/2} \quad 2.30$$

Substituindo as diferenças na **Equação 2.25**, resulta:

$$\frac{gA}{\Delta x} \left(1 - \bar{\beta} \bar{F}_r^2 \right) (h_{i+1} - h_i) = 2 \bar{\beta} \frac{\bar{Q}}{A} q - \frac{Q^2}{A} \left(\frac{\beta_{i+1} - \beta_i}{\Delta x} \right) + \bar{\beta} \frac{Q^2}{A^2} \left(\frac{A_{i+1} + A_i}{\Delta x} \right) - g \bar{A} \bar{Q}^2 \left(\frac{1}{K_{i+1}^2} + \frac{1}{K_i^2} \right) \quad 2.31$$

onde:

β_i , A_i e y_i representam os parâmetros no trecho compreendido entre i e $i + 1$.

A **Equação 2.31** aplicada entre diversas seções de um canal produz um sistema de $(n - 1)$ equações a n incógnitas:

$$D_1 h_2 + B_1 h_1 = E_1$$

$$D_2 h_3 + B_2 h_2 = E_2$$

$$D_3 h_4 + B_3 h_3 = E_3$$

$$D_{n-1} h_n + B_{n-1} h_{n-1} = E_{n-1}$$

para o qual os coeficientes são:

$$D_1 = -B_1 = \frac{g\bar{A}}{\Delta x} \left(1 - \overline{\beta F^2} \right) \quad 2.32$$

$$E_i = 2\bar{\beta} \frac{\bar{Q}}{A} - \frac{Q^2}{A} \left(\frac{\beta_{i+1} - \beta_i}{\Delta x} \right) + \bar{\beta} \frac{Q^2}{A^2} \left(\frac{A_{i+1} + A_i}{\Delta x} \right) - g\bar{A}Q^2 \left(\frac{1}{K_{i+1}^2} + \frac{1}{K_i^2} \right) \quad 2.33$$

O sistema pode ser solucionado pelo esquema de **simples varredura**, adotando-se **valores iniciais** para as profundidades e calculando-se para as seções os valores de B , D e E . Com os coeficientes e uma condição de extremidade (nível d'água a montante ou a jusante), calculam-se os h_i pelas equações:

$$h_{i+1} = \frac{E_i - B_i h_i}{D_i} \quad 2.34$$

$$h_i = \frac{E_i - D_i h_{i+1}}{B_i} \quad 2.35$$

Como inicialmente partiu-se de valores de y_i incorretos, o cálculo deve ser reiterado até que se obtenham, para y_i , valores próximos entre uma iteração e outra.

A **Figura 2.14** mostra os resultado do cálculo do escoamento gradualmente variado num canal retangular de base $b = 5,00$ m, escoando a vazão de $5,00$ m³/s. O perfil de fundo engloba um trecho de declividade nula, uma soleira seguida de dois trechos de declividade forte, outro de declividade fraca e uma soleira terminal. Para os cálculos, o canal foi dividido em 200 seções e o fator de atrito foi estimado através da equação de regime uniforme adotando-se $ks = 0,001$ m. Os resultados foram obtidos variando-se o nível d'água na seção de jusante desde o escoamento livre até o afogamento parcial da soleira, proporcionando-se assim todas as situações possíveis de posicionamento da linha d'água.

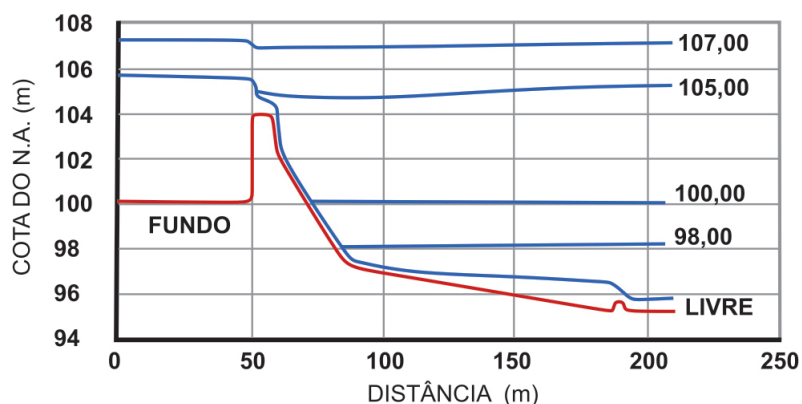


Figura 2.14 - escoamento em canal retangular com diversas situações de controle hidráulico calculado a partir das equações

2.2 ESCOAMENTO NÃO PERMANENTE

A modelação dos escoamentos não permanentes tem grande interesse na drenagem urbana para os estudos de translação de ondas de enchente nos canais e galerias. Nesses fenômenos são aplicadas as equações genéricas de Saint-Venant, incluindo-se as diferenciais no tempo. A solução dessas equações pode ser feita por métodos numéricos diversos, como o método das características, de diferenças finitas, de elementos finitos, etc. A seguir apresenta-se um exemplo de solução numérica.

Chaudhry et all. (1987, 1989, 1990, 1991) e posteriormente Navarro (1992) apresentaram estudos da aplicação do esquema de MacCormack na simulação numérica dos escoamentos em canais regulares dotados de pontos singulares, ocorrência de ressaltos hidráulicos e variações de fundo, obtendo grande sucesso. Esse esquema fundamenta-se na aplicação de diferenças finitas de segunda ordem de acuracidade entre os pontos discretos do canal, considerando as variáveis Q e y (ou h), como ilustra a **Figura 2.15** a seguir.

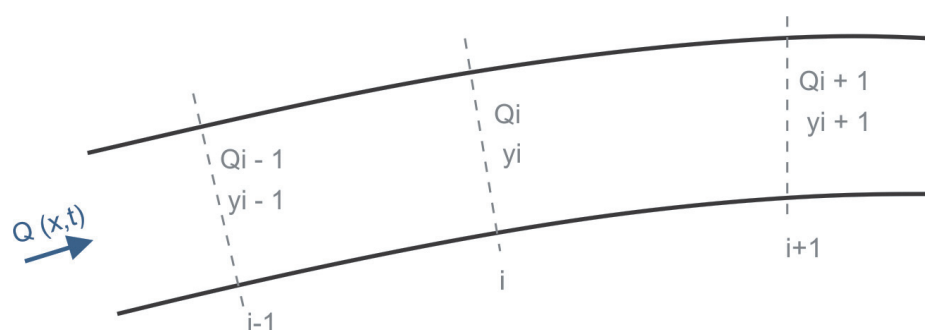


Figura 2.15 - Discretização numérica do canal

A discretização numérica do esquema de MacCormack considera um **"grid"** espaço-tempo conforme o indicado na **Figura 2.16**, e dois grupos de representações finitas para uma grandeza genérica G , denominados **"predictor"** e **"corrector"**. Espacialmente, o canal é discretizado através das seções transversais distanciadas de Δx . O domínio do tempo é dividido em intervalos Δt .

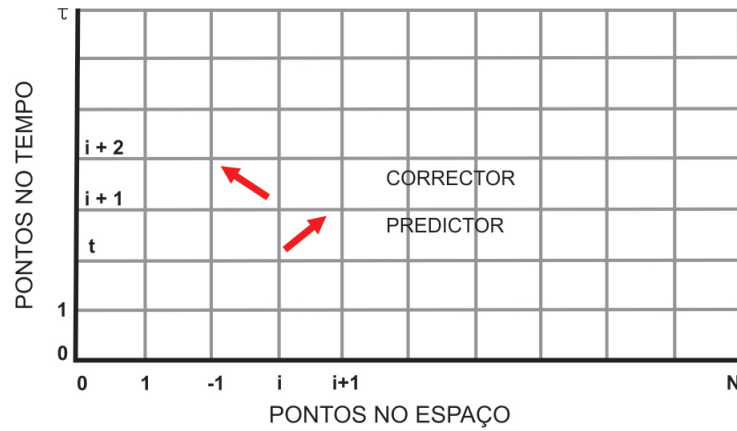


Figura 2.16 - Grid Espaço-Tempo de MacCormack

Predictor:

$$\frac{G}{t} = \frac{G_i^* - G_i^t}{\Delta t} \dots \dots \frac{G}{x} = \frac{G_{i+1}^* - G_i^*}{\Delta x} \dots \dots \bar{G} = \frac{G_{i+1}^t - G_i^t}{2} \quad 2.36$$

Corrector:

$$\frac{G}{t} = \frac{G_i^{**} - G_i^t}{\Delta t} \dots \dots \frac{G}{x} = \frac{G_i^{**} - G_{i-1}^*}{\Delta x} \dots \dots \bar{G} = \frac{G_i^* - G_{i-1}^*}{2} \quad 2.37$$

A aplicação da **Equação 2.36**, às equações básicas definem o passo de cálculo denominado Predictor, da forma:

$$h_i^* = h_i^t + \frac{\Delta t}{(\bar{B}_{i+1} + L_i)} \left(q_{S_{i+1}} - \left(\frac{Q_{i+1}^t - Q_i^t}{\Delta x} \right) \right) \quad 2.38$$

$$Q_i^* = Q_i - \Delta t \left[\frac{\bar{Q}_i^2}{A_{i+1}} \left(\frac{\beta_{i+1} - \beta_i}{\Delta x} \right) + 2\bar{\beta}_{i+1} \frac{\bar{Q}_{i+1}}{A_{i+1}} \left(\frac{Q_{i+1} - Q_i}{\Delta x} \right) - g\bar{A}_{i+1} \left(\bar{1} - \bar{\beta}_{i+1} F_{i+1} \right) \left(\frac{h_{i+1}^t - h_i^t}{\Delta x} \right) - g\bar{A}_{i+1} S_{f_{i+1}} \right] \quad 2.39$$

Aplicando-se a **Equação 2.37**, obtém-se o passo Corrector.

$$h_i^{**} = h_i^* + \frac{\Delta t}{(\bar{B}_i + L_i)} \left(\bar{q}_{S_i} - \left(\frac{Q_i^* - Q_{i-1}^*}{\Delta x} \right) \right) \quad 2.40$$

$$Q_i^{**} = Q_i^* - \Delta t \left[\frac{\bar{Q}_i^2}{A_{i+1}} \left(\frac{\beta_i^* - \beta_{i-1}^*}{\Delta x} \right) + 2\bar{\beta}_i \frac{\bar{Q}_i}{A_i} \left(\frac{Q_i^* - Q_{i-1}^*}{\Delta x} \right) - g\bar{A}_i \left(\bar{1} - \bar{\beta}_i F_r^2 \right) \left(\frac{h_i^* - h_{i-1}^*}{\Delta x} \right) - g\bar{A}_i S_{f_i} \right] + \bar{q}_{\beta_i} v_i \cos \gamma_i \quad 2.41$$

Os valores finais das incógnitas Q e y são calculados após os passos predictor e corrector da forma:

$$h^{t+1} = \frac{h_i^t + h_i^{**}}{2} \qquad Q^{t+1} = \frac{Q_i^t + Q_i^{**}}{2} \qquad \mathbf{2.42}$$

Muitos autores indicam que o cálculo das variáveis h e Q pode ser corrigido através da introdução de uma viscosidade artificial para amortecimento das oscilações numéricas de altas ordens derivadas do método de discretização. Esta correção é dada por:

$$\varepsilon_i = \frac{|h_{i+1} - 2h_i + h_{i-1}|}{|h_{i+1}| + 2|h_i| + |h_{i-1}|} \qquad \mathbf{2.43}$$

$$\varepsilon_{i-\frac{1}{2}} = k \frac{\Delta t}{\Delta x} \max(\varepsilon_{i-1}, \varepsilon_i) \qquad \mathbf{2.44}$$

$$\varepsilon_{i+\frac{1}{2}} = k \frac{\Delta t}{\Delta x} \max(\varepsilon_i, \varepsilon_{i+1}) \qquad \mathbf{2.45}$$

$$G_i^{t+1} = G_i^{t+1} + \varepsilon_{i+\frac{1}{2}} (G_{i+1}^{t+1} - G_i^{t+1}) - \varepsilon_{i-\frac{1}{2}} (G_i^{t+1} - G_{i-1}^{t+1}) \qquad \mathbf{2.46}$$

O coeficiente de amortecimento k , segundo Chaudhry et alli.(1991), deve ser adotado em cada caso sempre o menor possível, mas suficiente para amortecimento das oscilações de alta frequência de características. Sendo um método explícito, a estabilidade numérica é garantida ao ser obedecida a condição de Courant-Friedrichs-Lewys, conforme indicado em **(Equação 2.47)**:

$$C_n = (V + \sqrt{gy}) \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1 \qquad \mathbf{2.47}$$

O algoritmo para solução do esquema de MacCormack apresenta 4 etapas para cada passo de tempo, conforme indica a **Tabela 2.4**.

Tabela 2.4 - Algoritmo de Solução do Modelo de MacCormack

| | |
|----------------------------|--|
| Predictor | a) calculam-se os valores de Q^* e h^* para os pontos $i = 1, n = 1$, utilizando-se as Equações 2.39 . |
| | b) com as condições de contorno corrigem-se os valores de Q_1 ou h_1 e Q_n ou h_n . |
| Corrector | a) calculam-se os valores de Q^{**} e h^{**} para os pontos $i = 2, \dots, n$, com as equações 4.37. |
| | b) com as mesmas condições de contorno corrigem-se os valores de Q_1 ou h_1 e Q_n ou h_n . |
| Cálculo de h e Q | a) calculam-se os valores de Q^{t+1} e h^{t+1} a partir das equações 2.42 . |
| | b) com Q^{t+1} e h^{t+1} estima-se o novo Δt para cálculo do passo seguinte. |
| Correção dos valores Q e h | a) aplicação da correção dos valores de Q^{t+1} e h^{t+1} através das Equações 2.46 . |

2.3 HIDRÁULICA DAS ESTRUTURAS ESPECIAIS

2.3.1 Dissipação de Energia

Degraus

Esses tipos de estruturas para dissipação de energia estão vinculados à existência de um ressalto hidráulico a jusante de modo que as tornem mais eficientes. Como a perda de carga total é a soma da ocorrida na estrutura e no ressalto, convém fazer inicialmente algumas considerações a respeito de algumas características deste último.

Conforme já foi visto no capítulo anterior, o ressalto hidráulico é decorrente de uma desaceleração brusca do escoamento supercrítico para o subcrítico. Desde que projetado adequadamente, pode-se tornar um elemento importante para a dissipação de energia. Os elementos de cálculo mais significativos, para o caso de canal retangular sem declividade e com perdas por atrito com as paredes desprezíveis são os seguintes:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) \quad 2.48$$

$$\Delta E = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1y_2} \quad 2.49$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} \quad 2.50$$

onde:

y_1 profundidade a montante do ressalto;

y_2 profundidade a jusante do ressalto.

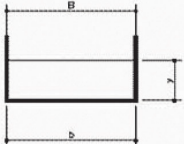
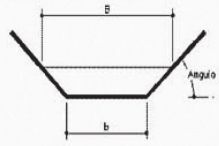
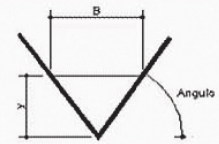
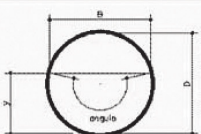
Pode-se dizer que a relação y_2/y_1 e Fr_1 são uma medida da eficiência do ressalto, ou seja, quanto maior for a primeira relação indica que o ressalto é mais forte. O mesmo acontece com o número de Froude, uma vez que este indica o estado do escoamento a montante. O expoente três da **Equação 2.49** mostra que a perda de energia aumenta muito rapidamente com o crescimento da eficiência do ressalto.

Quando $Fr_1 < 1,7$, a diferença de energia entre os níveis de montante e jusante, dada pela **Equação 2.48**, é pequena. Dessa forma não ocorrem quebras de onda, com a formação de ondas estacionárias. Esse tipo de ressalto recebe o nome de “ressalto ondulado” e, como já foi mencionado, a dissipação de energia é pequena.

Para que haja uma dissipação de energia adequada é necessário que o número de Froude a montante esteja compreendido entre 4, 5 e 9, tentando evitar sempre valores superiores a 13, pois isso acarretaria problemas de instabilidade da linha d’água a jusante, entre outros inconvenientes.

Pesquisas desenvolvidas por Straub e Silvester em 1965 (apud French, 1986) e posteriormente confirmadas através de ensaios de laboratório, permitem definir relações para outros tipos de seções transversais comuns, em canais de fundo horizontal, conforme **Tabela 2.5**.

Tabela 2.5 - Profundidades do Ressalto Hidráulico (Drenagem Urbana - ABRH - 1995)

| SEÇÃO TIPO | Fr_1 | y_2/y_1 |
|---|--------------------------------------|---|
|  | $\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot A^3}$ | $\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 = 1 + 2 \cdot F_1^2 \cdot \left(1 - \frac{y_1}{y_2}\right)$ |
|  | $\frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3}$ | $\left(\frac{k + \frac{y_2}{y_1}}{k + 1}\right) \cdot \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 = 1 + 4 \cdot \left(\frac{k + 2}{2k + 2}\right) \cdot F_1^2 \cdot \left(\frac{k + 1}{k + 2}\right) \cdot \left(1 - \left(\frac{k + 1}{k + \frac{y_2}{y_1}}\right) \frac{y_1}{y_2}\right)$ $k = b/m \cdot y$ |
|  | $\frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot A^3}$ | $\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 = 1 + 2 \cdot F_1^2 \cdot \left(1 - \left(\frac{y_1}{y_2}\right)^2\right)$ |
|  | $\left(\frac{y_c}{y_1}\right)^{193}$ | $y_2 \frac{y_c^2}{y_1} \rightarrow F < 1.7$ $y_2 \frac{y_c^{1.8}}{y_1^{0.73}} \rightarrow F > 1.7$ |

O comprimento do ressalto, L_j , pode ser estimado pela relação proposta por Silvester (em French, 1986)

$$\frac{L_j}{y_1} = 9,75(Fr_1 - 1)^\Gamma \tag{2.51}$$

onde:

Γ admitido igual a 1,01 para canais retangulares de fundo horizontal, 0,695 para canais triangulares e varia entre 0,83 a 0,90 para canais trapezoidais.

Para resolver a parte relativa à queda, pode-se utilizar o desenho de uma estrutura típica, muito utilizada em projeto de canais, como a indicada na **Figura 2.17**. Esse tipo de estrutura de maneira geral é adotado quando é necessário vencer desníveis com dissipação de energia para evitar problemas de erosão a jusante. Para esse tipo de estrutura, Moore (1943) desenvolveu estudos experimentais em que verificou a existência considerável de perda de energia devido à circulação induzida pelo jato no colchão d'água que forma a bacia. A função deste colchão é dissipar o impulso que surge, dada a mudança na direção do escoamento. A equação que o autor encontrou após a conclusão dos estudos é a seguinte:

$$\frac{y_1}{y_c} = \frac{\sqrt{2}}{1,06 + \sqrt{\frac{\Delta Z_0}{y_c} + \frac{3}{2}}} \tag{2.52}$$

Com isso chega-se ao valor da energia específica na seção que pode ser determinada por:

$$\frac{E_1}{y_c} = \frac{y_1}{y_c} + \frac{y_c^2}{2y_1^2} \quad 2.53$$

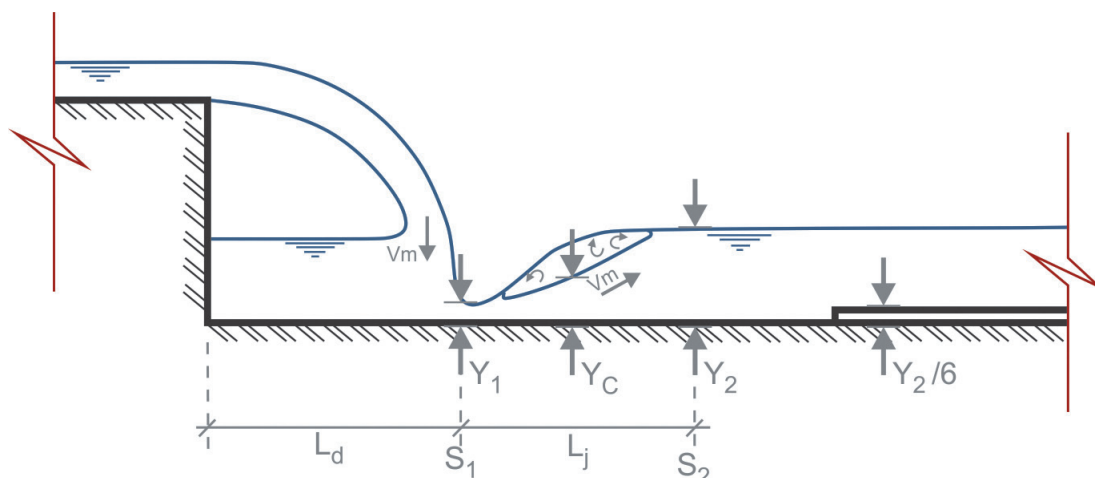


Figura 2.17 - Representação de um degrau associado a um ressalto hidráulico

Estas equações indicam claramente que a perda de energia na base da queda pode ser da ordem 50% ou mais da energia inicial, tomando-se como referência o nível da base da bacia. Se, como na **Figura 2.17**, existe um ressalto hidráulico a jusante da seção 1 dissipando mais energia, a perda total dentro da estrutura de queda pode ser substancial. Outra observação importante refere-se ao fato de que a razão E_2/y não varia muito com $\Delta Z_0/y_c$, ficando de maneira geral em torno de 2,5, valor este que pode ser tomado como uma base satisfatória para um projeto preliminar.

Com a finalidade de um predimensionamento, Rand (apud Henderson, 1966) agrupou seus resultados a outros feitos por Moore, chegando às seguintes equações exponenciais cujo erro de ajuste dos dados é de 5% ou menos:

$$\frac{y_1}{\Delta Z_0} = 0,54 \left(\frac{y_c}{\Delta Z_0} \right)^{1,275} \quad 2.54$$

$$\frac{y_1}{y_c} = 0,54 \left(\frac{y_c}{\Delta Z_0} \right)^{0,275} \quad 2.55$$

$$\frac{y_2}{y_c} = 1,66 \left(\frac{y_c}{\Delta Z_0} \right)^{0,81} \quad 2.56$$

$$\frac{L_d}{\Delta Z_0} = 4,30 \left(\frac{y_c}{\Delta Z_0} \right)^{0,09} \quad 2.57$$

$$L_j = 6,9(y_2 - y_1) \quad 2.58$$

onde:

L_d distância horizontal associada ao comprimento do ressalto;

L_j distância horizontal associada ao jato do ressalto, como mostrado na **Figura 2.17**.

Além disto, a elevação $y_2/6$ no final da estrutura é um procedimento padrão para projetos nos quais o ressalto se localiza imediatamente após a queda.

Rampas Dentadas

Estas rampas consistem numa transição gradativa entre duas declividades menores com cotas de fundo diferentes. Para tanto, tem sua base revestida em concreto com blocos existentes sobre a face do talude. Este esquema pode ser visto na **Figura 2.18**.

Os melhores desempenhos ocorrem para vazões específicas de $3,25 \text{ m}^3/\text{s.m}$ a $5,6 \text{ m}^3/\text{s.m}$ que, em se tratando de canais, são valores bastante aceitáveis. Para vazões muito maiores que estas devem ser feitas algumas modificações no emboque devido à existência de remanso.

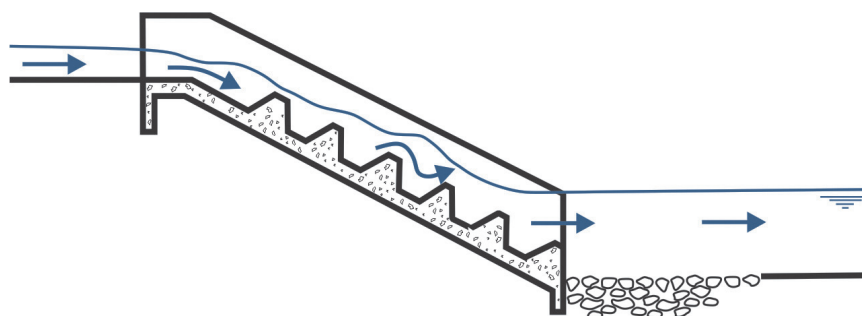


Figura 2.18 - Esquema de uma rampa dentada

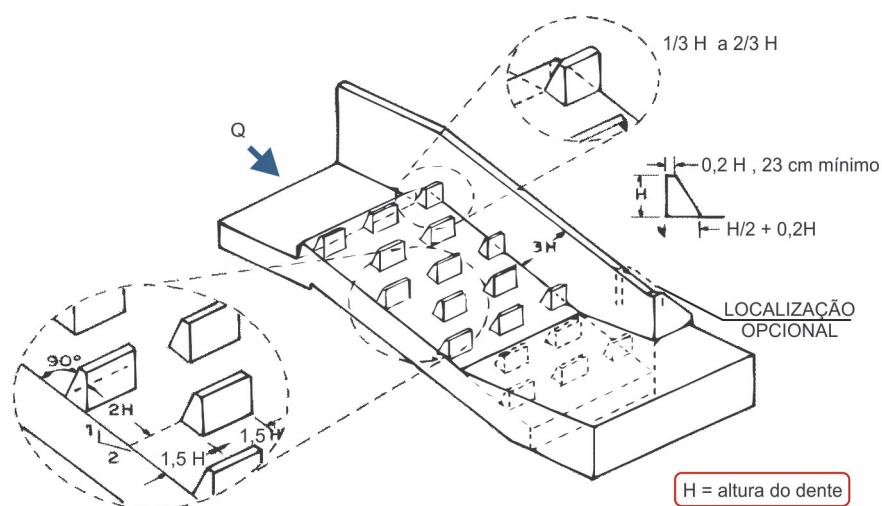


Figura 2.19 - Exemplo de projeto para uma rampa dentada (Manual de Drenagem Urbana de Denver - 1989)

O conceito hidráulico dessa solução consiste em colocar repetidas obstruções, que são de uma altura nominal equivalente à profundidade crítica. Além da dissipação de energia proveniente da turbulência devida a estes blocos, outra parcela é dissipada através da rampa pela perda do momento associada à reorientação do escoamento. É recomendável que sejam utilizadas no mínimo quatro linhas de blocos para que a dissipação de energia seja mais eficiente. Existem várias recomendações para os espaçamentos e tamanho dos blocos, como a ilustração da **Figura 2.19** do Manual de Drenagem Urbana de Denver(1988).

Bloco de Impacto

Nas saídas de tubulações que apresentam escoamentos velozes a forma mais eficiente de dissipação de energia é com o uso de bacias de dissipação com enrocamento ou de blocos de impacto. Embora o uso de bacia com enrocamento represente uma possibilidade atraente de solução, em situações de escoamento muito veloz apresenta limitações de dimensionamento. Para estes casos é recomendável o uso dos blocos de impacto. Além da versatilidade, em muitos casos, são mais econômicos do que as bacias de enrocamento, proporcionando também uma solução que dispensa maiores cuidados com manutenção.

A padronização dos projetos para esse tipo de blocos foi estabelecida pelo USBR, recebendo a denominação de “bacia tipo VI”. Esse tipo de obra também é conhecido como “dissipador de impacto” ou “bacia de dissipação para saída de condutos”. Este tipo de bacia é relativamente pequeno, o que produz uma alta eficiência de dissipação de energia.

A estrutura é projetada para operar continuamente sob escoamento. As condições máximas de entrada são velocidade de 15 m/s e número de Froude próximo a 9 (nove). Em drenagem urbana não é comum ter condições que as excedam, o que significa que o uso dessa bacia é limitado somente por considerações econômicas e estruturais.

A configuração geral de um projeto é mostrado na **Figura 2.20**, consistindo basicamente numa caixa de concreto ligada diretamente à saída do conduto. A largura B é determinada de acordo com a **Equação 2.59**, como uma função do número de Froude. As paredes laterais devem ser altas suficientes para conter eventuais fugas durante as vazões mais elevadas. A saída da tubulação é verticalmente alinhada com uma projeção do bloco e não deve ser mais baixa que o fundo deste. Isto se deve ao fato de o bloco ter forma de L e não encostar no fundo. A altura da soleira final deve ser igual à altura da fresta sob o bloco, para permitir a formação do remanso. A transição final alternada (com 450°) é recomendada nos canais de leito natural para reduzir o potencial de erosão a jusante da soleira.

$$\frac{B}{y} = 3,16 \cdot Fr^{0,51} \quad 2.59$$

onde:

Fr número de Froude;

B largura da bacia;

y profundidade do escoamento, igual à raiz quadrada de sua área.

O padrão USBR deve sofrer algumas modificações para aplicações urbanas a fim de permitir a drenagem do fundo nos períodos mais secos. Estes tipos de blocos de impacto também podem ser adaptados em projetos com múltiplos dissipadores. Como as modificações podem afetar o desempenho hidráulico das estruturas, deve ser feita uma pesquisa para avaliar estes impactos.

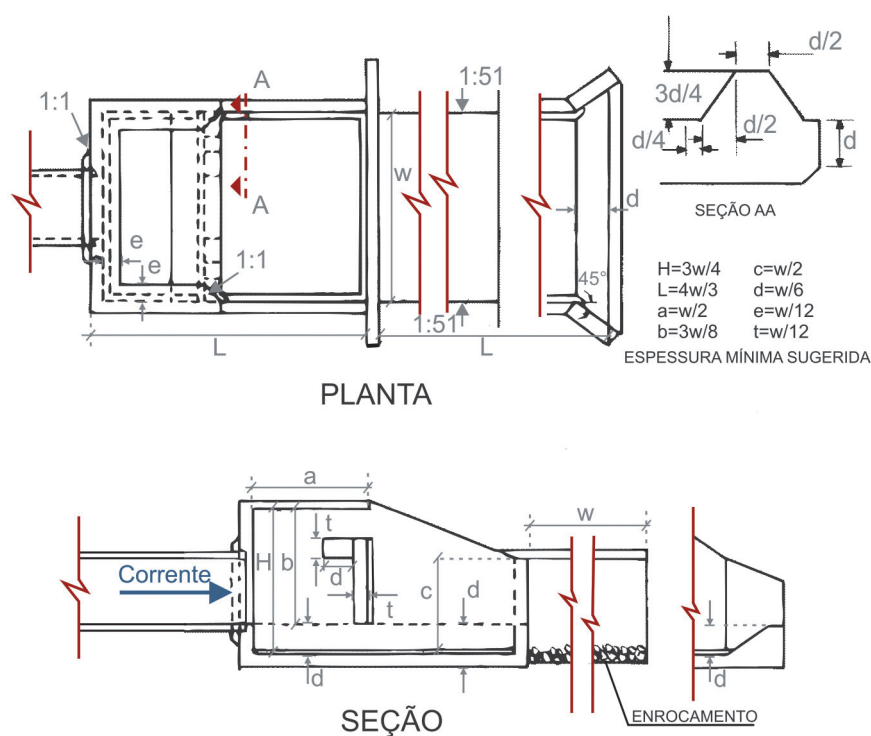


Figura 2.20 - Configuração geral de um projeto de blocos de impacto

2.3.2 Bueiros

Definições

Nos projetos de drenagem são considerados bueiros as galerias de águas pluviais de curta extensão, geralmente utilizadas na transposição de via sobre um curso d'água. A posição mais favorável para o bueiro é quando cruza transversalmente a via, mas em muitos casos o cruzamento é oblíquo.

Na presente diretriz de projeto são apresentados os seguintes símbolos:

- Q = Descarga total a ser transportada pelo bueiro ou canal (m^3/s).
- n = Coeficiente de rugosidade de Manning.
- A = Área da seção transversal do canal ou bueiro (m^2).
- R = Raio hidráulico (m).
- i = Declividade do bueiro ou canal (m/m).
- V = Velocidade média do escoamento (m/s).
- g = Aceleração da gravidade ($9,8 m/s^2$).
- P = Pressão (kPa).
- Z = Elevação do fundo de um canal ou bueiro acima de um plano arbitrário (m).
- W = Peso específico da água (kN/m^3).
- C = Coeficiente de descarga do orifício.

- H_e = Perda de carga na entrada (m).
- K_e = Coeficiente de perda de carga na entrada.
- H_f = Perda de carga por atrito (m).
- f = Coeficiente de atrito.
- L = Comprimento do bueiro (m).
- D = Diâmetro do bueiro (cm ou m).
- H_w = Altura d'água acima do fundo na entrada do bueiro (m).
- h_o, H_s, T_w = Altura d'água, acima do fundo, na saída do bueiro (m).
- H = Perda total de energia através do bueiro, da entrada até a saída (m).
- h_c = Altura crítica (m).

Bueiros em Áreas Urbanas

As metodologias para dimensionamento dos bueiros são desenvolvidas geralmente para projeto de estradas, e sua aplicação em drenagem urbana exige um cuidado adicional quanto à carga hidráulica admissível a montante. O levantamento topográfico deve necessariamente conter as soleiras dos imóveis situados junto ao curso d'água em estudo e, ainda, a cota de fundo e diâmetro das galerias que deságuam nesse mesmo córrego. Com esses dados, pode ser estabelecido o nível máximo d'água a montante, que deve estar 1,0 m abaixo da soleira mais baixa, e abaixo da geratriz superior das galerias que deságuam no córrego. Caso a área esteja ainda em urbanização, o mesmo critério deve ser adotado com relação à cota de lotes particulares. Em geral, essas condicionantes levam a se considerar o nível d'água a montante igual à cota da geratriz superior na entrada do bueiro.

Metodologia

Para o dimensionamento dos bueiros, recomenda-se utilizar a metodologia apresentada em "Drenagem Urbana – Manual de Projeto, CETESB, 1986". Essa metodologia deve ser aplicada nos projetos de bueiros, no dimensionamento das embocaduras de galerias pluviais e na verificação de projetos quando se planeja a sua implantação em etapas.

Importância da Entrada

Um bueiro tem sua capacidade limitada pela descarga admitida em sua entrada. Frequentemente, bueiros e canais abertos são cuidadosamente projetados com grande atenção quanto à declividade, seção transversal e rugosidade, mas sem o devido cuidado quanto às limitações de entrada. Bueiros projetados com o auxílio das equações do regime uniforme raramente têm condições de transportar a descarga de projeto devido às limitações impostas pelas entradas.

Entradas de bueiros

Entradas de bueiros com vários formatos e diferentes características podem ser projetadas para objetivos específicos. As vantagens e desvantagens dos vários tipos de entrada devem ser pesadas, cuida-

dosamente, antes da seleção de um determinado tipo em particular, devendo-se incluir considerações de ordem hidráulica, topográfica, bem como as que levem em conta o custo total da instalação.

Entradas de condutos longos

As entradas são importantes no projeto de bueiros para a travessia de estradas, entretanto, elas têm igualmente de grande importância no projeto econômico de bueiros longos e outros condutos. Um bueiro longo que não tenha sua capacidade de transporte plenamente utilizada resulta em investimento parcialmente perdido.

Conceitos hidráulicos básicos

A importância das entradas pode ser mais bem ilustrada, através da revisão das considerações hidráulicas necessárias para o projeto de bueiros. Com vistas a essa revisão, pressupõe-se que o leitor conheça os conceitos básicos de hidráulica envolvidos nas equações:

Manning

$$Q = \frac{1}{\eta} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad 2.60$$

Continuidade

$$Q = V_1 \cdot A_1 = V_2 \cdot A_2 \quad 2.61$$

Energia

$$\frac{V^2}{2g} + \frac{P}{W} + Z + \text{perdas} = \text{constante} \quad 2.62$$

Um bueiro é definido como um conduto utilizado para dar passagem livre às águas provenientes de drenagem superficial, sob uma rodovia, ferrovia, canal ou qualquer tipo de aterro.

Perdas de energia

Em condutos curtos, como bueiros, as perdas de energia devidas à forma da entrada podem ser tão importantes quanto as perdas por atrito ao longo do conduto. Para a determinação da capacidade do bueiro, devem ser avaliadas as perdas de carga na entrada e na saída, bem como aquelas resultantes do atrito ao longo do conduto.

- Perdas na entrada

As equações que regem o fenômeno são:

$$Q = CA\sqrt{2gHe} \quad 2.63$$

$$H_e = K_e \frac{V^2}{2g} \quad 2.64$$

onde
 K_e é o coeficiente de perda de carga na entrada.

- Perdas na saída

As equações que permitem o cálculo da perda de carga na saída do bueiro são expressas em função da diferença entre as cargas cinéticas no conduto e no canal de jusante, podendo ser vistas na DP-H08 – Perda de carga em Singularidades de Canais e Galerias da SVP/PMSP, em especial, alargamentos e rebaixamentos de nível.

- Perdas por atrito

Para condutos trabalhando à seção plena, as perdas de carga devido ao atrito podem ser determinadas através da **Equação 2.65**:

$$H_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad 2.65$$

sendo:

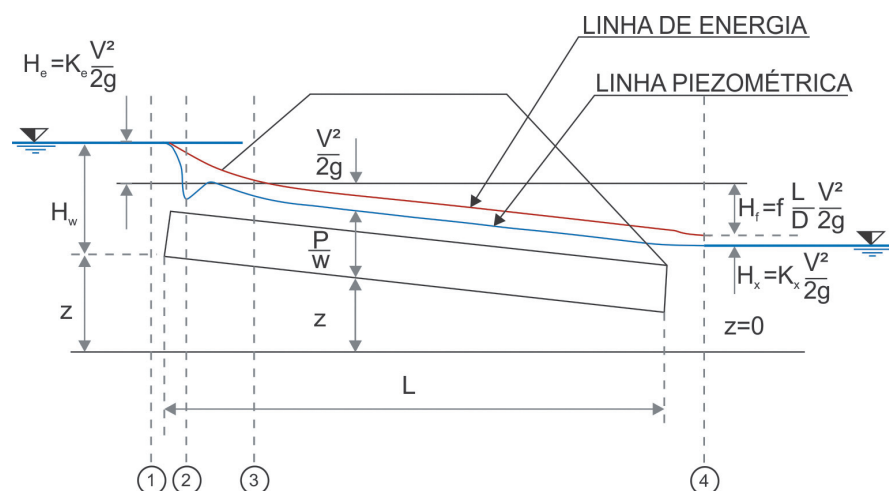
f = coeficiente de atrito

L = comprimento do bueiro

D = diâmetro do bueiro

Os manuais de hidráulica apresentam tabelas que permitem avaliar o coeficiente de atrito. Entretanto, normalmente, são utilizados gráficos que permitem uma determinação direta das perdas de carga por atrito. Para as obras da SVP/PMSP, podem ser utilizados os coeficientes apresentados para a Rugosidade, associados à fórmula de Manning.

Linha de energia e linha piezométrica



As **Figura 2.21** e **Figura 2.22** ilustram as linhas de energia e piezométrica, bem como os termos a elas relacionados. A linha de energia (L.E.), também conhecida como linha de carga total, é a soma da carga cinética $V^2/2g$, da profundidade do escoamento ou carga de pressão P/W e da cota, medida em relação a um plano arbitrário de referência, representada pela distância Z . A linha de energia inclina-se na direção do escoamento de uma razão igual ao gradiente de energia H_L/L , onde H_L é a perda total de energia ao longo do percurso L . A linha piezométrica (L.P.), é a soma da elevação Z e da profundidade do escoamento ou carga de pressão P/W .

Para escoamento em canal aberto, o termo P/W é equivalente à profundidade do escoamento, e a linha piezométrica coincide com a superfície do nível d'água. Para escoamento sob pressão, em condutos fechados, P/W é a carga de pressão, e a linha piezométrica decresce acima do topo do conduto, enquanto a pressão se mantiver acima da pressão atmosférica.

Hidráulica dos bueiros

A aproximação da entrada de um bueiro (ponto 1 da

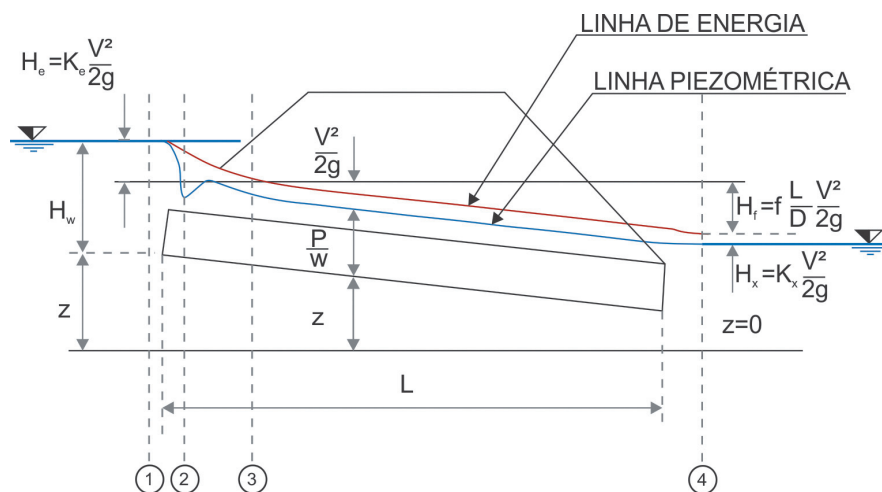


Figura 2.21) ocorre em regime uniforme e as linhas piezométrica e de energia são praticamente coincidentes. Ao atingir o bueiro, o escoamento sofre inicialmente uma contração e, em seguida, uma expansão provocada pelas características geométricas da entrada, causando uma perda de energia no ponto 2.

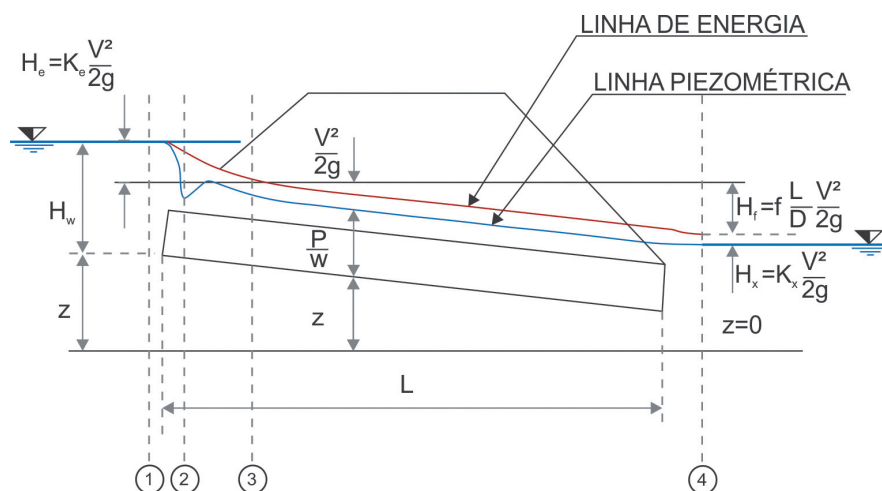


Figura 2.21 - Definição de termos para escoamento em condutos fechados

Em bueiros curtos, as perdas de carga devidas à entrada podem ser tão altas quanto as perdas por atrito. Na saída, ponto 4, uma perda adicional ocorre provocada pela turbulência, pois o escoamento se expande no canal a jusante. No ponto 5 da **Figura 2.22**, o escoamento em canal aberto é restabelecido e a linha piezométrica coincide com a linha d'água.

A capacidade de descarga de um bueiro é determinada pela localização de sua seção de controle. A influência de uma seção de controle pode ser ilustrada através do exemplo de uma válvula, cujo ajuste controla a vazão em um conduto. Dessa forma, a capacidade de descarga do conduto é superior à permitida pela válvula. De modo análogo, a seção de controle de um bueiro é aquela que opera com máxima capacidade. Somente em sistemas hidráulicos muito simples, todos os seus componentes operam com mesma capacidade de descarga. Assim sendo, o escoamento em um bueiro é controlado pela capacidade hidráulica de uma determinada seção, que pode estar localizada na entrada ou na saída do bueiro.

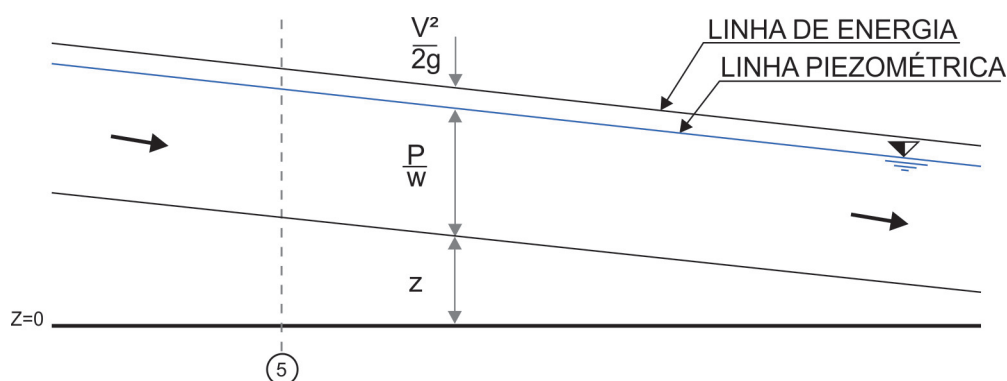


Figura 2.22 - Definição de termos para escoamento em canal aberto

Em geral, o controle na entrada ocorre quando a capacidade de escoamento do bueiro, para uma certa vazão, é superior à capacidade de admissão de água pela entrada. Nesse caso, a descarga torna-se independente do comprimento, declividade e rugosidade do conduto. Quando a capacidade hidráulica do conduto for inferior à capacidade de admissão de água pela entrada, configura-se o controle na saída. Neste caso, a descarga será afetada por todos os fatores hidráulicos existentes a montante da saída, ou seja: carga hidráulica, geometria da entrada, diâmetro do conduto, rugosidade das paredes, comprimento e declividade do bueiro. A localização da seção de controle pode ser alterada, à medida que as capacidades hidráulicas da entrada e do conduto mudem com o aumento ou diminuição da descarga.

- Controle na entrada

O controle na entrada de bueiros pode ocorrer sob duas condições. A menos frequente ocorre quando o nível d'água a montante não é suficiente para afogar o topo do bueiro e a declividade de fundo do bueiro é supercrítica, como mostrado na **Figura 2.23**. O controle na entrada mais comum ocorre quando o nível d'água a montante afoga o topo do bueiro, **Figura 2.24**, e o conduto não trabalha à seção plena. Um bueiro trabalhando sob controle na entrada é definido como conduto hidráulicamente curto.

- Controle na saída

Se o nível d'água a montante é suficientemente elevado, a declividade do bueiro é bastante suave e o conduto suficientemente longo, o controle será transferido para a saída. Nessas condições, a descarga é

uma função das perdas de carga na entrada, da profundidade do nível d'água a montante, da rugosidade, comprimento e diâmetro do bueiro, além da declividade e, em alguns casos, do nível d'água a jusante.

O controle na saída poderá existir sob duas condições. A primeira, menos comum, ocorre quando o nível d'água a montante é insuficiente para afogar o topo do bueiro e a declividade de fundo é subcrítica (**Figura 2.25**). A situação mais comum ocorre quando o bueiro trabalha à seção plena (**Figura 2.26**). Um bueiro trabalhando sob controle na saída é definido como um conduto hidráulicamente longo.

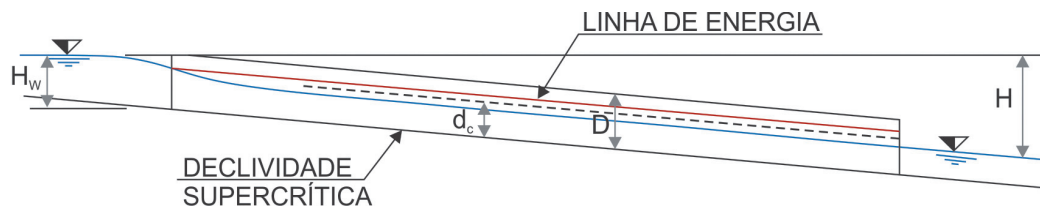


Figura 2.23 - Controle na entrada – entrada não afogada

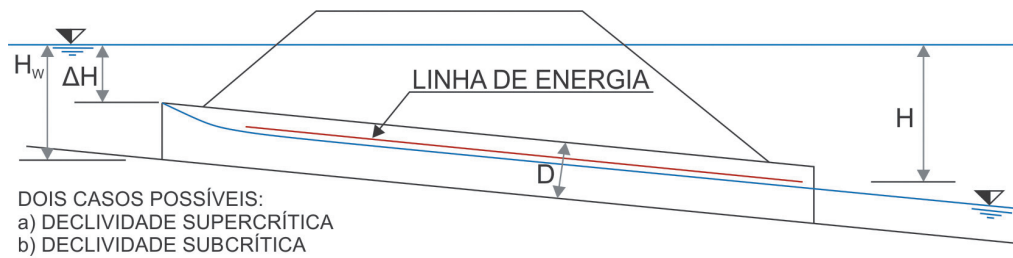


Figura 2.24 - Controle na entrada – entrada afogada

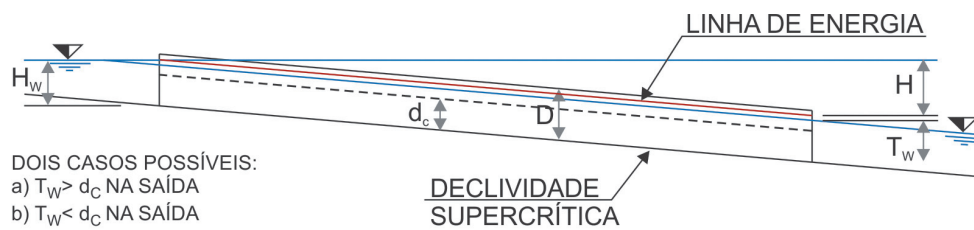


Figura 2.25 - Controle na saída – conduto parcialmente cheio

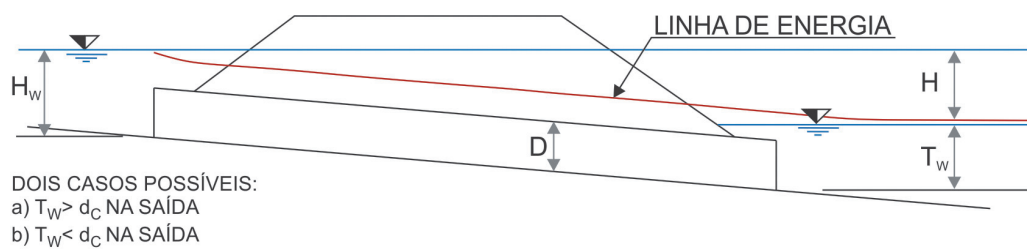


Figura 2.26 - Controle na saída – conduto cheio

Estruturas de Entrada de Sistemas de Drenagem

O projeto de um bueiro, incluindo as estruturas de entrada e saída, requer uma análise dos custos, eficiência hidráulica, objetivos e condições topográficas do local de implantação.

Quando as condições permitirem um nível elevado d'água a montante, a escolha de um determinado tipo de entrada poderá não ser o ponto crítico, mas se o nível for limitado e/ou os processos de sedimentação e erosão forem apreciáveis, a escolha de uma entrada mais eficiente deve ser providenciada para se obter a necessária capacidade de descarga pelo bueiro.

O objetivo principal de um bueiro é conduzir uma determinada vazão. Um bueiro pode também ser utilizado para limitar uma vazão, isto é, para descarregar um volume controlado de água, enquanto a bacia a montante é utilizada como reservatório de detenção, a fim de reduzir a vazão de pico de enchente. Nesse caso, é desejável a escolha de uma entrada que apresente baixa eficiência hidráulica.

Os tipos de entrada, a seguir descritos, podem ser relacionados para satisfazer qualquer uma das exigências mencionadas, dependendo da topografia ou das condições impostas pelo projetista. O coeficiente de entrada, K_e , que foi definido pela **Equação 2.64** é uma medida da eficiência hidráulica do tipo de entrada escolhido, sendo os valores mais baixos indicadores de maior eficiência. Os coeficientes de entrada recomendados são apresentados na **Tabela 2.6**.

Entradas projetantes

Esse tipo de entrada apresenta grande variação quanto à eficiência hidráulica, bem como quanto à sua adaptabilidade em relação ao tipo de material utilizado na confecção do tubo. A **Figura 2.27** ilustra este tipo de entrada.

Tabela 2.6 - Coeficientes de entrada (K_e) para controle na saída

| TIPO DE ENTRADA | COEFICIENTE DE ENTRADA (K_e) |
|---|----------------------------------|
| Entrada do tubo com muro de testa | |
| • Borda ranhurada | 0,20 |
| • Borda arredondada (raio = 0,15D) | 0,15 |
| • Borda arredondada (raio = 0,25D) | 0,10 |
| • Borda em ângulo reto (concreto e TMC) | 0,40 |
| Entrada do tubo com muro de testa e muro de ala a 45° | |
| • Borda ranhurada | 0,20 |
| • Borda em ângulo reto | 0,35 |
| Muro de testa com muros de ala paralelos, espaçados de 1,25D. | |
| • Borda ranhurada | 0,30 |
| • Borda em ângulo reto | 0,40 |
| Entrada projetante | |
| • Borda ranhurada | 0,25 |
| • Borda em ângulo reto | 0,50 |
| • Borda delgada, parede fina | 0,90 |

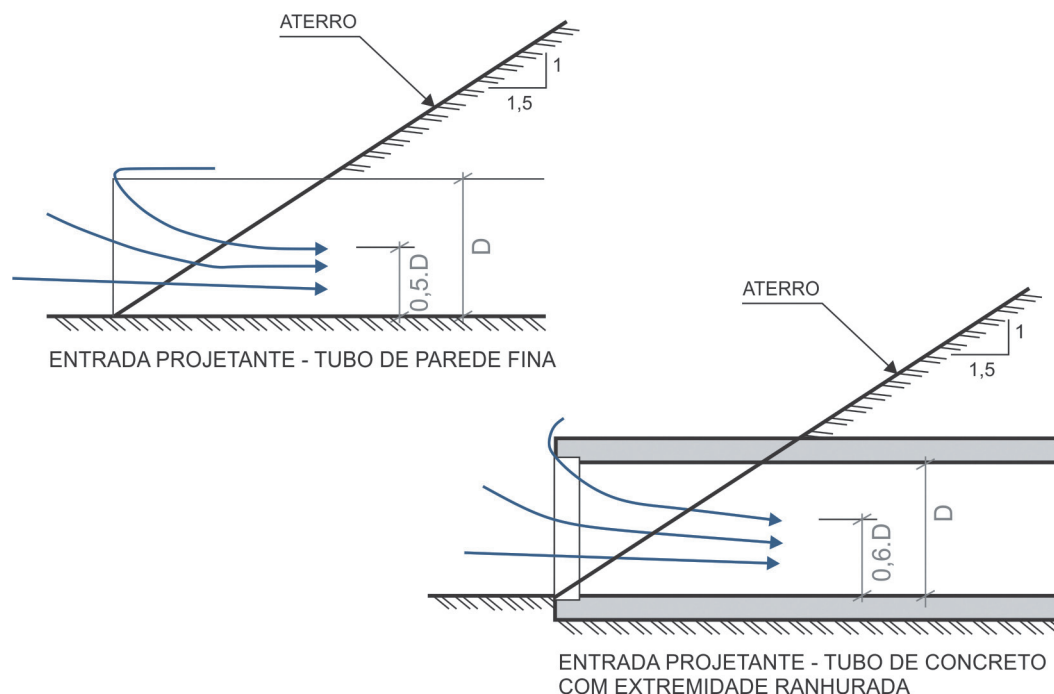


Figura 2.27 - Definição de termos para escoamento em condutos fechados

- Tubo de concreto

Tubo de concreto do tipo ponta e bolsa, ou do tipo macho e fêmea com extremidade em bolsa ou com extremidade ranhurada, utilizado como entrada, apresenta alta eficiência hidráulica, com um coeficiente de entrada em torno de 0,25. Quando o tubo for seccionado, apresentando a entrada com aresta em canto vivo, o coeficiente de entrada passa a ser de 0,50.

- Tubo de metal corrugado

Uma entrada projetante constituída por tubo de metal corrugado (TMC) comporta-se de modo semelhante a uma entrada de borda delgada com parede fina e apresenta um coeficiente de entrada em torno de 0,9.

- Comentários sobre as entradas projetantes

A principal vantagem na utilização de entradas projetantes está no seu baixo custo. Considerando-se que esse tipo de entrada fica sujeita a danos provocados por ocasião da manutenção do aterro, bem como da rodovia, além de acidentes que aí possam ocorrer, a sua utilização deve levar em conta o tipo de material utilizado na sua construção.

As entradas projetantes, constituídas por tubos de metal corrugado, apresentam limitações que incluem baixa eficiência, danos que podem ser provocados pela manutenção do canal e dificuldades encontradas pelo pessoal de manutenção para operar nas proximidades. A eficiência hidráulica dos tubos de

concreto com a bolsa como entrada é boa e, por essa razão, a única restrição quanto a este tipo de entrada diz respeito à necessidade de manutenção do canal e do aterro nas vizinhanças da entrada. Quando for necessária a manutenção do aterro, não é recomendável o uso de nenhum tipo de entrada projetante.

Entradas com muros de testa

Os muros de testa, conforme visualizado na **Figura 2.28**, podem ser usados por várias razões, como aumento da eficiência da entrada e da estabilidade do aterro, além de protegê-lo contra a erosão. A eficiência da entrada varia em função do tipo de material utilizado na execução do conduto. A **Figura 2.28** ilustra um tipo de muro de testa, provido de muros de ala.

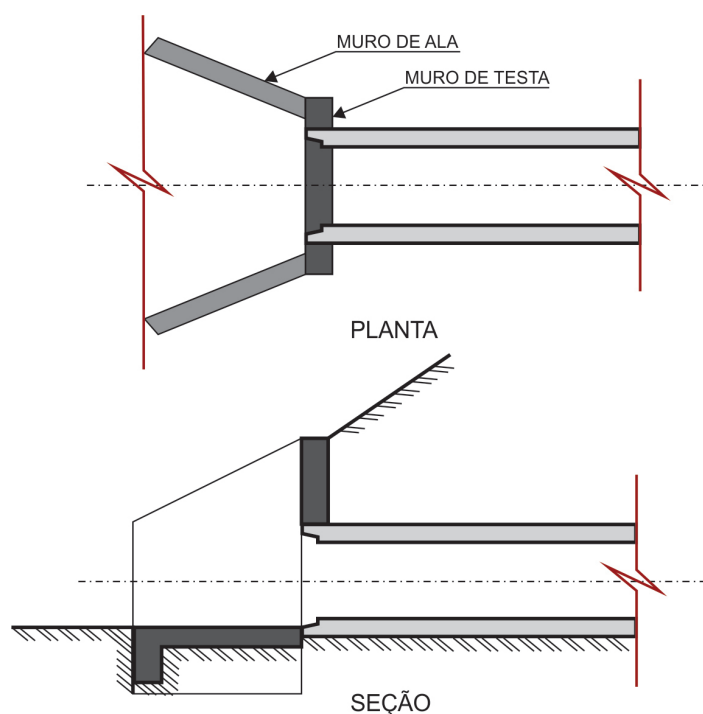


Figura 2.28 - Entrada com muro de testa e muros de ala

- Tubo de metal corrugado

Esse tipo de tubo, provido de muro de testa, constitui essencialmente uma entrada com aresta em canto vivo, com coeficiente de entrada em torno de 0,40. As perdas na entrada podem ser reduzidas pelo arredondamento dos bordos da entrada. O coeficiente de entrada pode ser reduzido para 0,15, caso o raio do arredondamento seja de 0,15 vez o diâmetro do bueiro, e para 0,10 para o raio igual 0,25 vez o diâmetro do bueiro.

- Tubo de concreto

Para tubo de concreto do tipo macho e fêmea ou com extremidade em bolsa, a utilização de muro de testa permite um pequeno aumento na eficiência hidráulica. A principal razão para o uso do muro de tes-

ta está na proteção do aterro e na facilidade de manutenção. O coeficiente de entrada é da ordem de 0,20 para tubos terminando em bolsa ou ranhurados, e de 0,40 para tubos seccionados (borda em ângulo reto).

- Muros de ala

São utilizados quando os taludes laterais do canal adjacente à entrada são instáveis e quando o bueiro é oblíquo ao escoamento normal no canal. O uso de muros de ala produz um pequeno aumento na eficiência hidráulica, independentemente do tipo de material usado na confecção do tubo. Portanto, o uso de muros de ala é justificável, por outras razões que não o aumento da eficiência hidráulica, como por exemplo a proteção do aterro contra erosões. A **Figura 2.29** ilustra vários casos, nos quais estes elementos são utilizados. Para muros de ala paralelos, a distância mínima entre eles deve ser de 1,25 vez o diâmetro do conduto.

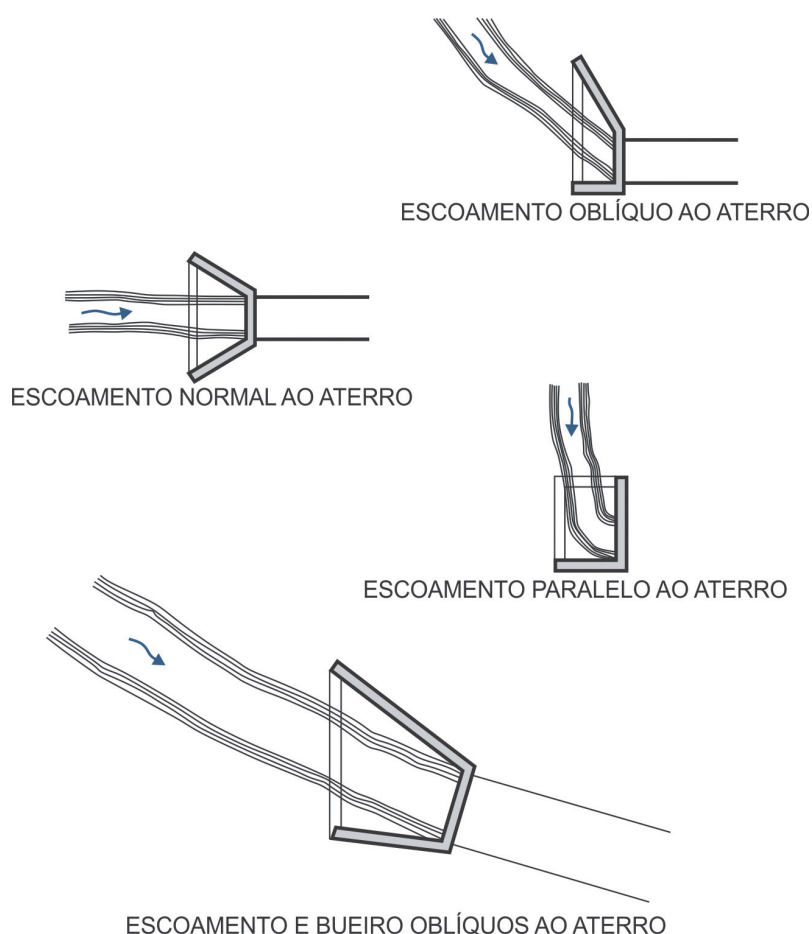


Figura 2.29 - Configurações típicas de muro de testa e de muro de ala

- Revestimento

Se houver a possibilidade de ocorrência de níveis d'água elevados a montante da entrada, ou se a velocidade de aproximação no canal puder provocar erosão, deve ser providenciado o revestimento do canal junto ao pé do muro de testa. Este revestimento deve ter uma extensão mínima correspondente

a um diâmetro do conduto, a montante da entrada, e seu topo não deve estar saliente em relação ao fundo do canal.

Bueiros providos de muros de ala devem ser projetados com revestimento de concreto entre os referidos muros. Este revestimento deve ser reforçado, a fim de evitar rupturas. Como está ilustrado na **Figura 2.29**, a configuração dos muros de ala varia em função da direção do escoamento e pode também variar de acordo com as condições topográficas do local.

Quando as altas velocidades de aproximação aliadas a condições especiais de solos, como no caso de solos aluvionares, provocarem erosões intensas, é frequentemente desejável um muro posicionado na base do talude, além da construção do revestimento.

2.3.3 Estruturas de Engolimento e Vertimento

As estruturas simples de engolimento e vertimento são aquelas analisadas e dispostas individualmente em reservatórios de controle de cheias.

Os vertedores são obras hidráulicas utilizadas com a finalidade de descarregar o excedente de água de um determinado curso d'água. Assim sendo, funcionam como estruturas de controle e medidores de vazão.

Nos reservatórios de controle de cheias, a finalidade dessas estruturas é desviar parte do escoamento do curso d'água principal para uma zona de amortecimento e como resultado ocorrem a atenuação da vazão de pico e a diminuição da vazão escoada para a jusante.

Os elementos que caracterizam os vertedores estão relacionados a seguir (PORTO, 1998):

- *Crista ou Soleira*: é a parte superior, onde ocorre o contato com a lâmina vertente.
- *Carga (H)*: é a diferença entre a cota da soleira e o nível de água a montante medida a uma distância do vertedor, na qual a distribuição de pressão é hidrostática.
- *Altura do vertedor (p)*: distância entre a cota de fundo do canal ou reservatório e a cota da crista da soleira.
- *Largura (L)*: largura da soleira.

A **Figura 2.30** apresenta um desenho esquemático dos principais parâmetros que constituem um vertedor. No caso, é apresentado um vertedor retangular de soleira delgada e com contração lateral.

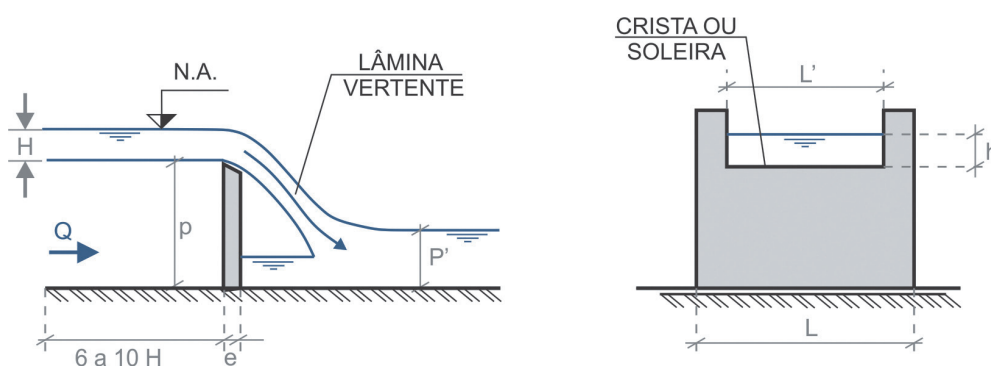


Figura 2.30 - Vertedor retangular de soleira delgada. Adaptado (PORTO, 1998)

A escolha do tipo do vertedor depende de fatores hidrológicos, hidráulicos, econômicos e ambientais, além daquele que proporcionar maior capacidade de descarga ou engolimento.

Os vertedores podem ser classificados quanto à:

- Forma geométrica da abertura: retangulares, triangulares, circulares, trapezoidais, parabólicos ou com seções compostas.
- Altura relativa da soleira: *descarga livre*, quando a altura da soleira é maior que o nível d'água de jusante ou *descarga afogada*, quando a altura da soleira é menor que o nível d'água de jusante.
- Natureza da parede: quando a espessura da parede é delgada (para $e < 2/3H$) e espessa (para $e > 2/3H$).
- Largura relativa da soleira: *sem contração lateral*, quando a largura da soleira é igual à largura do canal de chegada ($L=b$) e *com contração lateral*, quando a largura da soleira é inferior à largura do canal de chegada ($L < b$).
- Natureza da lâmina: *lâmina livre*: quando a parte inferior da lâmina for arejada de modo que a pressão seja igual à pressão atmosférica, *lâmina deprimida*: quando a pressão abaixo da lâmina for inferior à pressão atmosférica e *lâmina aderente*: quando não há uma bolsa de ar abaixo da lâmina vertente.
- Inclinação do paramento com a vertical: pode ser inclinado ou vertical (mais comum).
- Forma geométrica da crista: retilínea, poligonal, bico de pato e circular.

O vertedor é considerado um orifício de grande dimensão. No orifício de grande dimensão, o cálculo da vazão considerando a carga medida em relação ao centro do orifício não é verdadeiro, uma vez que a dimensão vertical do orifício é maior que os orifícios de pequenas dimensões e as velocidades dos filetes diferem entre o topo e o fundo do orifício.

Vertedor retangular de soleira delgada

A determinação da equação da vazão do vertedor é determinada a partir das influências das características hidráulicas e geométricas, conforme o desenvolvimento analítico apresentado a partir da **Figura 2.31**.

Na **Figura 2.31** é apresentado um vertedor de soleira delgada sem contração lateral. Para outros tipos de vertedores há particularidades próprias. Alguns tipos de vertedores serão abordados com maior ênfase no decorrer do texto.

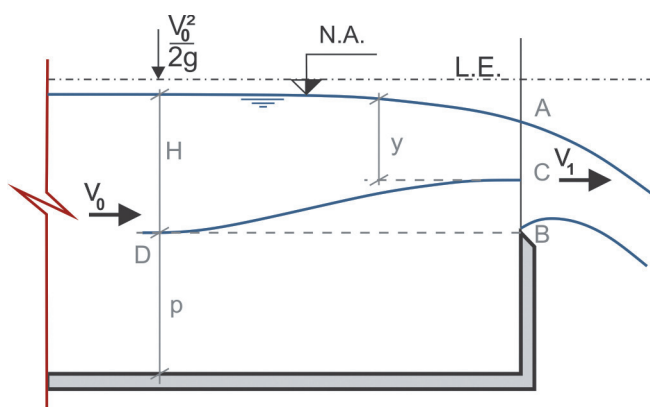


Figura 2.31 - Esquema representativo do escoamento sobre um vertedor de soleira delgada. Adaptado (PORTO, 1998)

Entre os pontos C e D e a partir do plano horizontal de referência apresentado pela extensão da reta do ponto B é aplicada a equação de Bernoulli.

Para o desenvolvimento analítico são assumidas algumas hipóteses como: distribuição uniforme da velocidade a montante do vertedor, pressão atmosférica na lâmina vertente entre os pontos A e B e o desprezo de efeitos oriundos da viscosidade, turbulência, tensão superficial e escoamentos secundários. A partir desta análise são obtidas as **Equações 2.66 e 2.67**.

$$h + \frac{V_0^2}{2g} = (H - y) + \frac{V_1^2}{2g} \quad 2.66$$

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot \left(y + \frac{V_0^2}{2g} \right)} \quad 2.67$$

A análise prossegue pela integração da equação da vazão unitária elemental (dq), correspondente à **Equação 2.68** em uma faixa de altura (dy):

$$dq = V_1 \cdot dy \quad 2.68$$

A **Equação 2.69** corresponde à equação da vazão unitária elemental e a sua integração é apresentada na **Equação 2.70**. Esta última denominada de *equação de Weisbach*.

$$q = \int_0^h V_1 \cdot dy = \sqrt{2 \cdot g} \int_0^h \sqrt{\left(y + \frac{V_0^2}{2g} \right)} \cdot dy \quad 2.69$$

$$q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left[\left(h + \frac{V_0^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(\frac{V_0^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \quad 2.70$$

No momento da saída do escoamento pela soleira correspondente à seção AB da **Figura 2.31**, há um efeito de contração vertical dos filetes e a pressão deixa de ser hidrostática. Para a reprodução desse efeito é introduzido um coeficiente de contração (C_c). O escoamento real sobre o vertedor é então reproduzido pela introdução do coeficiente de vazão (C_d), conforme a **Equação 2.71**.

$$C_d = C_c \left[\left(1 + \frac{V_0^2}{2gh} \right)^{3/2} - \left(\frac{V_0^2}{2gh} \right)^{3/2} \right] \quad 2.71$$

Pela substituição do C_d determinado pela **Equação 2.71** na **Equação 2.70**, obtém-se a **Equação 2.72**.

$$q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{3/2} \quad 2.72$$

Os coeficientes de contração e de descarga assim como o termo cinético dependem da relação de p/H. Para a largura L da soleira, a vazão total descarregada equivale à **Equação 2.73**, que corresponde à equação geral de vazão de um vertedor e que é utilizada ao longo do desenvolvimento do texto.

$$Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} L H^{3/2} \quad 2.73$$

Onde: Q : vazão (m^3/s), C_d : coeficiente de vazão, L : largura da soleira (m) H e :carga de água acima da soleira (m).

A capacidade de descarga de um vertedor é influenciada por alguns parâmetros como: a carga sobre o vertedor, aproximação do vertedor, espessura, altura e comprimento da soleira, posição do vertedor em relação ao escoamento e lâmina vertente.

Vertedor retangular de soleira espessa

O vertedor retangular é caracterizado por uma soleira que deve ter uma espessura (e) suficientemente longa para proporcionar um paralelismo ao longo de si mesmo, com distribuição hidrostática de pressão graças à aderência do escoamento com o plano horizontal do vertedor. A altura da soleira é caracterizada pela elevação do fundo do canal (ΔZ), conforme **Figura 2.32**.

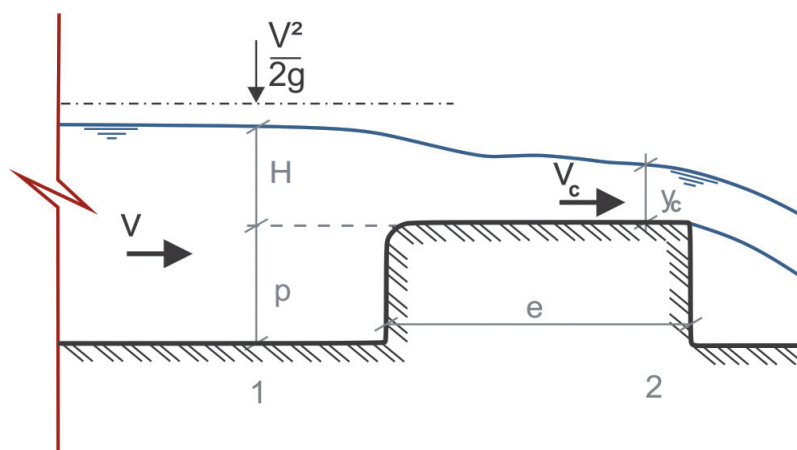


Figura 2.32 - Vertedor de soleira espessa . Adaptado (PORTO, 1998)

A crista é considerada suficientemente longa quando $e > 3H$ e as linhas de corrente ocorrerão paralelas na maior parte do seu comprimento. Se o comprimento for maior, pode ocorrer uma perda de carga por atrito.

A equação de energia pode ser aplicada para a determinação da vazão nos pontos das seções correspondentes a montante do vertedor (1) e a profundidade crítica (2). Considerando escoamento livre a jusante, a **Equação 2.74** foi determinada e corresponde a equação da vazão teórica, uma vez que as perdas de carga foram desprezadas.

$$Q = 0,58 \cdot \frac{2}{3} \sqrt{2g} \cdot b \cdot H^{3/2} \tag{2.74}$$

Onde: Q é a vazão teórica (m^3/s), g é a aceleração da gravidade (m/s^2), b é a largura do canal (m) e H é a carga de água sobre a soleira (m).

Como não foram consideradas as perdas de carga na equação teórica representada pela **Equação 2.74**, deve ser inserido um coeficiente de vazão ou coeficiente de correção (C_{co}) para uma melhor representatividade da vazão escoada pelo vertedor. Inserindo o C_{co} na **Equação 2.74**, obtém-se a **Equação 2.75**.

$$Q = C_{co} \cdot 0,58 \cdot \frac{2}{3} \sqrt{2g} \cdot b \cdot H^{3/2}$$

2.75

Os valores correspondentes ao coeficiente de correção (C_{co}) são apresentados na **Tabela 2.7** e são válidos para soleira espessa com canto vivo a montante (ângulo reto) e com descarga livre. Para soleira arredondada, o valor deve ser acrescido em 10% (PORTO, 1998).

Tabela 2.7 - Coeficiente de correção (C_{co}) para vertedores em soleira espessa

| Carga | Comprimento e da soleira (metros) | | | | | | | | | | |
|-------|-----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| H (m) | 0,15 | 0,23 | 0,30 | 0,45 | 0,60 | 0,75 | 0,90 | 1,20 | 1,50 | 3,00 | 4,50 |
| 0,06 | 0,906 | 0,890 | 0,871 | 0,848 | 0,822 | 0,803 | 0,790 | 0,771 | 0,758 | 0,806 | 0,868 |
| 0,12 | 0,945 | 0,906 | 0,881 | 0,855 | 0,845 | 0,842 | 0,835 | 0,822 | 0,809 | 0,829 | 0,874 |
| 0,18 | 0,997 | 0,936 | 0,890 | 0,845 | 0,842 | 0,842 | 0,868 | 0,871 | 0,874 | 0,874 | 0,874 |
| 0,24 | 1,068 | 0,984 | 0,923 | 0,868 | 0,842 | 0,842 | 0,864 | 0,868 | 0,868 | 0,871 | 0,855 |
| 0,30 | 1,075 | 1,016 | 0,965 | 0,890 | 0,861 | 0,855 | 0,858 | 0,864 | 0,868 | 0,868 | 0,851 |
| 0,36 | 1,075 | 1,036 | 0,997 | 0,926 | 0,874 | 0,858 | 0,858 | 0,864 | 0,861 | 0,871 | 0,855 |
| 0,42 | 1,075 | 1,055 | 1,036 | 0,945 | 0,897 | 0,868 | 0,855 | 0,858 | 0,858 | 0,864 | 0,855 |
| 0,48 | 1,075 | 1,065 | 1,062 | 0,994 | 0,936 | 0,890 | 0,868 | 0,861 | 0,858 | 0,858 | 0,851 |
| 0,54 | 1,075 | 1,075 | 1,072 | 0,994 | 0,932 | 0,887 | 0,868 | 0,861 | 0,858 | 0,858 | 0,851 |
| 0,60 | 1,075 | 1,072 | 1,068 | 0,981 | 0,923 | 0,894 | 0,881 | 0,868 | 0,858 | 0,858 | 0,851 |

Fonte: (Porto, 1998) apud (King, 1954)

Foram desenvolvidas equações específicas por diversos pesquisadores para diferentes tipos de vertedores, que podem ser encontradas pelo leitor na bibliografia.

2.3.4 Diques e estações de bombeamento

Para a proteção de áreas baixas, o sistema de drenagem costuma se utilizar de estruturas de contenção ao longo das margens dos rios para evitar o transbordamento das águas. Tais estruturas são essencialmente barragens longitudinais construídas em terra (diques), ou construídas em alvenaria ou concreto armado (muros de contenção), que se erguem nas margens dos corpos d'água e evitam que em eventos chuvosos de intensidade crítica, áreas baixas importantes sejam inundadas.

Diques são obras de custo relativamente baixos, pois podem ser construídas com materiais locais, provenientes de escavações próximas ou da própria dragagem do corpo d'água protegido. A seção transversal dos diques deve se ajustar, portanto, ao local e aos materiais disponíveis, priorizando a disponibilidade de espaço e o desempenho desejado.

A escolha das estruturas passa por um procedimento de seleção que dimensiona em função da área a ser protegida e do grau de proteção exigido, a altura e espessura dos aterros ou muros. Como os aterros têm taludes pouco íngremes, ao passo que a altura calculada se eleva, a largura da base exigida para

a construção fica muito elevada, privilegiando soluções com muros de contenção. Da mesma forma, quando os efeitos do lençol freático são significativos, as estruturas necessitam de características de proteção ou que convivam com a presença de níveis altos do lençol, o que necessita da presença de bombas para a manutenção da drenagem das áreas baixas.

A localização dos diques tem também fator importante na escolha das alternativas. O posicionamento das estruturas segue a premissa de utilizar-se da topografia para facilitar a construção e reduzir os custos. Existem diferentes configurações de localização dos diques, circundando a área a ser protegida, contornando a área e se elevando até cotas mais altas ou isolando áreas de várzea.

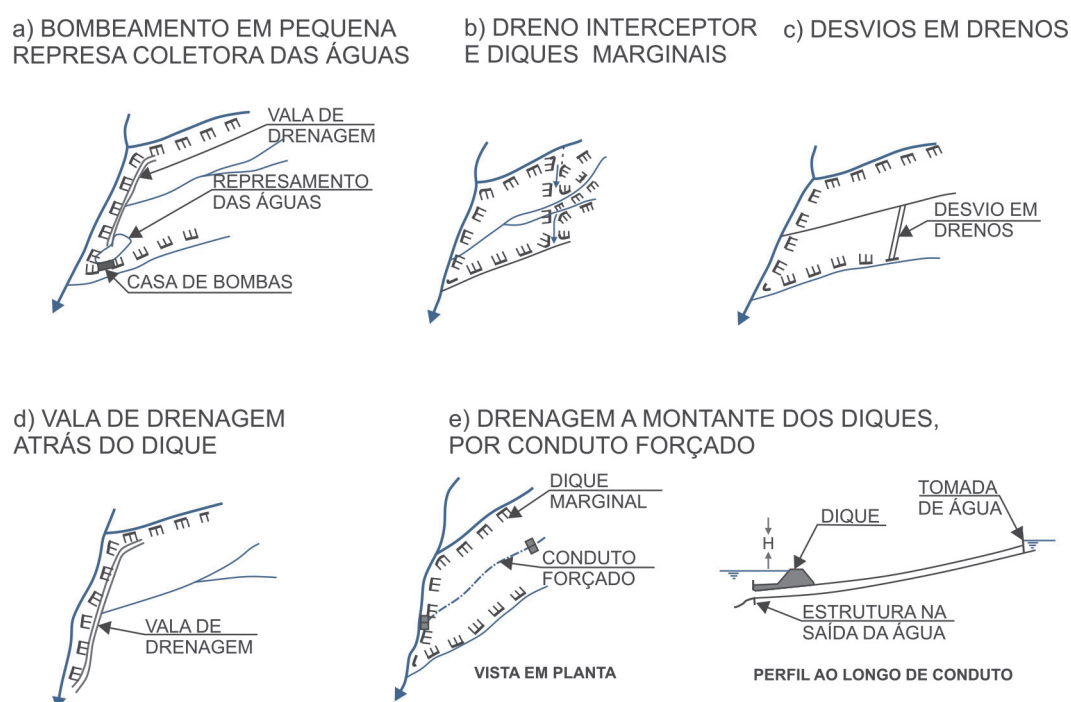


Figura 2.33 - Projetos de drenagem no interior das áreas protegidas por diques

Quando confinadas, estas áreas necessitam de um sistema de drenagem especial, voltado para o remanejamento dos corpos hídricos afluentes que passavam dentro da área. Outra opção é a construção dos diques ao longo dos afluentes não sendo necessário o seu desvio (Figura 2.33). Dessa forma evita-se que as vazões transportadas por estes afluentes fiquem confinadas pelos diques. Mais uma vez o fator econômico é o limitante para a escolha das alternativas.


Os diques, muitas vezes, restringem a seção do leito maior que previamente era inundada, o que acarreta o aumento do nível das águas. Esse aumento causa dois problemas distintos, que devem ser considerados na decisão de construção ou não da proteção por diques, que são a diminuição da velocidade do canal a montante e o seu aumento logo a jusante destes. Tal fato causa o aumento no depósito de material carreado a montante, com a possível enchente em locais previamente não inundáveis, e o aumento da erosão a montante, podendo prejudicar as fundações dos diques e a perda de terrenos ocupados a jusante.

2.4 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ARMY, G et al. *Water quality management planning for urban runoff*. USEPA (EPA Report 440/9-75-004). Office of Planning Standards, Washington, D.C., Dezembro, 1974.
- ASCE. *Design and Construction of Urban StormWater System*. Manual of Practice nº 77. American Society of Civil Engineers, New York, 1992.
- BENNETT, E.R.; LINSTEDT, K.D.. *Pollutional characteristics of stormwater runoff*. Colorado Water Resources Institute Completion Report nº 84, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, Setembro, 1978, 204p.
- BLENCH, T.. *Regime Behavior of Canals and Rivers*, Butterworths Scientific Publications, London, 1957.
- BROWNLIE, W.R.. *Prediction of Flow Depth and Sediment Discharge in Open Channels*, Report No. KH-R-43a, W.M. Keck Laboratory, Caltec, EUA, Nov. 1981.
- DAEE/CETESB. *Drenagem Urbana* 2a ed., São Paulo, 1980.
- DAEE/CETESB. "*Drenagem Urbana: Manual de Projeto*", 3a ed., São Paulo, CETESB, 477 p., 1986.
- D.A.E.E. - (LLORET RAMOS, CARLOS). *Erosão Superficial e Assoreamento em Corpos D'água*, Curso de Formação e Especialização, P.E.R.H., (DAEE/EPUSP/FCTH), 1992.
- DORNIGIAN A.S.; CRAWFORD N. H.. *Modeling non-point pollution from the land surface*. USEPA (Report EPA-600/3-76-083). Office of Research and Development. Environmental Research Laboratory, Athens, Georgia, Julho, 1976.
- ELLIS, J.B.. Pollutional aspects of urban runoff. In: *Urban Runoff Pollution*, Torno, H.C. et al., eds.. NATO ASI series vol. 10, Springer-Verlag, Berlin, pp. 1-38, 1986.
- ENGELUND, F. e HANSEN, E.. *A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams*, Teknisk Forlag, Denmark, 1967.
- FERRARA, R.A.. Toxic pollutants: impact and fate in receiving waters. In: *Urban Runoff Pollution*, Torno, H.C. et al., eds.. NATO ASI series vol.10, Springer-Verlag, Berlin, pp. 423-462, 1986.
- GRAF, W.H.. *Hydraulics of Sediment Transport*, Editora McGraw-Hill, EUA, 1971.
- GARDE, R.J. e RANGA RAJU, K.G.. *Mechanics of Sediment Transportation and Alluvial Stream Problems*. Reprinted, Wiley e Astern Ltd., N. Delhi, 1987.
- HEANEY., N.S.J.. *Stormwater Management Model: Level I - Comparative evaluation of storage treatment and other management practices*. USEPA (EPA Report 600/2-77-083), Cincinnati, Outubro, 1976.
- HEC. *STORM - Storage, Treatment, Overflow, Runoff Model: generalized computer program 723-S8- L7520*. US Army Corps of Engineers, Davis, 1977.
- HEY, R.D., BATHURST, J.C., THORNE, C.R.. *Gravel Bed Rivers*, John Wiley & Sons, U.K., 1985.
- HUBER, W.C.. Modeling urban runoff quality: state-of-the-art. In: *Urban Runoff Quality - Impact and Quality - Impact and Quality Enhancement Technology*. Urbonas, B., Roesner, L.A., eds.. American Society of Civil Engineers, New York, pp. 34-48, 1986.
- HUBER, W.C.; DICKINSON, R.E.. *Storm Water Management Model- Version 4. User's manual*.

- USEPA (EPA report 600/3-88-001a). Athens, GA, 1988.
- HVITVED-JACOBSEN, T.. Conventional pollutant impacts on receiving waters. In: *Urban Runoff Pollution*, Torno, H.C., Marsalek, J., Desbordes, M., eds.. NATO ASI series vol.10, Springer-Verlag, Berlin, pp. 345-378, 1986.
- JOHANSON, R.C., IMHOFF, J.C.;DAVIS, H.H.. *User's manual for Hydrological Simulation Program Fortran - HSPF*. User's manual for release 8.0. USEPA (EPA Report 600/8-84-066), Athens, GA,1984.
- JONES, J.E.. Urban runoff impacts on receiving waters. In: *Urban Runoff Quality - Impact and Quality Enhancement Technology*. Urbonas, B., Roesner, L.A., eds.. American Society of Civil Engineers, New York, pp. 192-216, 1986.
- LAGER, J.A.. *Urban stormwater management and technology: update and user's guide*. USEPA (EPA Report 600/8-77-014). Office of Research and Development. Washington, D.C., Maio, 1977.
- MAZA ALVARES, J. A.. *Socavacion en Cauces Naturales*, Publicacion 177, Instituto de Ingenieria, UNAM, 1968.
- MAZA ALVARES, J. A. e CRUICKSNHANK,V.C.. *Estabilidad de Cauces Arenosos*, Publicacion 305, Instituto de Ingenieria, UNAM, 1968.
- MAGNI, N., G., & MERO, F.. *Precipitações intensas no Estado de São Paulo: apresentação prática das relações precipitação x duração x tempo de retorno obtidas para 11 cidades*. São Paulo, DAEE, 188 p,1982.
- MANCINI, J.L.; PLUMMER, A.H.. Urban runoff and water quality criteria. In: *Urban Runoff Quality - Impact and Quality Enhancement Technology*. Urbonas, B., Roesner, L.A., eds.. American Society of Civil Engineers, New York, pp. 133-149, 1986.
- MARSALEK, J.. Toxic contaminants in urban runoff: a case study. In: *Urban Runoff Pollution*, Torno, H.C. et al., eds.. NATO ASI series vol. 10, Springer Verlag, Berlin, pp.39-37, 1986.
- MARTINS, R.H.O. et al.. Carga poluidora difusa gerada na Região Metropolitana de São Paulo. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos 9, *Anais*. Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Rio de Janeiro, vol. 2, pp. 27-36, 1991.
- MCELROY, A.D.. *Loading functions for assessment of water pollution from non-point sources*. USEPA (EPA Report 600/2-76-151). Office of Research and Development. Washington, D.C., Maio, 1976.
- MOREIRA-NORDEMANN, L.M. et al.. Análise química preliminar das águas de chuva de Cubatão-Impactos Ambientais. In: Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, 5. *Anais* Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Blumenau, vol.3, pp.339-350, 1983.
- NIX,S.J.. Applying urban runoff models. *Water Enviroment & Technology*, vol.3, nº 6, pp.47-49, Junho, 1991.
- NIX, S.J.. *Urban Stormwater Modelling and Simulation*. Lewis Publisher, Boca Raton, 212 p, 1994.
- NOVOTNY, V.. Urban diffuse pollution: sources and abatement. *Water Environment & Technology*, vol.3 nº 12, pp .60-65, Dezembro, 1991.
- NOVOTNY, V.. Unit pollutant loads: their fit in abatement strategies. *Water Environment & Technology*, vol.4, nº 1, pp. 40-43, Janeiro, 1992.

- NOVOTNY, V.; CHESTERS, G.. *Handbook of Non-point Pollution: Sources and Management*. Van Nostrand-Reinhold, New York, 555 p, 1981.
- OCCIPINTI, A. G. & SANTOS, P.M. dos. *Relação entre precipitações máximas "de um dia" e de "24 horas" na cidade de São Paulo*. São Paulo, In: Simpósio de Redes Hidrológicas, 1º, Belo Horizonte, 1966.
- OCCIPINTI, A. G. & SANTOS, P.M. dos. *Análise das máximas intensidades de chuva na cidade de São Paulo*. São Paulo, Instituto Astronômico e Geofísico, 41 p., 1965.
- OSBORNE, L.L., HERRICKS, E.E.. Habitat and water quality considerations in receiving waters. In: *Design of Urban Runoff Quality Controls*. Roesner, L.A. et al., eds.. American Society of Civil Engineers, New York, pp. 29-47, 1989.
- ROESNER, L.A. et al.. *Storm Water Management Model - Version 4*. User's manual addendum I, EXTRAN. USEPA (EPA Report 600/3-88-001b). Cincinnati, Agosto, 1988.
- SANDERS III, W.M.. Non-point source modeling for section 208 planning. In: Non-point source pollution control seminar. *Best management practices*. USEPA (EPA report 905/9-76-005), Office of the Great Lakes Coordination, Chicago, pp. 231-250, Novembro, 1976.
- SARTOR, J.D.; BOYD, G.B.; AGARDY, F.J.. Water pollution aspects of Street Surface Contaminants. *Journal of the Water Pollution Control Federation*, Washington, vol.46, nº 3, pp. 458-467, Março, 1974.
- SHEN, H.W.. *River Mechanics*, Ed. H.W.Shen, Fort Collins, Colorado, 1971.
- S. I. H.. *Manual de Diseño de Obras Fluviales para la Proteccion contra Inundaciones*, Consultores S.A., México, México, 1981.
- URBAN DRAINAGE and FLOOD CONTROL DISTRICT. *Urban Storm Drainage Criteria Manual*. Vol.3 - Best Mangement Practices. Urban Drainage and Flood Control District, Denver, Colorado, 1992.
- URBONAS, B.; STAHERE, P.. *Stormwater - Best Management Pratices and Detention for Water Quality Drainage and CSO Management*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 449 p., 1993.
- VANONI, V.A.. *Sediment Engineering*, ASCE, New York, 1977.
- WANIELISTA, M. P.; YOUSEF, Y.A.. *Stormwater Management*. New York: John Wiley. 579 p, 1993.
- WILKEN, P. S.. *Determinação de equação de chuvas para a cidade de São Paulo*, baseada em 25 anos de observação calculada com dados fornecidos pelo Instituto Astronômico e Geofísico da Universidade de São Paulo, EPUSP, 97 p., 1971.r
- WILKEN, P., S.. *"Engenharia de drenagem superficial"*, 1978, São Paulo, CETESB., 477 p.



3. FUNDAMENTOS DE QUALIDADE DA ÁGUA

3.1 ASPECTOS QUALITATIVOS DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL EM ÁREAS URBANAS

Há algum tempo associa-se urbanização à poluição dos corpos d'água devido aos esgotos domésticos não tratados e despejos industriais. Mais recentemente, no entanto, percebeu-se que parte dessa poluição gerada em áreas urbanas tem origem no escoamento superficial sobre áreas impermeáveis, áreas em fase de construção, depósitos de lixo ou de resíduos industriais e outros. O escoamento superficial da água nesses locais carrega o material solto ou solúvel que encontra até os corpos d'água levando, portanto, cargas poluidoras bastante significativas. Além disso, a impermeabilização leva ao aumento do número de vezes em que a bacia produz escoamento superficial e ao aumento das velocidades de escoamento, gerando maior capacidade de arraste e, portanto, maiores cargas poluidoras. As redes de drenagem urbana são responsáveis pela veiculação dessas cargas e sabe-se hoje que se constituem em importantes fontes de degradação de rios, lagos e estuários.

A origem da poluição difusa é bastante diversificada e contribui com a abrasão e o desgaste dos pavimentos pelos veículos, lixo acumulado nas ruas e calçadas, resíduos orgânicos de pássaros e animais domésticos, atividades de construção, resíduos de combustível, óleos e graxas deixados por veículos, poluentes do ar etc. Os principais poluentes que são assim carreados são sedimentos, matéria orgânica, bactérias, metais como cobre, zinco, manganês, ferro e chumbo, hidrocarbonetos provenientes do petróleo, tóxicos, como os pesticidas, e os poluentes do ar que se depositam sobre as superfícies. Eventos de precipitação podem elevar as concentrações de metais tóxicos no corpo receptor, até níveis agudos (Ellis, 1986).

Ligações clandestinas de esgotos, efluentes de fossas sépticas, vazamentos de tanques enterrados de combustível, restos de óleo lubrificante, tintas, solventes e outros produtos tóxicos despejados em sarjetas e bueiros também contribuem para o aumento das cargas poluidoras transportadas pelas redes de drenagem 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. Cinco condições caracterizam fontes difusas de poluição (Novotny, 1991):

- O lançamento da carga poluidora é intermitente e está relacionado à precipitação;
- Os poluentes são transportados a partir de extensas áreas;
- As cargas poluidoras não podem ser monitoradas a partir de seu ponto de origem, mesmo porque sua origem exata é impossível de ser identificada;
- O controle da poluição de origem difusa obrigatoriamente deve incluir ações sobre a área geradora da poluição, ao invés de incluir apenas o controle do efluente quando do lançamento;
- É difícil o estabelecimento de padrões de qualidade para o lançamento do efluente, uma vez que a carga poluidora lançada varia com a intensidade e a duração do evento meteorológico, a extensão da área de produção naquele específico evento, e outros fatores que tornam a correlação vazão x carga poluidora praticamente impossível de ser estabelecida.

Talvez a característica mais marcante da poluição de origem difusa seja a grande variabilidade da concentração de poluentes presentes quando do lançamento da drenagem urbana nos corpos d'água. As concentrações variam em ordens de magnitude entre bacias hidrográficas, entre diferentes eventos de precipitação e também ao longo de um mesmo evento. Assim, concentrações médias de poluente têm pouco significado como indicação da magnitude do fenômeno de poluição (USEPA, 1976).

Outro aspecto notório é a dificuldade em se estabelecer diferenças na produção das cargas de poluição entre zonas urbanas residenciais, industriais ou comerciais. Por exemplo, áreas residenciais podem

ter densidades de ocupação muito diversas bem como zonas industriais podem ser formadas por indústrias leves, menos poluidoras, ou mais pesadas, mais poluidoras. Correlações genéricas como essas são difíceis de ser estabelecidas. É de se esperar que zonas residenciais de baixa densidade, com parques e jardins, gerem uma quantidade menor de poluentes do que aquelas mais densamente ocupadas por residências ou mesmo indústrias, mesmo porque nessas áreas a impermeabilização é maior e, conseqüentemente, maiores volumes de escoamento são gerados, com maior arraste de poluentes.

As cargas de origem difusa em áreas urbanas contribuem significativamente para a poluição hídrica. A **Tabela 3.1** apresenta os valores de carga poluente total com sua parcela de contribuição difusa para o Rio Pinheiros, esses dados foram coletados entre 21/08/2009 e 28/12/2009, durante o projeto "Avaliação do sistema Pinheiros-Billings com o protótipo de flotação" (FCTH, 2010).

Tabela 3.1 - Parcela da carga difusa para o Rio Pinheiros

| Poluente | Carga total (ton/dia) | Carga difusa (%) | Outras fontes (%) |
|----------|-----------------------|------------------|-------------------|
| COT | 23 | 37 | 63 |
| DBO | 106 | 36 | 64 |
| DQO | 207 | 39 | 61 |
| Ptotal | 2 | 40 | 60 |
| N-NH3 | 9 | 43 | 57 |
| SST | 177 | 57 | 43 |

Fonte: Adaptado de Morihama et al. (2011)

Conforme indicado na **Tabela 3.1** a carga difusa contribui consideravelmente com a poluição da água no responsável por aproximadamente 40% da carga poluente total afluente no Rio Pinheiros.

A correta avaliação dos problemas causados pelas cargas difusas e a conseqüente escolha das medidas mitigadoras a serem implantadas, são ambas dificultadas pelo possível efeito com outras descargas poluidoras que tendem a mascarar o problema, pela irregularidade e imprevisibilidade do processo, pela variação temporal e espacial dos impactos causados e pela dificuldade da coleta de dados. Além disso, as medidas de controle das cargas difusas devem contemplar toda a bacia produtora e, por serem "distribuídas", têm sua eficiência difícil de ser avaliada. Os melhores resultados são conseguidos quando o gerenciamento e o controle da poluição difusa são incorporados já na implantação de novos loteamentos ou distritos industriais.

3.1.1 Principais Fontes Geradoras da Carga Difusa e Respetivos Poluentes

A identificação das fontes geradoras do material carreado pelo escoamento superficial que constitui a chamada carga difusa é extremamente importante para que se possa avaliar corretamente seu potencial poluidor, os impactos gerados e também quais são as medidas de controle adequadas. As principais fontes geradoras de cargas difusas são: deposição atmosférica, desgaste da pavimentação, veículos, restos de vegetação, lixo e poeira, restos e dejetos de animais, derramamentos, erosão (USEPA, 1977).

3.1.2 Deposição Atmosférica

Poluentes do ar depositam-se sobre telhados, ruas e demais superfícies da área urbana, resultando na chamada “deposição seca”. A chuva “lava” essas superfícies e assim tais poluentes são transportados até os corpos d’água. Os que estão presentes com maior frequência são enxofre, metais, pesticidas, compostos orgânicos, fungos, pólen, solo, nutrientes, asfalto, cinzas e compostos químicos como óxidos, nitritos e nitratos, cloretos, fluoretos e silicatos. (Novotny e Chesters, 1981).

Os poluentes podem ser carregados pelo escoamento superficial após sua deposição seca ou podem ser trazidos pela própria chuva, naquilo que é chamado de deposição úmida. Nesse caso, gases e partículas presentes na atmosfera dissolvem-se ou são arrastados pela água da chuva e trazidos ao solo. A noção de pureza da água da chuva é incorreta e, ao contrário, a chuva é um dos meios mais eficientes de remoção de poluentes atmosféricos, uma vez que apenas partículas com diâmetro superior a 10 μ m sofrem deposição seca.

A indústria e os veículos são as principais fontes de poluição do ar, veículos são responsáveis principalmente por óxidos de nitrogênio, monóxido de carbono e hidrocarbonetos voláteis, e as indústrias por material particulado e óxidos de enxofre.

Talvez o problema mais importante associado à poluição atmosférica no que se refere a cargas difusas seja a chamada chuva ácida, isto é, a diminuição do pH da água da chuva. Em locais com concentrações elevadas de óxidos de enxofre e óxidos de nitrogênio na atmosfera, estes combinam-se com o vapor d’água e formam os ácidos sulfúrico e nítrico, reduzindo o pH a valores inferiores a 5.6, tendo sido registrados valores baixos como 2.7 (Bennett e Linstedt, 1978).

3.1.2.1 Deposição de poluentes nas ruas

O processo de acumulação de poluentes nas ruas se dá a partir do desgaste da pavimentação, resíduos deixados por veículos, restos de vegetação, dejetos de animais, lixo e partículas de solo como areia e argila. Este material acumula-se junto às guias e sarjetas e 80% pode ser encontrado a 15 cm da guia e 95% a 1 m da guia (Novotny e Chesters, 1981).

- **Desgaste do pavimento**

Pedaços de asfalto, partículas de cimento e de qualquer outro material utilizado na pavimentação soltam-se devido ao desgaste e são carregados pela chuva; o material do pavimento asfáltico solta-se mais do que o pavimento de concreto.

Contribuem para um maior desgaste condições meteorológicas como chuva ou gelo, derrame de combustível ou lubrificante e também o estado da pavimentação; ruas em piores condições contribuem com cerca de 2.5 vezes mais material solto do que ruas em melhores condições.

- **Veículos**

Veículos que circulam nas ruas contribuem com derrame de combustível, óleo lubrificante, fluido de freio, líquido refrigerante, partículas que se soltam com o desgaste de pneus, freios, além de ferrugem, partículas de tinta, pedaços que se soltam devido à vibração etc.; embora menos de 5% (em peso) do total de poluentes que se encontram nas ruas tenha diretamente sua origem nos veículos, estes são os mais tóxi-

cos e potencialmente prejudiciais à vida aquática; assim, estão aqui incluídos derivados de petróleo, graxas, parafinas, asbestos e metais pesados.

- Lixo

Genericamente pode-se incluir aqui resíduos sólidos como embalagens, matéria orgânica como cascas de fruta, dejetos de animais, folhas secas, grama cortada, e lixo deixado por descuido na coleta.

A quantidade de lixo deixada nas ruas depende da densidade de ocupação da área, do movimento de pedestres e de veículos, e, principalmente, da educação da população.

Esse tipo de poluição é facilmente visível e acarreta danos pela obstrução de canalizações, gerando cargas significativas de matéria orgânica e bactérias.

3.1.2.2 Tóxicos

Pode-se dividir os tóxicos que mais frequentemente aparecem nas cargas difusas de poluição de origem urbana nos grupos: metais pesados, pesticidas organoclorados, bifenilas policloradas (PCB's) (Marsalek, 1986).

Os metais pesados como cádmio, cobre, cromo, chumbo, mercúrio, níquel, zinco e ainda arsênio, cádmio, cobalto e selênio, são o grupo que aparece com mais frequência. Sua principal fonte são os veículos, conforme dito anteriormente, mas estão também presentes nas tintas, materiais galvanizados, tubulações metálicas.

3.1.2.3 Sedimentos

A urbanização leva a taxas aceleradas de erosão e transporte de sedimentos principalmente nos locais onde se instalam novos empreendimentos, em abertura de novas avenidas, novos loteamentos etc. A erosão depende das características do solo, do clima, da topografia e outros. Maiores taxas de erosão significam maior arraste e, portanto, maior quantidade de sedimentos que chegará aos cursos d'água.

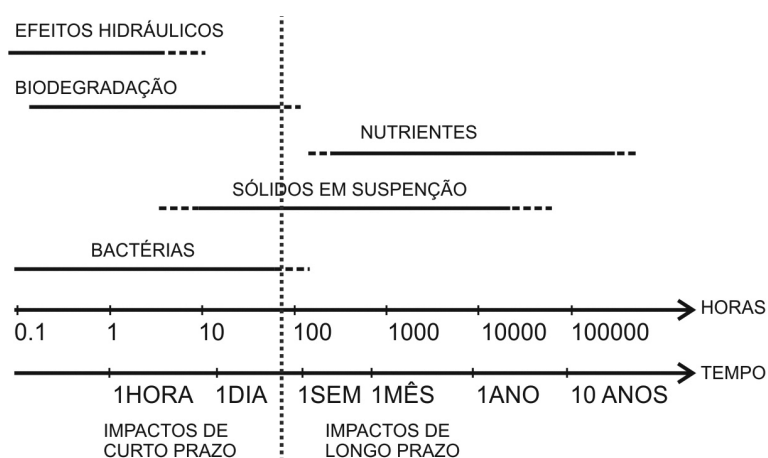
Excesso de sedimentos é talvez a mais visível forma de poluição gerada de forma difusa. Como consequência tem-se o assoreamento, ou alteração das características hidráulicas do corpo d'água, mudanças na fauna e flora aquática e respectivas fontes de alimento, deterioração dos aspectos estéticos do corpo d'água.

O sedimento por si só já se constitui em poluente por afetar a vida aquática aumentando a turbidez e diminuindo a transparência da água. Além disso, os sedimentos, especialmente a fração mais fina, são os transportadores de outros poluentes como metais, amônia, fertilizantes e outros tóxicos como pesticidas e PCB's que são por eles adsorvidos.

3.1.3 Impactos sobre a Qualidade da Água do Corpo Receptor

Efeitos típicos da urbanização incluem a modificação dos canais da macrodrenagem, alteração das margens e da vegetação ribeirinha, aumento nas taxas de erosão com consequente aumento no assoreamento, variação nos hidrogramas, com aumento dos volumes e picos de vazão. O escoamento superficial traz poluentes como matéria orgânica, tóxicos, bactérias e outros. Assim, o lançamento da drenagem

urbana em corpos d'água introduz modificações que produzem impactos negativos diversos, com consequências a curto e a longo prazo sobre o ecossistema aquático. Os vários impactos e respectivos prazos de atuação são mostrados na **Figura 3.1**. Mesmo quando há apenas alterações das condições físicas do canal para adequação da rede de macrodrenagem, já ocorrem sérias alterações da biota devido à mudança dos habitats. Agrava-se esta situação com as alterações da qualidade da água que usualmente o lançamento da drenagem urbana costuma trazer, alterando-se profundamente toda a estrutura do ecossistema aquático (Osborne e Harris, 1989). A visão de que a preservação da várzea natural sem grandes alterações da morfologia dos cursos d'água e da vegetação ribeirinha representa uma forma de controle de inundação e também da qualidade da água por ser mantida a capacidade assimilativa natural do ecossistema. Preservam-se assim o habitat das espécies e, ao mesmo tempo, a capacidade de amortecimento dos picos de cheia.



Fonte: Hvitved-Jacobsen, 1986

Figura 3.1 - Escala de tempo para ocorrência dos problemas causados pelo lançamento da drenagem urbana

É claro que a magnitude do impacto causado pelo lançamento da drenagem urbana depende de fatores como o estado do corpo d'água antes do lançamento, sua capacidade assimilativa, e ainda da quantidade e distribuição das chuvas, uso do solo na bacia, tipo e quantidade de poluente arrastado. Os problemas então gerados podem ser subdivididos em seis grandes categorias:

- Alterações estéticas;
- Depósitos de sedimentos;
- Depleção da concentração de oxigênio dissolvido;
- Contaminação por organismos patogênicos;
- Eutrofização; e
- Danos devido à presença de tóxicos.

3.1.4 Avaliação das Cargas Poluidoras Geradas pelo Escoamento Superficial Urbano

A poluição por cargas difusas é um fenômeno com origem no ciclo hidrológico. Inicia-se com o arraste dos poluentes atmosféricos pela chuva e o escoamento superficial direto será responsável pelo transporte dos poluentes dispostos sobre a superfície da área urbana até o lançamento final no corpo receptor. A poluição por cargas difusas é um fenômeno aleatório como o evento hidrológico responsável pela sua ocorrência.

As concentrações de poluentes no escoamento gerado variam ao longo do evento hidrológico, assim como variam as vazões. É de se esperar que tais valores formem um “polutograma”, com a mesma forma genérica do hidrograma correspondente, conforme mostra a **Figura 3.2**.

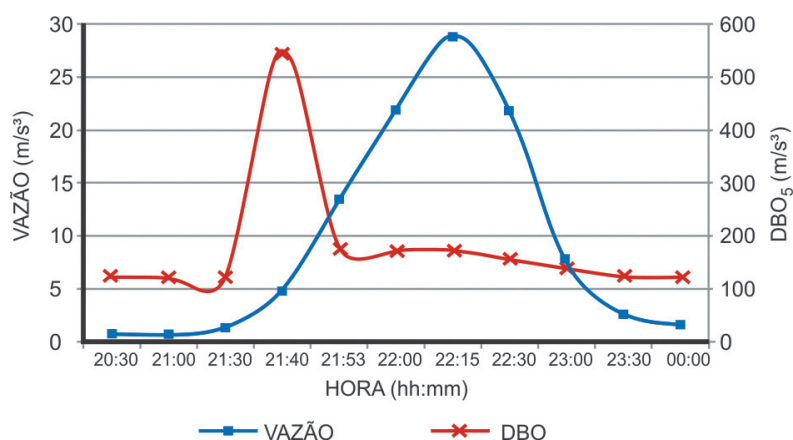


Figura 3.2 - Hidrograma e polutograma típicos Córrego Cabuçu de Baixo, evento do dia 24/11/2002 (Barros M.T.L.,2005)

É difícil calcular ou prever a distribuição temporal das concentrações de poluentes, isto é, o “polutograma”. Na maior parte dos estudos de poluição por cargas difusas, o objetivo principal é a avaliação do impacto do lançamento da drenagem urbana sobre o corpo receptor, medido através das concentrações dos poluentes geralmente ao final do evento de precipitação, uma vez que a resposta do ecossistema ao problema se dá de forma razoavelmente lenta. Isto implica que raramente é necessário conhecer a distribuição temporal das concentrações ao longo do evento de precipitação, bastando ter conhecimento da carga total de poluentes lançada no corpo receptor. No caso de ser necessário prever essa distribuição temporal, há que se fazer estudos detalhados com levantamento extensivo de dados durante períodos chuvosos específicos para a bacia em questão.

3.1.5 Definição de Carga de Lavagem

Um dos fenômenos discutidos quando se trata de prever “polutogramas” é a ocorrência da chamada carga de lavagem (em inglês, “first flush”). A explicação mais comum é a de que se trata da remoção inicial do material acumulado no período entre chuvas, quer sobre o solo, quer no interior das

canalizações, significando que o pico do “polutograma” ocorreria antes do pico das vazões. Contudo, este não é um fenômeno consistente, assim sendo, uma série de trabalhos sobre a natureza e existência dessa carga foi realizada, buscando identificar a variabilidade dos fatores que influenciam a ocorrência do fenômeno (Gupta & Saul (1996), Deletic (1998), Lee *et al.* (2002), Brites (2005), Yazaki *et al.* (2007), Morihama *et al.* (2011)).

A ocorrência ou não da carga de lavagem pode estar relacionada com as perdas iniciais no escoamento superficial. Dependendo da rugosidade e do estado de conservação do pavimento, as perdas iniciais são maiores e possibilitam a retenção de uma parte dos poluentes com a parcela de água assim acumulada. Dependendo também do volume total escoado e da altura da lâmina formada sobre as superfícies urbanas, essa perda será mais ou menos representativa.

É mais frequente observar o fenômeno da carga de lavagem em bacias pequenas do que em bacias maiores. Em grandes bacias, as concentrações de poluentes não decrescem rapidamente à medida que o volume de escoamento aumenta porque áreas distantes podem estar produzindo altos valores de concentração nas suas descargas iniciais que se misturam com os valores já decrescentes dos locais próximos à seção de medição.

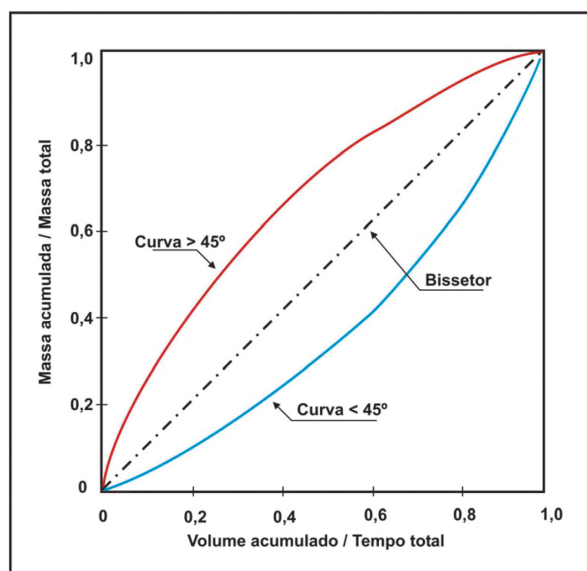
Uma maneira bastante utilizada para a avaliação da ocorrência da carga de lavagem é o emprego de curvas da fração acumulada de massa poluente total versus a fração acumulada do volume escoado total durante o evento.

3.1.5.1 Distribuição massa poluente vs volume escoado

A variabilidade da taxa de massa poluente transportada durante eventos de precipitação na rede de drenagem pode ser descrita por duas curvas: hidrograma $Q(t)$ e polutograma $C(t)$ para cada poluente considerado, em que Q representa a vazão (m^3/s) e C a concentração (mg/L).

Essas curvas, chamadas de curvas $M(V)$, possibilitam uma análise adimensional capaz de confrontar eventos de diferentes características e localização.

Através de análises gráficas das curvas $M(V)$, como mostra a **Figura 3.3**, observa-se a posição destas em relação ao bissetor, indicando a distribuição dos poluentes durante todo o evento. Se a curva apresenta declividade de 45° assume-se que os poluentes são distribuídos uniformemente durante o evento. Quando esta permanecer acima do bissetor, curva $> 45^\circ$, a ocorrência da carga de lavagem fica evidenciada. Reciprocamente, a carga de lavagem não ocorre quando a curva permanecer abaixo do bissetor, curva $< 45^\circ$.



Fonte: Adaptado de Bertrand et al., 1998

Figura 3.3 - Representação das Curvas M(V) em relação ao bissetor

Morihamia et al. (2011) aplicaram este conceito das curvas M(V) para o Rio Pinheiros com os dados obtidos durante os eventos de chuva no projeto “Avaliação do sistema Pinheiros-Billings com o protótipo de flotação” (FCTH, 2010). As **Figura 3.4**, **Figura 3.5**, **Figura 3.6** e **Figura 3.7** exibem as curvas M(V) para as variáveis de qualidade da água Carbono orgânico total (COT), Demanda bioquímica de oxigênio (DBO), Demanda química de oxigênio (DQO) e Sólidos suspensos totais (SST), respectivamente.

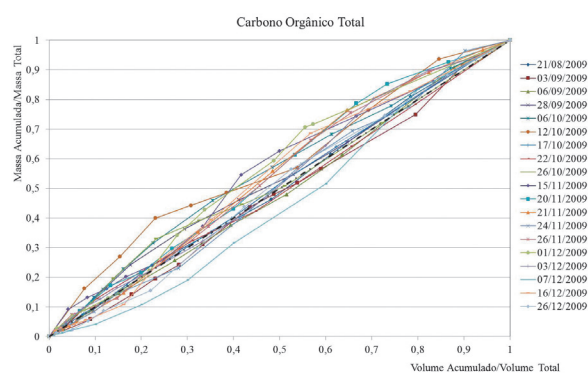


Figura 3.4 - Curvas M(V) para Carbono Orgânico Total

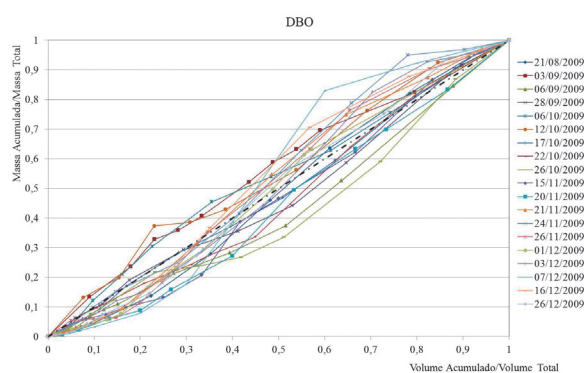


Figura 3.5 - Curvas M(V) para DBO

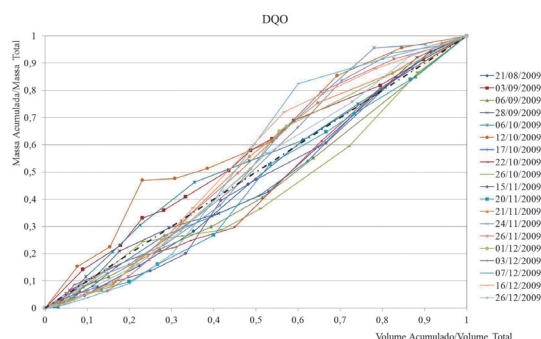


Figura 3.6 - Curvas M(V) para DQO

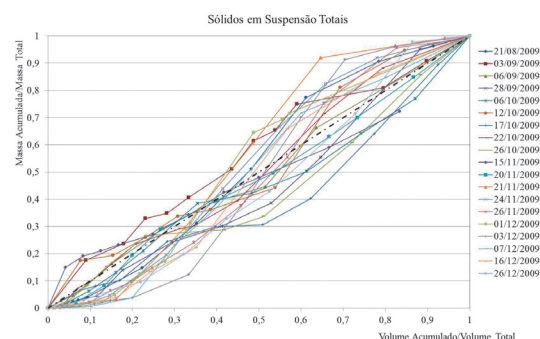


Figura 3.7 - Curvas M(V) para Sólidos em Suspensão Totais

Como observado nas figuras e conforme a metodologia descrita, o fenômeno da carga de lavagem não ocorreu em todos os eventos monitorados para as diferentes variáveis analisadas, o que comprova a variabilidade na ocorrência do fenômeno.

A verificação local da ocorrência ou não da carga de lavagem torna-se importante nos casos em que se pretende reter o escoamento superficial urbano em bacias de retenção para o controle de carga poluidora a ser lançada no corpo receptor.

Novotny (2003) apresentou um dado importante sobre o transporte de carga poluente pelo escoamento superficial, o qual indicou que os primeiros 40% do escoamento superficial urbano pode conter cerca de 60% da carga poluente transportada. No Brasil, Brites & Gastaudini (2006) encontraram valores semelhantes para uma bacia hidrográfica da região de Santa Maria-RS, onde 32% do volume total escoado transportaram 74% da carga total do evento.

Na Europa, o uso de sistemas dotados de extravasores e reservatórios para armazenar a parcela inicial do escoamento superficial é praticamente obrigatório, tendo em vista o controle da carga difusa. A legislação sanitária italiana, por exemplo, proíbe o lançamento direto das águas de primeira chuva nos principais corpos hídricos tendo em vista que, sem a redução das cargas difusas, será impossível atender as metas europeias de recuperação dos ecossistemas hídricos (Yazaki *et al.*, 2007).

A região da Lombardia conta com legislação que estabelece, para o dimensionamento do reservatório de contenção da carga difusa, que os primeiros 5 mm de chuva precipitados nas áreas impermeabilizadas diretamente conectadas à rede de drenagem devem ser conduzidos à estação de tratamento. Isto equivale ao volume de armazenamento de 50 m³/ha de área impermeável (Yazaki *et al.*, 2007). Ainda segundo os autores, o Plano de Ressaneamento prevê, genericamente, a adoção de reservatórios de controle da carga transportada pela parcela inicial do escoamento superficial. Estes reservatórios têm capacidade de 25, 50 e 100 m³/ha, variando em função da natureza e da qualidade do corpo receptor e do tipo de sistema coletor, unitário ou exclusivamente pluvial.

Yazaki *et al.* (2007) analisaram a redução da carga poluidora do Rio Cabuçu-SP através da remoção da carga dos primeiros 5 mm de chuva precipitada. Os autores encontraram que o volume total de reservação necessário é de 33.375 m³, considerado o estipulado pela legislação italiana e a área urbanizada da bacia 6,75 km² (50 m³/ha x 675 ha). Ainda foi apresentado que para uma profundidade média de 4 m, o conjunto de reservatórios ocuparia uma área total de 8.434 m², que corresponde a 0,06% da área da bacia.

Estudos apresentados por Roesner (1988, apud Novotny, 2003) mostraram que ao capturar o escoamento gerado pelos primeiros 2,5 cm da chuva efetiva estará sendo incluído o volume total escoado

para a maioria dos eventos, pois 94% dos eventos são menores que 2,5 cm, e 2/3 do volume escoado dos eventos maiores que 2,5 cm. Assim sendo, considera-se que 91% dos escoamentos superficiais produzidos na bacia hidrográfica podem ser capturados e tratados.

Considerando uma análise complementar, Vitale & Spray (1974, apud Novotny, 2003) apresentaram que a redução de 85% da carga de BDO pode ser obtida na retenção dos primeiros 0,8 – 2,5 cm do escoamento superficial.

Se não houver dados locais que confirmem a ocorrência da carga de lavagem, é mais seguro admitir-se que tal fenômeno não ocorre e o sistema de detenção terá que ser dimensionado para concentrações aproximadamente constantes ao longo de todo o evento.

3.1.6 Concentração Média do Evento (CME)

Os “polutogramas”, isto é, a variação no tempo da concentração dos diversos poluentes no escoamento superficial, exibem enormes diferenças entre eventos de precipitação e, portanto, o fator Concentração Média no Evento tem sido preferido para indicar a carga poluidora total que será lançada no corpo receptor. A Concentração Média no Evento é dada por:

$$CME = \frac{L}{R} \quad 3.1$$

Onde:

- CME = concentração média no evento de um dado poluente, mg/L;
- L = carga (massa total) do poluente no evento, mg; e
- R = volume total escoado no evento, L.

A carga total do poluente produzida durante um evento pode ser obtida por meio da coleta de diversas amostras ao longo do tempo de duração do escoamento, concomitantemente ao levantamento do hidrograma. Assim:

$$L = \sum_{i=1}^n Q_i C_i \quad 3.2$$

e

$$R = \sum_{i=1}^n Q_i \quad 3.3$$

onde:

- Q_i = ordenadas do hidrograma L/s
- C_i = correspondentes concentrações no “polutograma”, mg/L

O estabelecimento da Concentração Média do Evento como parâmetro indicador do potencial poluidor de cada evento de precipitação traz algumas vantagens como (Novotny, 1992):

- Para um mesmo local, as CME's exibem distribuição log-normal; podem ser associadas probabilidades e frequência de ocorrência;
- É um parâmetro conciso, representando um conjunto de dados muito variável;
- A comparação entre diferentes eventos e diferentes locais é mais fácil de ser feita;

A Tabela 3.2 indica valores característicos da CME para três regiões do Município de São Paulo, sendo esses localizados no Córrego do Bananal, Rio Cabuçu de Baixo e Rio Pinheiros. Os dois primeiros foram monitorados pelo Projeto Plano de Bacia Urbana (Barros, 2005) e o terceiro pelo Projeto Flotação (FCTH, 2010).

Tabela 3.2 - Valores característicos da Concentração Média do Evento

| Poluente | Córrego do Bananal ⁽¹⁾ | | Rio Cabuçu de Baixo ⁽¹⁾ | | Rio Pinheiros ⁽²⁾ | |
|-----------------------|-----------------------------------|---------------|------------------------------------|---------------|------------------------------|---------------|
| | CME média | Desvio Padrão | CME média | Desvio Padrão | CME média | Desvio Padrão |
| DQO | 485,69 | 229,08 | 367,35 | 153,21 | 114,86 | 50,40 |
| DBO | 184,80 | 102,28 | 162,33 | 69,61 | 55,12 | 25,43 |
| Nitrato | 1,23 | 0,11 | 1,30 | 0,17 | 1,39 | 0,27 |
| Nitrogênio Amoniacal | 8,72 | 4,67 | 9,12 | 4,88 | 6,51 | 4,02 |
| Fósforo Total | 7,20 | 3,55 | 3,75 | 1,14 | 0,94 | 0,53 |
| Sólido Suspenso Total | 1906,85 | 1495,88 | 879,74 | 237,14 | 120,26 | 72,88 |

Fonte: ⁽¹⁾ Barros, 2005; ⁽²⁾ FCTH, 2010

A **Tabela 3.2** mostrou a grande variabilidade dos poluentes ao longo dos eventos, ressaltada a partir do desvio padrão, assim como é possível observar as diferenças entre as CMEs calculadas para cada local de amostragem. Esta análise enfatiza a necessidade da coleta local de dados para que seja possível o diagnóstico correto dos problemas de poluição causados por cargas difusas e também para que as decisões sobre medidas de controle tenham suporte em levantamentos e análises coerentes com a realidade local.

3.1.7 Modelos de Simulação do Processo de Poluição por Cargas Difusas em Áreas Urbanas

Estudos de alteração da qualidade da água do corpo receptor devido ao lançamento da drenagem de áreas urbanas incluem os seguintes objetivos (Huber, 1986):

- Caracterização do escoamento superficial urbano;
- Análise do estado atual e comportamento do corpo receptor;
- Dimensionamento e determinação do efeito de medidas de controle da poluição por cargas difusas de origem urbana;
- Análise de frequência das variáveis de qualidade da água para o estudo da variação das cargas e concentrações;
- Fornecer subsídios às análises benefício-custo das alternativas de controle a serem implantadas.

Os dois primeiros objetivos referem-se à caracterização do problema, enquanto que os demais estão relacionados com as soluções dadas. Esta complexidade na análise dos problemas de poluição gerados por cargas difusas, e das respectivas soluções, levou à busca de ferramentas mais potentes e mais completas, chegando-se aos modelos matemáticos de simulação. Um modelo de simulação do escoamento superficial urbano simula a resposta da bacia hidrográfica a um evento de precipitação, representando o movimento da água e os processos de transporte dos poluentes. Além de atenderem ao detalhamento requerido na avaliação de cada caso, modelos permitem repetir as simulações para que se avaliem diversas alternativas para a solução e o gerenciamento do problema. Pode ser analisado o comportamento da bacia hidrográfica sob condições variáveis como alterações no uso do solo, diferentes períodos sem chuva entre eventos de precipitação, eventos chuvosos de diferentes durações e intensidades etc.

Existem diversos modelos de simulação do transporte de poluentes pelo escoamento superficial urbano disponíveis para aplicação, desenvolvidos por universidades, agências de governo ou entidades de pesquisa. A seleção do modelo a ser utilizado em um determinado estudo deve ter por objetivo buscar aquele que mais se adapte aos objetivos do estudo e também às condições locais, principalmente no que se refere à disponibilidade de dados.

Apresenta-se a seguir uma breve descrição de alguns modelos citados. Não se trata de uma lista completa, mas apenas uma indicação de quais são os modelos mais utilizados.

- Storage, Treatment, Overflow, Runoff Model – STORM

Desenvolvido no HEC-Hydrologic Engineering Center do US Army Corps of Engineers, foi originalmente publicado em 1973; tem por objetivo simular o comportamento da bacia para longos períodos, e também o comportamento de estruturas de controle para o volume e para a qualidade.

Avalia seis indicadores da qualidade da água: sólidos em suspensão, sólidos sedimentáveis, demanda bioquímica de oxigênio, nitrogênio total, ortofosfato, coliformes totais; calcula também a quantidade de sólidos transportada por erosão.

Admite que os poluentes acumulam-se sobre a superfície das ruas, caso existam dados de acumulação observados, ou sobre toda a área, em termos médios; a remoção obedece a um processo de primeira ordem, em que a quantidade de poluente carregada está relacionada com a quantidade que permanece sobre as superfícies.

Os volumes de escoamento produzidos e as respectivas cargas poluidoras passam por sistemas de armazenamento/tratamento, mostrando o hidrograma/polutograma produzido em eventos chuvosos.

A simplicidade do processo de cálculo torna viável a simulação para longos períodos de tempo, facilitando a análise do comportamento da bacia face a eventos diversos.

Os cálculos são baseados em dados de chuva horária; são ainda necessários dados sobre estruturas de controle, caracterização geral da bacia, comprimento das ruas, taxas de acumulação de poluentes e frequência de varrição.

Maiores detalhes sobre o modelo podem ser encontrados no manual do usuário do modelo, referência (HEC, 1977).

- USEPA Stormwater Management Model – SWMM

Originalmente desenvolvido pela Metcalf & Eddy Inc., Universidade da Florida e a Water Resources Engineers, encomendado pelo USEPA, e posteriormente aperfeiçoado pela Universidade da Florida, é o mais detalhado e abrangente modelo de simulação para eventos de escoamento superficial em áreas

urbanas, com a propagação do escoamento através de tubulações e estruturas de armazenamento/tratamento, com considerável resolução espacial e temporal; pode ser utilizado também para períodos longos de simulação.

O SWMM simula a geração e o transporte do escoamento superficial e estima a produção de carga poluente associada a esse escoamento. O modelo também simula os efeitos das medidas de controle de carga na qualidade da água.

É um modelo já amplamente testado e que requer uma quantidade de dados de entrada bastante significativa, com descrição detalhada da bacia e estruturas do sistema, caracterização do corpo receptor, dados detalhados de chuvas e hidrogramas combinados com dados observados de qualidade.

Maiores detalhes sobre o modelo podem ser encontrados nas referências (Huber *et al.*, 1988, Roesner *et al.*, 1988 e EPA, 2010).

- Better Assessment Science Integrating Point and Nonpoint Sources – BASINS

O BASINS é um modelo de domínio público, desenvolvido pela Environmental Protection Agency (EPA, 1996 - manual do usuário), o qual simula o processo de transporte de poluentes.

O modelo BASINS é uma ferramenta que possui um sistema integrado de dados espaciais, de qualidade da água, e também de ferramentas de avaliação através de Sistemas de Informações Geográficas (SIG). É um sistema flexível, capaz de realizar análises das mais simples as mais complexas e sofisticadas. Pode ser utilizado para bacias pequenas e também para bacias maiores ou conjunto de bacias.

O Sistema de Informações Geográficas (SIG) proporciona a integração dos dados espaciais da bacia e o modelo de qualidade da água. Essa integração dos dados espaciais com o modelo é feita pelo programa ArcView 3.0 a, desenvolvido pela Environmental System Research Institute (ESRI). Os modelos de simulação estão integrados através de interfaces diretamente ligadas ao ArcView, possibilitando que qualquer modificação realizada no ArcView, automaticamente será alterada nos modelos.

Dentre os modelos de simulação de qualidade da água incorporados no BASINS está o modelo de poluição difusa - NSPM e o pós- processador dos dados de saída que proporciona a avaliação integrada da bacia e do transporte das cargas poluidoras.

O modelo de qualidade da água NSPM (Nonpoint Source Model) é um modelo que analisa as fontes de poluição pontual e difusa de forma integrada. As cargas de poluição são analisadas a partir do escoamento superficial.

O NSPM é um modelo de interface Windows que trabalha com o HSPF versão 11.0. A partir da utilização do NSPM é possível se obter:

- Simulação das condições existentes atuais da bacia e projetar a evolução dos padrões de qualidade da água.
- Simulação de futuros cenários de qualidade da água através das mudanças ocorridas na ocupação da bacia.
- Simulação de várias estratégias para o controle e geração das cargas pontuais e difusas.
- Simulação das ações necessárias para atingir uma meta de padrão de qualidade previamente definida.

A seleção do modelo a ser utilizado deve obedecer aos objetivos a serem alcançados, isto é, deve ser adequado ao nível de detalhamento desejado. Nenhum modelo é perfeito e a escolha do modelo inadequado pode causar mais erros do que não se utilizar modelo algum. Estudos de planejamento necessitam de visão ampla da bacia e uma avaliação de longos períodos. Já projetos de estruturas do sistema de

drenagem precisam de modelos bastante detalhados. Como regra, deve sempre ser selecionado o modelo mais simples que atenda aos objetivos desejados, já que modelos de simulação do escoamento superficial urbano requerem quantidades grandes de dados de entrada.

Os modelos de simulação devem ser calibrados e verificados para que se constate a exatidão e a precisão dos resultados. Isto significa que os parâmetros do modelo devem ser ajustados de modo que os valores calculados pelo modelo reproduzam aqueles observados no protótipo. Os modelos aqui descritos reproduzem com relativa facilidade de calibração os volumes escoados num evento de precipitação. Quanto às cargas de poluentes transportadas, no entanto, o esforço necessário para calibração é muito maior. Isto se verifica porque os modelos são bastante sensíveis com relação à quantidade de poluentes acumulada entre eventos chuvosos e com as quantidades arrastadas pelo escoamento. A adoção de valores sugeridos na literatura precisa ser feita com muita cautela, sendo sempre preferível a utilização de valores levantados localmente. Quantidades grandes de dados de qualidade da água do escoamento superficial, da acumulação de poluentes nas ruas, do estado e comportamento do corpo receptor são necessários para a utilização de modelos mais complexos. Daí a cautela a ser adotada quando da escolha de modelos mais complexos, uma vez que a coleta de dados será responsável por uma boa parte dos custos e do prazo de um estudo que utilize modelagem. Esta discussão está apresentada em detalhe na referência (Nix, 1994).

3.2 CONTROLE DA POLUIÇÃO POR CARGAS DIFUSAS

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. Este tipo de controle é alcançado pela adoção de um conjunto de medidas capazes de reduzir o potencial poluidor das águas de drenagem, chamadas de medidas ótimas para gerenciamento das cargas difusas (do inglês, Best Management Practices, ou BMP).

A maior parte dessas medidas prevê também a redução do volume total escoado, o que já é previsto pelo controle de enchentes. Algumas baseiam-se em práticas como educação da população e cuidados gerais com a limpeza da cidade, enquanto outras se baseiam em estruturas de controle, construídas para esse fim. Usualmente prevê-se a implantação de um conjunto de medidas de controle, para que se ganhe na eficiência e minimizem-se os custos, visto que não há uma medida que por si só resolva todo o problema, conforme mostrado adiante.

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 (Urban Drainage and Flood Control District, 1992), diminuindo a quantidade de poluentes depositados sobre as superfícies urbanas ou diminuindo a probabilidade de poluentes entrarem em contato com o escoamento superficial. São medidas de planejamento urbano, ordenando a ocupação da área, espaços livres etc. Além disso, tais medidas incluem alertas à população sobre a disposição de resíduos tóxicos como restos de tinta, solventes, pesticidas, ou mesmo dejetos de animais. Incluem programas de prevenção e controle de erosão nos locais em construção, varrição de ruas, disposição adequada de lixo e controle de pontos potencialmente poluidores como postos de gasolina. Como se vê, são na maioria medidas que requerem a participação da população e, para isso, é necessário haver programas de esclarecimento e conscientização do público em geral. São também medidas gerais de limpeza das cidades, pois é claro que cidades mais sujas produzem mais cargas poluidoras que cidades limpas.

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, colocação de pavimento poroso,

uso de áreas ou canais cobertos de vegetação para infiltração, obras de retenção de sedimentos nos locais em construção e criação de banhados ou alagadiços.

A escolha das medidas mais apropriadas deve levar em consideração se a área está em processo de urbanização ou se já está urbanizada. No primeiro caso, a possibilidade de implantação de medidas não estruturais como zoneamento urbano é mais fácil, enquanto que em zonas já urbanizadas é praticamente impossível. Algumas medidas estruturais, como a criação de bacias de detenção, são também mais simples de serem adotadas na fase de planejamento pela possibilidade de se deixar espaço livre para tal. Em áreas já urbanizadas, nas quais é complicada a implantação de medidas que requeiram uso de áreas já ocupadas, medidas não estruturais, como as relativas à melhoria dos serviços de limpeza, são fundamentais para a diminuição da carga de poluentes.

A gestão da qualidade da água do escoamento urbano será mais eficiente quanto mais cedo se iniciar a implantação das medidas de controle. Além disso, medidas estruturais e não estruturais são complementares no que se refere ao controle desejado. Devem também ser levadas em conta as características hidrológicas, topográficas e pedológicas da bacia para a escolha das medidas a serem adotadas e, no caso de não haver experiência local, pode sempre ser selecionada uma área piloto para testes de eficiência das ações pretendidas.

3.2.1 Medidas não estruturais

Medidas não estruturais têm por objetivo prevenir ou reduzir a presença de poluentes nas águas de drenagem urbana, isto é:

- melhorar da qualidade do corpo receptor
- ser economicamente eficiente
- ser consistente com os objetivos do controle de qualidade da água do corpo receptor
- ser aplicável à toda área da bacia
- ser aceitável pela população
- ser consistente com as medidas estruturais propostas ou implantadas

A experiência com a aplicação de tais medidas e avaliação da eficiência conseguida na remoção de poluentes é ainda limitada, mesmo no contexto internacional (Urbonas e Stahre, 1993). São poucos os locais que adotaram medidas similares e têm dados coletados em quantidades suficientes. As medidas recomendadas têm como base a suposição que alguma melhoria da qualidade da água do corpo receptor vai ser alcançada. Além disso, qualquer remoção adicional que diminua o custo das medidas estruturais é desejável, principalmente em áreas urbanas já consolidadas.

A seguir estão descritas as medidas não estruturais de controle da poluição por cargas difusas mais utilizadas.

• *Controle do uso do solo urbano:*

Medidas de controle do uso do solo devem incluir a garantia de espaços livres, redução da área impermeável, distribuição coerente das diferentes densidades de ocupação.

• **Regulamentação para áreas em construção:**

A licença para obras de construção civil deve incluir a obrigatoriedade de medidas de controle da produção de sedimentos, diminuindo a erosão no local.

• **Áreas verdes:**

Áreas verdes reduzem vazões e volumes de escoamento superficial, carga de sedimentos e também a carga de alguns poluentes como bactérias, metais e nutrientes que interagem com o sedimento. Deve ser incentivada a manutenção de áreas verdes existentes, a criação de novas áreas e a recuperação de áreas degradadas.

Incluem-se aqui não somente parques e grandes jardins, mas também pequenos jardins em casas ou lotes desocupados, faixas laterais de ruas e estradas, áreas ao redor de estacionamentos e qualquer outra área plantada.

• **Controle de ligações clandestinas:**

Devem ser feitas campanhas para detecção de ligações clandestinas de esgotos na rede de drenagem, de modo a corrigir o problema. É necessário também investigar possíveis despejos de substâncias tóxicas e derivados de petróleo.

• **Varrição de ruas:**

Não há indicação de grandes benefícios advindos da varrição de ruas porque esta atividade coleta apenas o material grosseiro, com pouco efeito sobre sedimentos finos e outros poluentes. A frequência de varrição teria que ser muito alta e o custo desta medida seria muito maior do que o benefício alcançado. É importante que se mantenha a varrição com uma frequência que pode ser relativamente baixa, apenas para recolhimento do material mais grosseiro. A única época do ano quando a varrição pode apresentar um benefício maior é o outono, para coleta das folhas que caem das árvores, naquelas cidades onde isto possa ser um problema.

• **Controle da coleta e disposição final do lixo:**

A adequada coleta e disposição final do lixo produzido nas zonas urbanas é extremamente importante sob o ponto de vista de saúde pública. O mesmo pode se dizer sob o ponto de vista do controle da poluição. As atividades relacionadas à coleta e disposição final do lixo urbano devem ser fiscalizadas para que não haja lixo derrubado nas ruas, pessoas jogando o lixo em locais inadequados devido à ausência da coleta etc. O lixo disposto inadequadamente chega até os corpos d'água, agravando os problemas das enchentes e contribuindo para o aumento da carga poluidora. Além disso, o escoamento superficial sobre áreas que são utilizadas como depósito de lixo a céu aberto, arrasta uma expressiva quantidade de poluentes orgânicos, agravando as condições de qualidade dos corpos receptores.

• **Educação da população:**

A meta a ser alcançada pela educação da população é a de esclarecer a população sobre os problemas relativos às cargas difusas de poluição e conscientizá-la para que auxilie na tarefa de prevenir o uso e/ou a disposição final inadequada de poluentes. É necessário mostrar os problemas causados pelo lixo jogado nas ruas, dejetos de animais, despejos nas sarjetas de produtos tóxicos como restos de tinta, solventes, óleo lubrificante, produtos para manutenção de piscinas, pesticidas e venenos.

A campanha de educação deve ser acompanhada por um programa que mostre qual é a disposição final adequada para produtos tóxicos, e fornecer meios à população para que isso ocorra. Usualmente programas de coleta seletiva de lixo ou separação do lixo podem englobar formas especiais de coleta do material tóxico.

3.2.2 Medidas estruturais

Os principais objetivos a serem alcançados com a implantação de medidas estruturais para controle e redução da poluição por cargas difusas em zonas urbanas são:

- a remoção eficiente dos poluentes presentes no escoamento superficial
- minimizar os impactos do lançamento da drenagem urbana no corpo receptor
- uma relação custo/benefício aceitável
- selecionar alternativas que apresentem necessidades futuras de operação e manutenção viáveis a longo prazo
- sempre que possível associá-las a soluções com usos múltiplos como áreas de recreação, parques e recursos paisagísticos

A seleção das medidas estruturais a serem adotadas deve levar em conta a eficiência na remoção de poluentes. A Tabela 3.3 mostra a eficiência das medidas estruturais aqui consideradas. A combinação com medidas não estruturais pode elevar estes índices de eficiência.

Tabela 3.3 - Eficiência das medidas estruturais

| Alternativa de Controle | Porcentagem de Remoção (%) | | | | |
|---|----------------------------|---------------|------------------|-------|----------|
| | Sólidos em Suspensão | Fósforo Total | Nitrogênio Total | Zinco | Bactéria |
| Minimização da área diretamente conectada | n.d. | n.d. | n.d. | n.d. | n.d. |
| Faixa gramadas | 10-20 | 0-10 | 0-10 | 0-10 | n.d. |
| Valetas gramadas | 20-40 | 0-15 | 0-15 | 0-20 | n.d. |
| Bacias de detenção secas | 50-70 | 10-20 | 10-20 | 30-60 | 50-90 |
| Bacias de detenção alagadas | 60-95 | 0-80 | 0-80 | 0-70 | n.d. |
| Alagadiços | 40 | 9-60 | 0-20 | 60 | n.d. |
| Pavimento poroso | 80-95 | 65 | 80-85 | 99 | n.d. |

Fonte: *Urban Drainage and Flood Control District, 1995*

3.2.2.1 Principais mecanismos de remoção de poluentes

Os principais mecanismos de remoção de poluentes que atuam nas medidas estruturais aqui consideradas são (Urban Drainage Flood and Control District, 1992):

- **Sedimentação:**

Parte do material particulado que se encontra em suspensão na água sedimenta-se facilmente; bacias de retenção que armazenam o escoamento por períodos maiores de tempo, removem quantidades maiores de sedimento e também de poluentes que nele estão adsorvidos.

- **Filtração:**

Podem ser usados, por exemplo, filtros de areia em conjunto com algumas medidas estruturais, e haverá a remoção de partículas que ficam ali retidas.

- **Infiltração:**

A infiltração de parte do escoamento superficial no solo remove parte dos poluentes. O material em suspensão é retido por filtração, enquanto o material dissolvido pode ser adsorvido no solo.

- **Remoção biológica:**

Plantas e micro-organismos usam nutrientes como o fósforo e o nitrogênio, além de alguns metais, para seu crescimento. O ecossistema dos alagadiços, por exemplo, aproveita parte desses nutrientes e metais que estão presentes nas águas de drenagem.

3.2.3 Descrição das Medidas

São descritas a seguir as principais medidas estruturais (Urbonas e Stahre, 1993, Urban Drainage and Flood Control District, 1992):

3.2.3.1 Minimização da área diretamente conectada

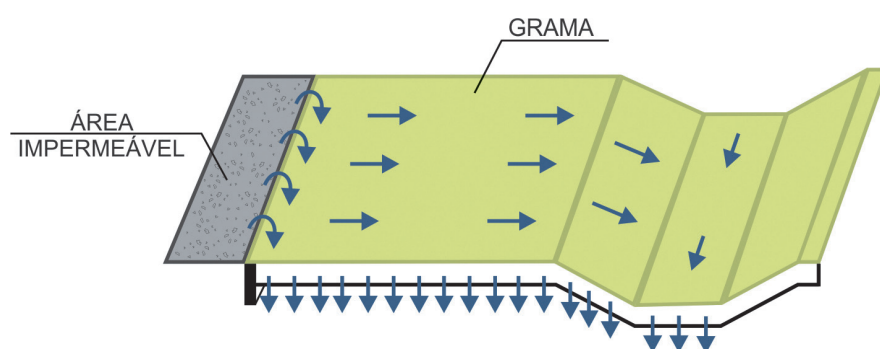
Consiste em dirigir o escoamento gerado em superfícies impermeáveis como telhados, por exemplo, para áreas gramadas e jardins. Uma extensão desse conceito leva o escoamento de áreas como estacionamentos, calçadas e ruas, também para superfícies permeáveis, como valetas revestidas de grama ou faixas cobertas por vegetação.

Esta prática reduz o volume de escoamento superficial e aumenta a oportunidade de infiltração, restando sólidos em suspensão e outros poluentes. Em contrapartida, deve ser levado em consideração os custos de manutenção de áreas plantadas, bem como os cuidados com solapamento de fundações ou áreas sujeitas a cargas.

3.2.3.2 Faixas gramadas ou plantadas

Essas faixas são projetadas para receber o escoamento superficial de áreas impermeáveis e aumentarem a oportunidade de infiltração antes que o escoamento atinja a rede de drenagem (**Figura 3.8**). Removem parte do sedimento e têm apenas um aproveitamento marginal no que se refere aos outros poluentes. Ajudam no aspecto paisagístico do local e podem ser úteis também em regiões ribeirinhas.

A sua utilização depende da topografia local, das condições de infiltração e a remoção de poluentes dependerá do comprimento percorrido pelo escoamento até a rede de drenagem. São próprias para regiões não muito secas, quando seria necessária a irrigação. Necessitam de manutenção, que pode ser feita como a manutenção geral das áreas verdes do local.

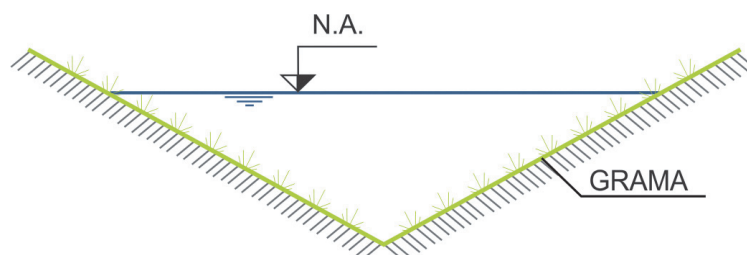


Fonte: *Urban Drainage and Flood Control District*, 1992

Figura 3.8 - Faixas gramadas ou plantadas

3.2.3.3 Valetas gramadas

Valetas gramadas podem ser utilizadas para coletar o escoamento superficial urbano ao longo de ruas e estradas, por exemplo, substituindo as guias e sarjetas (**Figura 3.9**). Podem ser parte do plano de minimizar as áreas diretamente conectadas. São projetadas para permitir o escoamento a baixas velocidades e pequenas lâminas, de forma que diminuam as vazões para lançamento no corpo receptor e aumentem a oportunidade de infiltração. Não são muito eficientes na remoção de poluentes para eventos de chuva mais intensa, mas podem eliminar o escoamento superficial proveniente de chuvas mais fracas. A manutenção dessas valetas é essencial e deve ser feita com frequência, elevando os custos.

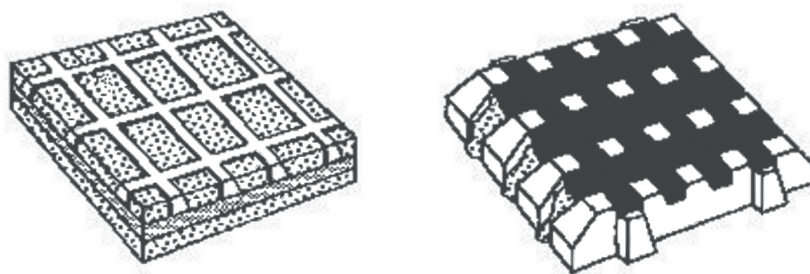


Fonte: *Urban Drainage and Flood Control District*, 1992

Figura 3.9 - Valetas gramadas

3.2.3.4 Pavimento poroso

A substituição da tradicional pavimentação asfáltica ou de concreto por blocos porosos pode ser utilizada em áreas externas de zonas comerciais, edifícios e áreas de estacionamento, é uma forma de diminuir a área diretamente conectada à rede de drenagem (**Figura 3.10**). É um tipo de pavimentação mais caro, pois necessita de um quadriculado de concreto para que se mantenha no lugar, podendo ser utilizado até em ruas de zonas residenciais de baixo tráfego. São blocos de concreto perfurados assentados sobre brita e areia e com os vazios preenchidos com areia ou plantação de grama, esta última tendo a desvantagem da manutenção. Além de permitir a infiltração, retém o material particulado grosso.

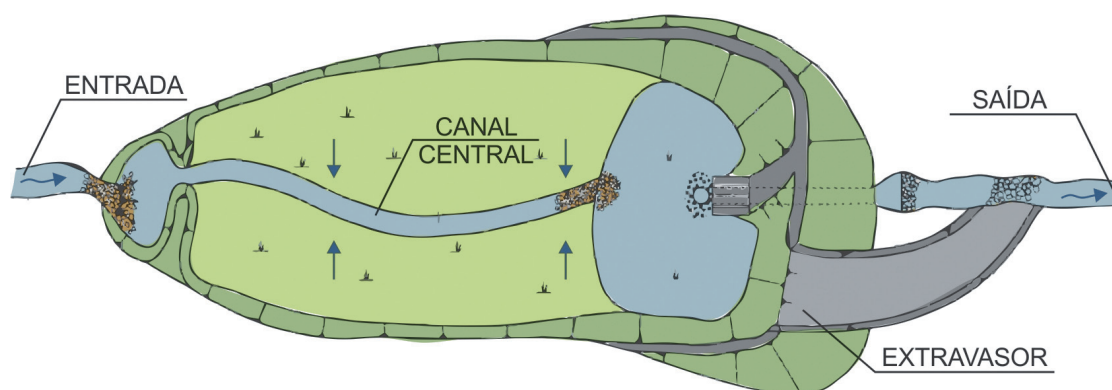


Fonte: *Urban Drainage and Flood Control District, 1992*

Figura 3.10 - Exemplos de blocos de pavimento poroso

3.2.3.5 Bacias de retenção secas

A ideia é que a bacia armazene o escoamento superficial e vá liberando aos poucos, através de pequeno orifício de saída, as vazões para jusante (**Figura 3.11**). Sugere-se um tempo de residência ao redor de 40 horas para que se aumente a eficiência da remoção de poluentes. Normalmente a área requerida para essas bacias é da ordem de 0.5 a 2.0% da área de contribuição (Urban Drainage and Flood Control District, 1992). A eficiência de remoção é boa para sedimentos e metais e razoável para nutrientes. Entre eventos chuvosos, a bacia deve permanecer seca e, portanto, no caso de bacias superficiais, a área ocupada pode ser utilizada para recreação, por exemplo. É essencial que esse tipo de estrutura receba tratamento paisagístico de forma que se integre com a ocupação do local. A manutenção deve manter a área livre, com bom aspecto estético e proteger sua integridade estrutural.

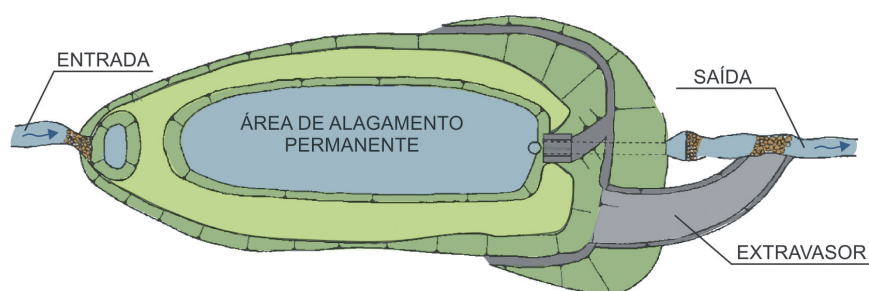


Fonte: *Urban Drainage and Flood Control District, 1992*

Figura 3.11 - Bacias de retenção secas

3.2.3.6 Bacias de retenção alagadas

As bacias de retenção alagadas permanecem com a parte inferior inundada constantemente (**Figura 3.12**). Quando chove, o escoamento superficial é retido no espaço deixado como volume de espera. A vazão que entra se mistura com a água ali armazenada e aos poucos o excesso vai sendo descarregado como nas bacias de retenção secas. Como o sedimento fica depositado na parte inferior da bacia que não é drenada e as taxas de remoção de poluentes nesse tipo de bacia são maiores, o tempo de residência recomendado é de apenas 12 horas. Essas bacias melhoram a qualidade da água do escoamento superficial que é drenado de zonas residenciais, comerciais, áreas de estacionamento e até de algumas áreas industriais. Esse tipo de solução apresenta algumas vantagens como taxas de remoção de poluentes de moderadas a altas devido ao uso dos nutrientes e metais pelo ecossistema aquático permanente existente na lagoa. Como vantagens adicionais tem-se a criação de um hábitat para a vida aquática, de um local de recreação e de um novo recurso paisagístico. É necessário que haja uma pequena vazão de base capaz de sustentar a parte inferior da bacia sempre com água. Caso isso não aconteça, haverá um processo de concentração de sais devido à evaporação e, na ocorrência do evento chuvoso, a qualidade da vazão de saída poderá ser pior do que a vazão de entrada. A lagoa permanente não pode ser muito rasa para que não haja penetração de luz até o fundo e, portanto, não ocorra o crescimento da vegetação aquática enraizada ali. Não pode também ser muito profunda de tal forma que previna que a parte inferior fique sem oxigênio dissolvido, devendo ser rasa o suficiente para que possa ser misturada pelo vento. Uma desvantagem são a possibilidade do aparecimento de mosquitos e a dificuldade de retirada do acúmulo de sedimentos quando isso for necessário.

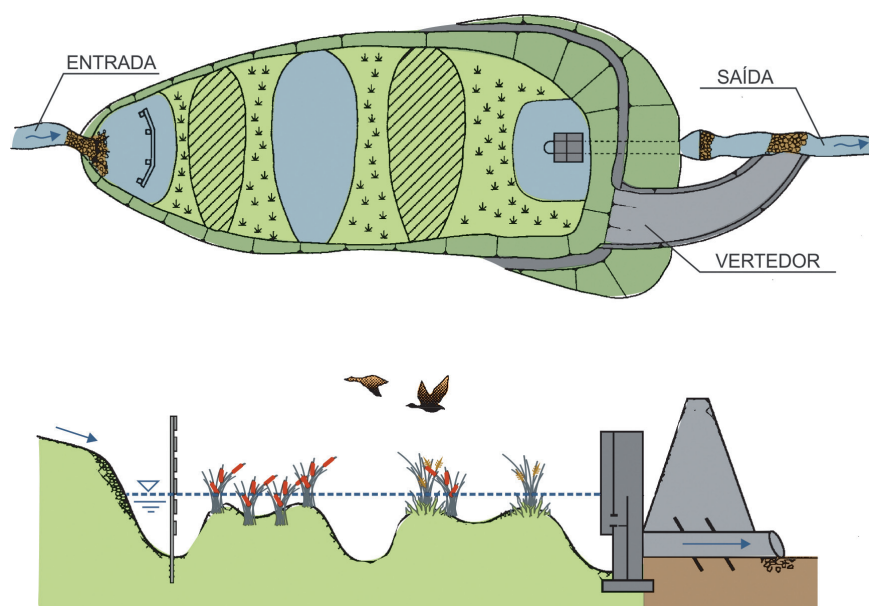


Fonte: Urban Drainage and Flood Control District, 1992

Figura 3.12 - Bacias de retenção alagadas

3.2.3.7 Alagadiços

Pequenos alagadiços podem ser criados como forma de reter sedimentos e poluentes do escoamento superficial (**Figura 3.13**). Assim como as bacias de retenção alagadas, é necessário que haja um pequeno escoamento de base para manter uma lâmina d'água sempre no fundo. São eficientes para remover compostos de fósforo e nitrogênio, alguns metais e compostos orgânicos, e sedimentos. Na área permanentemente alagada crescem vegetais típicos como rabo de gato, por exemplo, e esses locais tornam-se excelentes habitats para aves e outros animais. É necessário dispor-se de área, e o solo deve ser adequado para a formação do alagado. A declividade do terreno deve ser próxima a zero, e o escoamento superficial ao chegar não se infiltra, mas escoam lentamente entre a vegetação e sobre a lâmina d'água existente. É um tratamento efetivo do escoamento superficial, mas requer manutenção uma vez que periodicamente deve haver a retirada de parte da vegetação e dos sedimentos acumulados para manter as zonas de movimento da água. Deve ser mantida uma profundidade média da água ao redor de 15 cm.



Fonte: Urban Drainage and Flood Control District, 1992

Figura 3.13 - Alagadiços

3.2.4 Estratégia de Controle Integrado – Águas pluviais e esgoto doméstico

O sistema de esgotamento que prevalece no Município de São Paulo é do tipo separador, porém observa-se a dificuldade em manter a rede de drenagem sem os lançamentos irregulares de esgoto doméstico, resultando no agravamento da degradação dos córregos do Município.

No intuito de mudar a atual situação de degradação dos corpos hídricos da região foi realizada uma parceria entre o Governo do Estado e a Prefeitura do Município de São Paulo através do Programa Córrego Limpo. O Programa tem como objetivo a despoluição dos córregos do Município de São Paulo e vem sendo desenvolvido através do aprimoramento dos sistemas de esgotamento sanitário do entorno dos corpos hídricos.

Além do objetivo de despoluir e manter os córregos limpos, o Programa foca na conscientização e educação ambiental da população diretamente beneficiada, pois se verificou que este foi um fator fundamental para a consolidação dos resultados até então obtidos.

O Programa Córrego Limpo tem resultado em grandes melhorias da qualidade da água dos córregos contemplados. No entanto, foi apontado pela equipe responsável pelo programa da SABESP que este sucesso depende da participação e envolvimento da comunidade, uma vez que as obras realizadas devem ser mantidas e preservadas.

Com isso, ressalta-se a dificuldade em se manter estes córregos livres de lançamentos clandestinos. Essa situação caracteriza-se por se tratar de uma carga de origem difusa, nesses casos sugere-se a adoção de medidas de controle distintas, as quais complementem as atualmente utilizadas pelo programa.

Este Programa sugere, para os casos em que a melhoria da qualidade nos córregos do programa não for obtida em virtude da poluição difusa, a adoção de sistema que colete e trate o esgoto de tempo seco das galerias de águas pluviais com a primeira parcela do escoamento superficial.

Esse sistema se constitui em uma boa estratégia de controle qualitativo do escoamento superficial, sendo composto de extravasores de cheia e reservatórios de primeira chuva. Os extravasores proporcionam o controle das vazões que serão conduzidas para dentro do sistema de drenagem.

Os reservatórios de primeira chuva são estruturas que possuem a função de reter a primeira parcela do escoamento superficial, a qual se caracteriza por transportar a maior quantidade de poluentes do evento de chuva. Estes reservatórios permitem o envio do volume armazenado para estações de tratamento, reduzindo dessa forma o impacto qualitativo sobre o corpo hídrico receptor.

Os reservatórios de águas pluviais devem acumular temporariamente as águas provenientes do início do escoamento superficial, geralmente associada aos seus milímetros iniciais, com a sua carga de poluentes, assim, para dimensionamento destes deve ser considerada a sucessão de eventos frequentes de natureza média ou pequena.

A reservação pode ter como objetivo duas funções através de um único represamento, o controle quantitativo e o controle qualitativo. O represamento é constituído por dois setores hidráulicamente independentes: o primeiro para as águas de primeira chuva, o qual é de menor dimensão, e o segundo para a regularização de vazões.

Estes sistemas de controle podem ser implantados a sistemas unitários e separadores de esgoto, no entanto, este manual dará ênfase para sistemas separadores, uma vez que visa à sua aplicação no Município de São Paulo.

3.2.4.1 Extravasores de cheia¹

Os chamados extravasores de cheia são equipamentos de repartição hidráulica, os quais são projetados para limitar as vazões que fluem para jusante dentro do sistema de drenagem, despejando em um corpo receptor externo as águas excedentes. Estes equipamentos são ativados apenas quando a vazão supera um limite prefixado e permitem desviar uma parcela dos poluentes que atingiriam o corpo receptor.

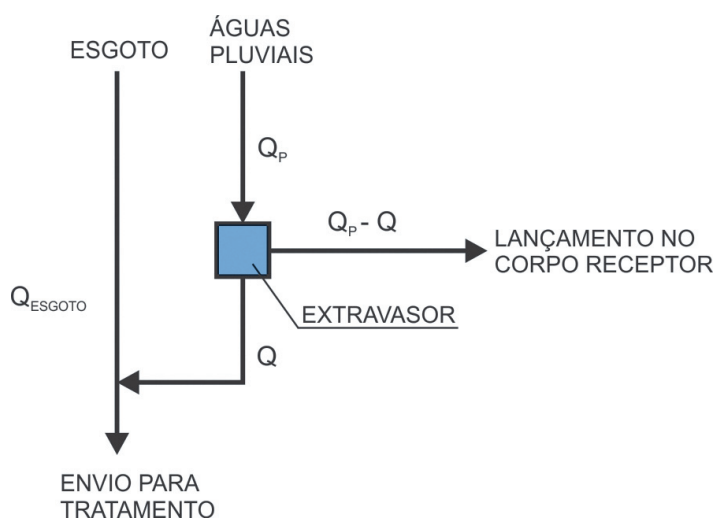
O projeto do extravasor é elaborado em função de uma vazão de iniciativa que chega de montante Q_c (vazão crítica de cheia) e de uma vazão limite Q_{limite} acima da qual começa o despejo no receptor das águas excedentes (vazão de ativação do extravasor). É importante observar que, mesmo que o processo de extravasamento comece quando a vazão supera o valor Q_{limite} , a vazão derivada Q que continua depois do extravasor é geralmente superior ao valor Q_{limite} .

A Q_{limite} é calculada considerando-se a capacidade hidráulica do sistema de drenagem e a capacidade da estação de tratamento, com base em estudos estatísticos e na experiência de técnicos.

Em sistemas separadores, a utilização dos extravasores de cheia tem como objetivo excluir do escoamento a vazão de base, a qual se apresenta poluída em função de poluentes oriundos do lançamento inadequado de esgoto às galerias de águas pluviais, assim como poluentes resultantes da lavagem da superfície da bacia hidrográfica (carga difusa).

A Q_{limite} não pode ser definida como uma vazão de “primeira chuva”, porque ela permanece durante todo o evento de chuva, sendo definida em função da capacidade da estação de tratamento.

Na **Figura 3.14** é mostrado o esquema do sistema separador com um extravasor de cheia, o qual envia para o corpo receptor as vazões que excedem o valor limite admissível na rede de jusante ou na estação de tratamento ($Q_p - Q$).

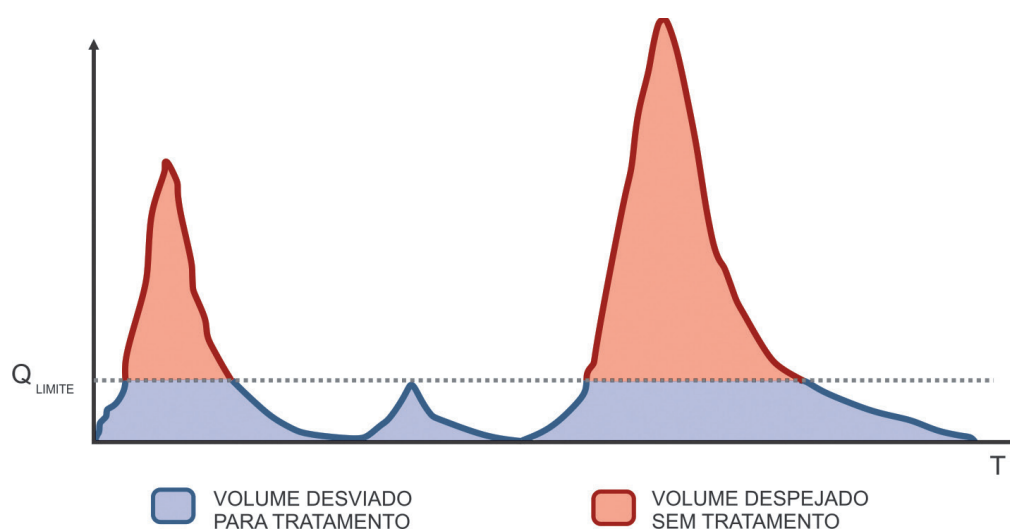


Fonte: Adaptado de Artina (1997)

Figura 3.14 - Funcionamento do extravasor de cheia em sistemas separadores

¹ ARTINA, S. Sistema di Fognatura Manuale di Progettazione. Hoepli and CSDU, Milan, 1997.

Na **Figura 3.15** é possível observar o volume despejado sem tratamento no corpo receptor e o volume desviado para tratamento a partir da utilização de extravasores de cheia. O funcionamento do extravasor considera a capacidade da estação de tratamento, assim, o volume enviado para tratamento é estabelecido através da vazão Q_{limite} . Os volumes acima do limite estabelecido são desviados para lançamento sem tratamento.



Fonte: Adaptado de Artina (1997)

Figura 3.15 - Volumes enviados para tratamento em sistemas separadores

3.2.4.2 Reservatórios de Primeira Chuva²

Os reservatórios de primeira chuva são estruturas que possuem a função de reter a primeira parcela do escoamento superficial, a qual se caracteriza por transportar a maior quantidade de poluentes do evento de chuva. Estes reservatórios permitem o envio do volume armazenado para estações de tratamento, reduzindo dessa forma o impacto qualitativo sobre o corpo hídrico receptor.

Os reservatórios de águas pluviais devem acumular temporariamente as águas provenientes do início do escoamento superficial, geralmente associadas aos seus milímetros iniciais, com a sua carga de poluentes, assim, para dimensionamento destes deve ser considerada a sucessão de eventos frequentes de natureza média ou pequena.

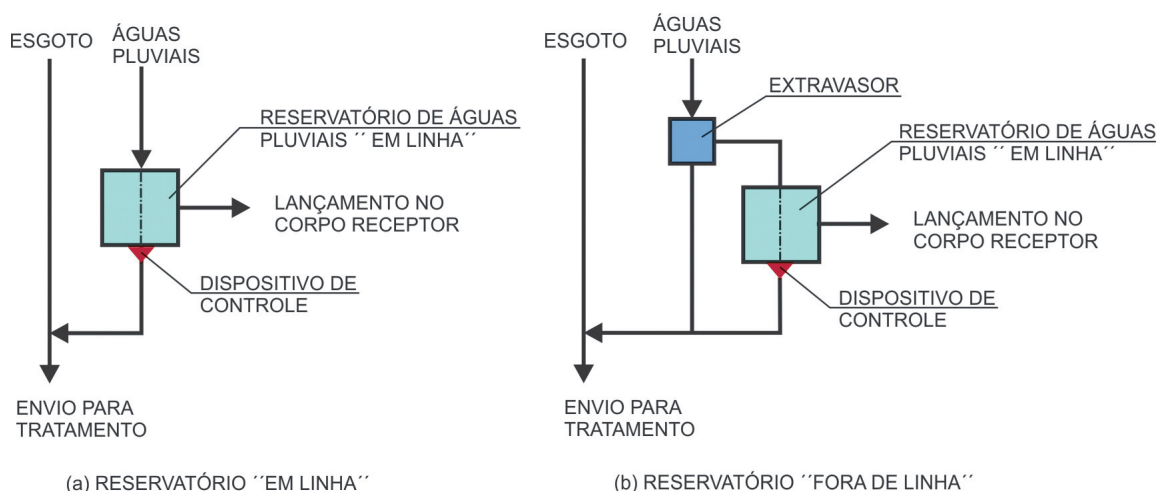
Esse tipo de medida de controle aplica-se tanto para sistemas de esgoto unitários quanto para separadores, nos quais nestes últimos a exigência ambiental pode requerer a retenção das águas de primeira chuva e o seu posterior tratamento. A retenção pode ser em linha ou fora de linha.

Nos reservatórios em linha o represamento é realizado junto à rede pluvial através de um aumento de seção em relação à rede normal. Quando a vazão é reduzida, o escoamento percorre a cunha do fundo e é despejado sem represamento, para casos em que a vazão aumenta, o escoamento se expande e se represa na seção alargada.

² ARTINA, S. Sistema di Fognatua Manuale di Progettazione. Hoepli and CSDU, Milan, 1997.

O represamento fora de linha é realizado separado da rede pluvial através de reservatórios subterrâneos ou ao ar livre. Neste caso, o armazenamento ocorre quando a vazão supera um valor prefixado e é desviada por um extravasor localizado próximo à montante.

Na **Figura 3.16** pode ser observada a disposição dos equipamentos utilizados nos sistemas separadores com reservação das águas de primeira chuva em linha (a) e fora de linha (b).



Fonte: Adaptado de Artina (1997)

Figura 3.16 - Esquemática de reservatórios de águas de primeira chuva (a) em linha e (b) fora de linha para sistemas separadores

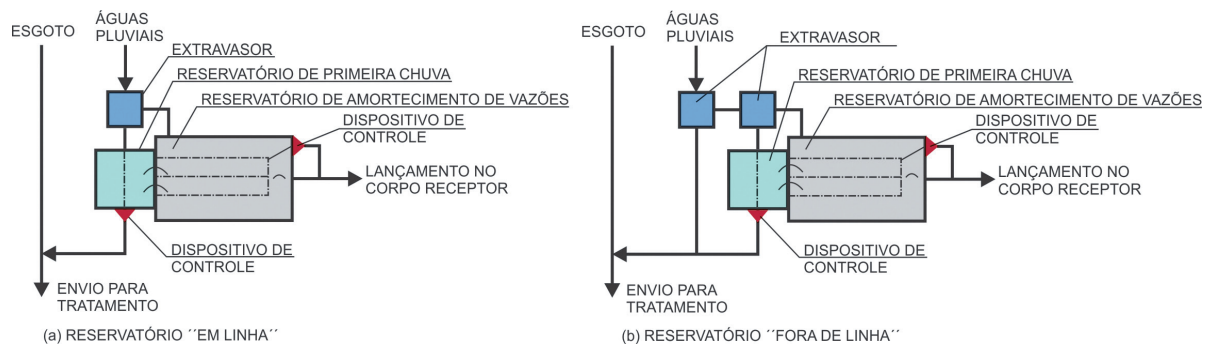
A reservação pode ter como objetivo duas funções através de um único represamento, o controle quantitativo e o controle qualitativo. Estas funções são válidas tanto para sistemas unitários como separadores. O represamento é constituído por dois setores hidráulicamente independentes: o primeiro para as águas de primeira chuva, o qual é de menor dimensão, e o segundo para a regularização de vazões.

A **Figura 3.17** trata de um esquema ilustrativo para sistemas com reservatórios de primeira chuva e de amortecimento de vazões (a) em linha e (b) fora de linha. No sistema com reservatório em linha **Figura 3.17 (a)** ocorre o armazenamento do volume proveniente do escoamento inicial da chuva em seção alargada da rede pluvial. Na sequência, o volume excedente passa a ocupar o reservatório de amortecimento de vazões para posterior lançamento no corpo receptor.

O sistema com reservatório fora de linha **Figura 3.17 (b)** funciona com equipamentos extravasores de cheia, no qual inicialmente é abastecido o reservatório de primeira chuva. Ao ser atingida a capacidade do reservatório de primeira chuva inicia-se o enchimento do reservatório de amortecimento de vazão. Uma vez superada sua capacidade de represamento a vazão excedente será despejada no corpo receptor.

Em ambos os sistemas da **Figura 3.17** o volume armazenado no reservatório de primeira chuva é enviado para uma estação de tratamento.

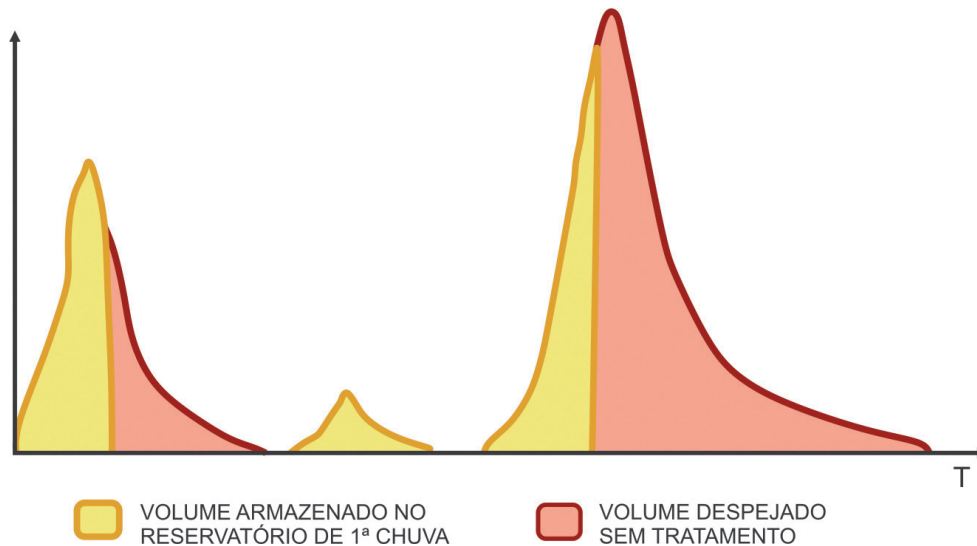
O dispositivo de controle indicado na **Figura 3.17** possibilita o esvaziamento do reservatório cheio de forma que evite a mistura da água represada com a dos próximos eventos de chuva.



Fonte: Adaptado de Artina (1997)

Figura 3.17 - Esquematização dos reservatórios de primeira chuva e de amortecimento de vazões (a) em linha e (b) fora de linha para sistemas separadores

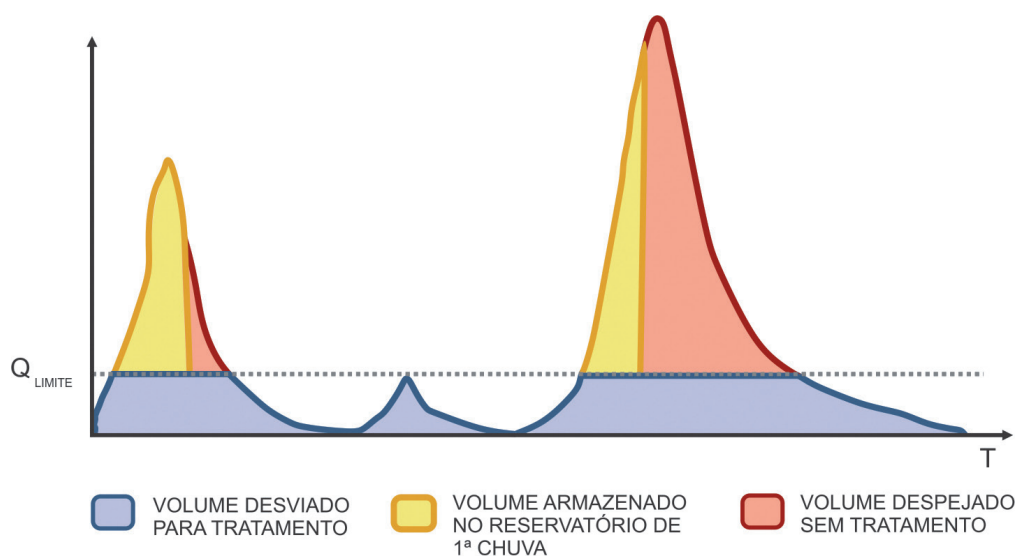
A **Figura 3.18** ilustra o funcionamento dos reservatórios em linha para sistemas separadores, indicando o volume enviado para o reservatório de primeira chuva e o volume que será despejado no corpo receptor sem tratamento, uma vez excedida à capacidade de armazenamento do reservatório.



Fonte: Adaptado de Artina (1997)

Figura 3.18 - Funcionamento de reservatórios em linha para sistemas separadores com extravasores e reservatórios de primeira chuva

A **Figura 3.19** ilustra o comportamento dos volumes para o sistema com extravasores e reservatórios de primeira chuva fora de linha, indicando os volumes enviados para tratamento e despejados sem tratamento. O sistema é dimensionado considerando a vazão Q_{limite} fixada pela capacidade da estação de tratamento. Uma vez superada esta capacidade o volume excedente é enviado para o reservatório de primeira chuva para posterior tratamento. Volumes de escoamento acima dos valores estabelecidos para reservação são enviados para o corpo receptor sem tratamento.



Fonte: Adaptado de Artina (1997)

Figura 3.19 - Funcionamento de reservatórios fora de linha para sistemas separadores com extravasores e reservatórios de primeira chuva

As tecnologias aqui apresentadas são úteis para ser desenvolvidas e implantadas no Município de São Paulo, uma vez que podem ser aplicadas tanto em sistemas unitários quanto separadores, tendo como foco principal a redução da poluição difusa com origem no escoamento superficial.

Ressalta-se que para efetivação dos objetivos propostos por estas medidas de controle da poluição é necessário o desenvolvimento de estudos voltados para a caracterização das águas do escoamento superficial para regiões específicas tendo em vista a adoção de extravasores de cheia, assim como dos reservatórios de primeira chuva, uma vez que se observa na literatura a grande variabilidade das cargas poluentes transportadas pelos sistemas de drenagem.

3.2.5 Dimensionamento Hidrológico das Medidas Estruturais

A seleção das vazões de dimensionamento das estruturas de controle para redução dos problemas de poluição obedece a conceitos diferentes daqueles utilizados com fins de contenção de enchentes. Com o objetivo de reduzir quantidade de água, o dimensionamento baseia-se em eventos raros e que geram grandes volumes de escoamento. Para melhorar a qualidade da água, é necessário controlar pequenos e frequentes eventos, que correspondem à maioria dos episódios chuvosos, lançando com frequência cargas poluidoras nos corpos receptores. Um evento raro e de grande intensidade, com período de retorno igual a 50 anos, por exemplo, causa danos tão significativos aos habitats naturais pelos grandes volumes de escoamento, que os possíveis danos vindos das cargas difusas são insignificantes.

A **Tabela 3.4** apresenta alguns valores publicados em função da carga poluente transportada no início do escoamento superficial. Novotny (2003) e Brites & Gastaudini (2006) analisaram a parcela inicial do escoamento que transporta a maior parcela de massa poluente, com base nesse estudo os autores indicaram que se a parcela indicada na Tabela do volume escoado for captado e tratado a parcela de massa poluente correspondente não atingirá o corpo receptor. Vitale & Spray (1974) indicou que os primeiros

0,8 – 2,5 cm do escoamento superficial transportam cerca de 85% da carga poluente. Já Roesner (1988) e ASCE (1992) mostraram que se forem captados e tratados os volumes indicados na Tabela estarão sendo tratados os correspondentes volumes totais produzidos no ano.

Tabela 3.4 - Relações entre volumes escoados e carga poluente transportada

| Autor(es) | Parcela inicial do volume escoado (%) | Parcela de massa poluente transportada (%) | Chuva efetiva (cm) | Escoamentos produzidos ao ano (%) |
|----------------------------|---------------------------------------|--|--------------------|-----------------------------------|
| Novotny (2003) | 40 | 60 | - | - |
| Brites & Gastaudini (2006) | 32 | 74 | - | - |
| Vitale & Spray (1974) | - | 85 | 0,8 – 2,5 | - |
| Roesner (1988) | - | - | 2,5 | 91 |
| ASCE (1992) | - | - | 1,5 | 80 - 90 |

A seleção da vazão de dimensionamento deve, então, levar em conta o regime de precipitação local, as características climáticas e a permeabilidade do solo, por exemplo, dependendo do tipo de medida selecionada.

Para efeito de dimensionamento das medidas de detenção da carga poluente do escoamento superficial, Novotny (2003) apresentou uma regra de cálculo para obtenção do volume a ser reservado, considerando uma chuva efetiva de 2,5 cm, as perdas da área impermeável de 0,15 cm sobre uma área de 1 ha, sendo 50% da área impermeável. Através deste estudo, o autor indicou que o reservatório para controle da carga difusa corresponde a aproximadamente 1% da área total da bacia ou ainda 2,2% da área impermeável conectada. A **Equação 3.4** apresenta o método de obtenção do volume para reservação do escoamento.

$$Vol(m^3) = A_{impermeável}(\%) \cdot (P_{efe} - Perdas)(cm) \cdot (0,01m / cm) \cdot A_{Total}(m^2 / ha) \quad \mathbf{3.4}$$

Onde:

$A_{impermeável}$: corresponde à área impermeável da bacia contribuinte;

P_{efe} : representa a chuva efetiva, responsável pelo escoamento superficial;

$Perdas$: corresponde a parcela do escoamento que fica retido na área impermeável, segundo estudo de Tholin & Keifer (1960, apud Novotny, 2003) o valor para estas áreas é 0,15 cm; e

A_{total} : é a área total da bacia de contribuição.

Para fins de dimensionamento do volume do reservatório para controle da carga difusa foram considerados os seguintes valores de 2,5 e 0,15 cm para P_{efe} e $Perdas$, respectivamente.

Ainda segundo Novotny (2003), aproximadamente, entre 2 e 4% da área impermeável conectada diretamente ao sistema de drenagem deveria ser destinada para a instalação de reservatórios de detenção ou retenção, tendo em vista a gestão da poluição difusa urbana.

3.3 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASCE. 1992. Design and Construction of Urban Stormwater System. Manual of Practice n. 77. American Society of Civil Engineers, New York, 1992.
- BARROS, M.T.L. (Org.) (2005). Plano de Bacia Urbana, Relatório Final. CT-HIDRO, FINEP, CNPq, FUSP, EPUSP, home page: <http://www.phd.poli.usp.br/cabucu/plano/>, São Paulo.
- Bennett, E.R., Linstedt, K.D..1978. Pollutional characteristics of stormwater runoff. Colorado Water Resources Institute Completion Report no. 84. Colorado State University, Fort Collins, Colorado, Setembro de 1978, 204p.
- Brites, A.P.Z. Avaliação da Qualidade da Água e dos Resíduos Sólidos no Sistema de Drenagem Urbana. 177f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Hidráulica e Saneamento – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2005.
- Deletic, A. The First Flush Load of Urban Surface Runoff. Water Research. v. 32, n. 8, p. 2462-2470, 1998.
- Ellis, J.B..1986. Pollutional aspects of urban runoff. In: Urban Runoff Pollution, Torno, H.C., Marsalek, J., Desbordes, M., eds.. NATO ASI series vol.10, Springer-Verlag, Berlin, pp. 1-38.
- FCTH, 2010. Projeto de Avaliação da Qualidade das Águas do sistema Pinheiros-Billings em Função da Operação do Protótipo de Flotação. São Paulo: Relatório Final, 2010.
- Gupta, K., Saul, A.J. Specific Relationships for the First Flush Load in Combined Sewer Flows. Water Research. v. 30, n.5, p. 1244-1252, 1996.
- Heaney, J.P., Nix, S.J..1976. Stormwater Management Model: Level I - Comparative evaluation of storage-treatment and other management practices. USEPA. Report no. EPA-600/2-77-083, Cincinnati, Outubro de 1976.
- HEC - Hydrologic Engineering Center. 1977. STORM - Storage, Treatment, Overflow, Runoff Model: generalized computer program 723-S8-L7520. US Army Corps of Engineers, Davis, Agosto de 1977.
- Huber, W.C..1986. Modeling urban runoff quality: state-of-the-art. In: Urban Runoff Quality - Impact and Quality Enhancement Technology. Urbonas, B., Roesner, L.A., eds.. American Society of Civil Engineers, New York, pp. 34-48.
- Huber, W.C., Dickinson, R.E.. 1988. Storm Water Management Model-Version 4. User's manual. USEPA. Report no. EPA-600/3-88-001a. Athens, GA.
- Hvitved-Jacobsen, T..1986. Conventional pollutant impacts on receiving waters.In: Urban Runoff Pollution, Torno, H.C., Marsalek, J., Desbordes, M., eds..NATO ASI series vol.10, Springer-Verlag, Berlin, pp. 345-378.
- Lee, J. H.; Bang, K. W.; Ketchum, L.H.; Choe, J.S.; Yu, M.J. First Flush Analysis of Urban Storm Runoff. Science of the Total Environment 293, p. 163-175, 2002.
- Marsalek, J..1986. Toxic contaminants in urban runoff: a case study. In: Urban Runoff Pollution, Torno, H.C., Marsalek, J., Desbordes, M., eds..NATO ASI series vol.10, Springer-Verlag, Berlin, pp. 39-57.
- Morihama *et al.* 2011. Integrated solutions for urban runoff pollution control in Brazilian metropolitan regions. In: 12th International Conference on Urban Drainage. Porto Alegre/RS – Brazil, 2011.
- Nix, S.J..1994. Urban Stormwater Modelling and Simulation. Lewis Publisher, Boca Raton, 212 p.

- Novotny, V., Chesters, G..1981. Handbook of Non-point Pollution: Sources and Management. Van Nostrand-Reinhold, New York, 1981, 555 p.
- Novotny, V..1991. Urban diffuse pollution: sources and abatement. Water Environment & Technology, vol.3, no. 12, pp.60-65, Dez. 1991.
- Novotny, V.. 1992. Unit pollutant loads: their fit in abatement strategies. Water Environment & Technology, vol. 4, no. 1, Janeiro de 1992, pp. 40-43.
- Novotny, V. Water Quality: Diffuse Pollution and Watershed Management. J. Wiley & Sons, New York,. NY, 2003.
- Osborne, L.L., Herricks, E.E..1989. Habitat and water quality considerations in receiving waters. In: Design of Urban Runoff Quality Controls. Roesner, L.A., Urbonas, B., Sonnen, M.B., eds.. American Society of Civil Engineers, New York, pp. 29-47.
- Roesner, L.A., Aldrich, J.A., Dickinson, R.E..1988. Storm Water Management Model - Version 4. User's manual addendum I, EXTRAN. USEPA. Report no. EPA-600/3-88-001b. Cincinnati, Agosto de 1988.
- Urban Drainage and Flood Control District. 1992. Urban Storm Drainage Criteria Manual. Vol. 3 - Best Management Practices. Urban Drainage and Flood Control District, Denver, Colorado, 1992.
- Urbonas, B., Stahre, P..1993. Stormwater - Best Management Practices and Detention for Water Quality Drainage and CSO Management. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 449 p.
- USEPA. 1974. Water quality management planning for urban runoff. Army, G., Pitt, R., Singh, R., Bradford, W.L., La Graff, M..Report no. EPA-440/9-75-004. Office of Planning Standards, Washington, D.C., Dezembro de 1974.
- USEPA. 1976. Loading functions for assessment of water pollution from non-point sources. McElroy, A.D., Chiu, S.Y., Nebgen, J.W., Aleti, A., Bennett, F.W.. Report no. EPA-600/2-76-151. Office of Research and Development. Washington, D.C., Maio de 1976.
- USEPA. 1976. Modeling non-point pollution from the land surface. A.S. Dornigian e N.H. Crawford. Report no. EPA-600/3-76-083. Office of Research and Development. Environmental Research Laboratory, Athens, Georgia, Julho de 1976.
- USEPA. 1977. Urban stormwater management and technology: update and user's guide. J.A. Lager, W.G. Smith, W.G. Lynard, R.M. Finn, E.J. Finnemore. Report no. EPA-600/8-77-014. Office of Research and Development, Cincinnati, Ohio, Setembro de 1977.
- EPA. 2012. Storm Water Management Model (SWMM). Disponível em: <http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/wq/models/swmm/index.htm>. Acesso em: 10 de junho de 2012.
- Yazaki, L. F. O *et al.* Uso Potencial de Sistemas Mistos de Esgotos e Águas Pluviais para Redução da Poluição Hídrica em Bacias Urbanas. In: XVII SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, São Paulo, Anais/CD-ROOM, São Paulo, 2007.

The background of the page is a light blue map showing a complex network of rivers and streams. A large, irregularly shaped reservoir or lake is visible in the lower-left quadrant. A vertical dark blue bar runs down the left side of the page. The title is positioned in the lower-right area of the map.

4. FUNDAMENTOS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

4.1 EROSÃO URBANA

A drenagem urbana deve ser entendida como parte integrante do planejamento urbano, o que em nosso meio raramente acontece. Como consequência direta dessa não integração são comuns ocorrências de processos erosivos superficiais, por vezes intensos e localizados, devidos principalmente às deficiências de microdrenagem, e por vezes não tão intensos porém difusos, que resultam em grandes montantes de aporte sólido aos corpos d'água receptores, decorrentes da presença de grandes áreas de exposição direta aos agentes de erosão.

Os processos de erosão urbana têm características muito diferentes dos correspondentes às bacias rurais, no que diz respeito às próprias ações físicas bem como às dimensões das áreas envolvidas. Do ponto de vista de instabilização da morfologia de cursos d'água, a erosão rural tem um caráter mais extensivo que as erosões urbanas, no entanto com taxas específicas de contribuição significativamente inferiores.

Um segundo aspecto que deve ser entendido é a grande variabilidade temporal do processo de erosão urbana. Numa primeira fase, nos casos mais comuns em que o processo de ocupação envolve grandes movimentos de terra sem maiores cuidados de proteção, ocorrem processos erosivos intensos com grande aporte sólido aos corpos d'água receptores. Com o decorrer do tempo as vias vão sendo gradualmente pavimentadas e os lotes ocupados de sorte que a intensidade de erosão vai decaindo até o momento em que ocorra a consolidação total da bacia. A partir dessa situação as contribuições mais significativas decorrem de intervenções localizadas na bacia.

É importante também considerar que durante o processo de ocupação urbana ocorrem transformações em toda a rede de drenagem natural. Isso faz com que haja modificações importantes na capacidade de transporte sólido dos cursos d'água que compõem a rede de drenagem, bem como nas condições que regem o equilíbrio morfológico. Do balanço entre essas alterações diretas na rede de drenagem e o suprimento de sedimentos da bacia é possível definir tendências de alterações morfológicas. Para isso é fundamental o conhecimento adequado de todas as variáveis que regem o fenômeno, o que evidentemente não é uma tarefa simples.

Tendo em vista os fatos apresentados, preparou-se neste capítulo uma descrição geral dos principais processos de transformações de bacias urbanas que com outras alterações de natureza hidráulica e hidrológica, afetam o equilíbrio de canalizações de sistemas de drenagem. Serão apresentadas também algumas considerações, que são úteis nos projetos de drenagem urbana.

4.1.1 Definições Gerais

Antes de tratar da questão relativa às ações que desencadeiam alterações morfológicas de canalizações em geral, convém apresentar algumas definições básicas que ajudam a compreender melhor os mecanismos que regem o equilíbrio de canais.

4.1.2 Vazão Líquida Característica

Nos estudos de estabilidade de rios, o ideal é trabalhar-se com séries históricas de vazões. No entanto, é comum nas avaliações mais frequentes trabalhar-se com uma única vazão representativa do hidrograma anual, denominada de **Vazão Modeladora**, que manteria o mesmo padrão geomorfológico do rio caso ocorresse constantemente ao longo do ano.

Não existe um padrão para a descrição da vazão modeladora, porém os critérios mais utilizados para a sua definição são os seguintes:

- Vazão de seção plena.
- Vazão do leito principal do rio. Essa definição somente é válida para rios aluvionares.
- Vazões com período de retorno entre 1,5 e 2 anos. Esse critério é equivalente ao anterior nos rios de planície, porém é mais genérico, podendo ser aplicado nos trechos superiores, onde as declividades são mais acentuadas.
- Vazão dominante.
- Representa o valor de uma vazão fictícia que se ocorresse constantemente ao longo do ano transportaria a mesma quantidade de sedimentos do hidrograma anual. Sua aplicação, no entanto, exige um nível de informações superior às definições anteriores.

4.1.3 Vazão Sólida

Essa é uma grandeza de fundamental importância para os estudos de fluviologia, porém raramente disponível. Quando há algum tipo de informação, de maneira geral esta refere-se ao transporte sólido em suspensão. Em grande parte dos casos essa modalidade é constituída predominantemente por uma parcela denominada de carga de lavagem.

A **carga de lavagem** é definida como a parcela correspondente a frações granulométricas muito finas, comparadas ao material constituinte do leito, proveniente quase que totalmente das contribuições da erosão superficial da bacia. Como a capacidade de transporte sólido para essa fração granulométrica é superior ao suprimento, resultam deposições muito modestas desse material no leito e conseqüentemente sem uma participação ativa nas transformações morfológicas do curso d'água. Para que se entenda melhor essa definição, é interessante recorrer à **Figura 4.1**, que apresenta um confronto entre a capacidade de transporte sólido e o aporte de material proveniente da bacia de contribuição, ambos como função do diâmetro dos sedimentos.

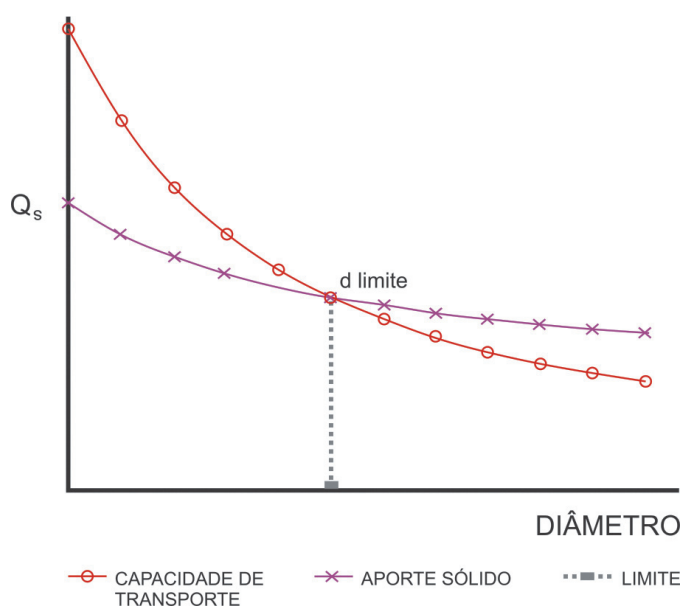


Figura 4.1 - Confronto entre a disponibilidade de sedimentos e a capacidade de transporte sólido

Por este gráfico pode-se ver que existe um valor de diâmetro limite em que a capacidade de transporte sólido se iguala com o aporte de material da bacia, ou seja, uma situação de equilíbrio. Para valores superiores a esse limite o transporte sólido estará condicionado à capacidade de transporte do canal, sendo o excedente depositado no leito. Para valores inferiores ao limite o transporte sólido estará condicionado pelo aporte sólido da bacia, uma vez que a capacidade de transporte do canal é superior a esse valor. Conforme já foi definido anteriormente, a esta última situação denomina-se de transporte da carga de lavagem, a qual não participa das transformações morfológicas fluviais.

Materiais que nos trechos superiores dos rios, onde a capacidade de transporte sólido é maior (as declividades são mais acentuadas e é maior a energia de escoamento), são caracterizados como carga de lavagem, passam a ser considerados como carga de material de leito nos trechos inferiores. Por esta razão a carga de lavagem não pode ser definida pela sua dimensão característica do material transportado.

A parcela da vazão sólida que efetivamente atua nos processos morfológicos é denominada de transporte de material do leito, que pode ocorrer na modalidade de transporte em suspensão ou por arrastamento ou saltação junto ao fundo. Devido à complexidade do fenômeno em si, e conseqüentemente das técnicas de medição e, conforme foi mencionado anteriormente, a exiguidade de postos fluviossedimentométricos, não é raro ter que se fazerem avaliações a partir das equações de transporte sólido disponíveis e mais adequadas aos estudos.

4.1.4 Relação entre a Morfologia e a Granulometria

Há uma forte correlação entre a forma da seção, a declividade do curso d'água e a granulometria. Nos trechos superiores dos rios, onde a declividade é mais acentuada e o material de leito é graúdo, as seções são mais largas e rasas. Nesses trechos, a potência hidráulica do escoamento confere uma capacidade de transporte superior ao suprimento da bacia, havendo uma tendência generalizada à erosão.

No trecho intermediário, encontram-se declividades menores, ocorrendo um maior equilíbrio entre a capacidade de transporte sólido e o suprimento. Esses trechos, em geral, são constituídos predominantemente por areias médias.

No trecho inferior, com a redução maior das declividades volta a haver um desequilíbrio, no qual o suprimento de material sólido supera a capacidade de transporte. Resulta, portanto, uma tendência ao assoreamento. Esse último trecho é constituído, em geral, por materiais finos, na faixa das areias finas a siltes. Nas regiões estuarinas pode ocorrer condições propícias para a floculação e deposição de materiais mais finos, na faixa das argilas.

4.1.5 Canais Estáveis

Do estudo da estabilidade de canais destinados à irrigação surgiu em 1895 a formulação de Kennedy, que seria a precursora do que posteriormente se denominaria de **Teoria do Regime**, iniciando-se assim esta escola de natureza empírica. Depois desta, surgiram muitas outras entre as quais destacam-se as de Lane, Lacey, Inglis, Blench, Simons e Richardson, algumas delas serão discutidas mais adiante.

Essa teoria nasceu da observação de inúmeros canais estáveis de onde se estabeleceram equações para a determinação de parâmetros de dimensionamento. Dentro dessa teoria, define-se como Canal Estável ou em Regime quando este não apresenta variações apreciáveis nos padrões geométricos ou de declividade ao longo dos anos, desde que mantidos os regimes de vazões líquidas e sólidas. A partir dessa conceituação é que surgiram as equações empíricas.

Maza Alvares (1968) estendeu o conceito do Regime como sendo também uma condição de **Equilíbrio Dinâmico**, uma vez que se mesmo mantendo esses padrões constantes ao longo dos anos existem os ajustes naturais decorrentes de variações sazonais dentro do ano hidrológico. Este mesmo autor apresenta o conceito de **Equilíbrio Estático** e de **Equilíbrio Morfológico**. O primeiro trata de situações em que o curso d'água se encontra em terreno muito resistente, não permitindo alterações sensíveis quando submetidos a situações artificiais de alterações significativas de seu regime. O segundo conceito aplica-se a cursos em que apresentam trechos com características bem definidas e identificáveis ao longo de vários anos, sem alterações significativas.

4.1.6 Graus de Liberdade

Um determinado rio tem apenas um grau de liberdade quando suas margens e fundo são formados por material resistente, não possibilitando nenhum processo de erosão. Neste caso, este rio é governado apenas pelas equações de resistência ao escoamento, e que constituem uma parte significativa das canalizações de drenagem, ou mais precisamente a "micromesodrenagem".

No caso das margens serem resistentes à erosão e o fundo ser constituído por sedimentos facilmente transportáveis, como as areias por exemplo, diz-se que o rio neste caso tem dois graus de liberdade. Para situações como essa o escoamento é definido por uma equação de resistência ao fundo móvel e outra de transporte sólido. Podem enquadrar-se neste grupo as canalizações de drenagem de maior dimensão que apresentam fixação de margens, porém sem revestimento do fundo, como é o caso dos rios Tamanduateí, Aricanduva, Cabuçu de Baixo e outros similares.

Finalmente, quando também as margens são constituídas por material facilmente transportável, diz-se que o escoamento possui três graus de liberdade, havendo a necessidade de mais uma equação para a determinação da largura de equilíbrio. Esta equação apresenta um grau de empirismo maior que as anteriores, e são obtidas, de maneira geral a partir de equações da **Teoria do Regime**. Exemplos de canalizações deste grupo seriam os cursos naturais que sofrem intervenções de alteração de traçado, mudança da seção de escoamento e regularização de taludes, sem no entanto contar com qualquer estrutura de contenção ou proteção de margens. As dimensões das canalizações vão desde pequenos córregos a rios de maior porte. Na cidade de São Paulo são exemplos os rios Tietê e Pinheiros, em que se há algum tipo de fixação de margem é apenas em pontos localizados.

4.2 EROSÃO SUPERFICIAL

4.2.1 Formas de Erosão

A erosão do solo pode ser de natureza eólica ou hídrica. A primeira é produzida pela ação aerodinâmica sobre a superfície sólida, que faz com que as partículas sobre a superfície do solo se desprendam e mantenham-se em suspensão pela ação turbulenta do escoamento e transportada até que haja condições de deposição. A segunda forma, de maior interesse para o tema que se está tratando, é de natureza mais complexa, envolvendo diversas fases, que serão explicadas a seguir, de forma resumida.

A primeira fase da erosão superficial corresponde aos impactos das gotas de chuva. Existe nesta fase um primeiro efeito de desagregação das partículas do solo e um segundo de expulsão desse material do local de origem, expondo-o às ações hidrodinâmicas do escoamento superficial.

Quando as precipitações superam a capacidade de infiltração, se inicia o escoamento superficial, que devido predominantemente às forças atrativas do escoamento, produzem uma erosão superficial em camadas delgadas em toda a área. A intensidade deste tipo de erosão não é muito acentuada, porém devido a sua abrangência acaba produzindo contribuições sólidas consideráveis. Esta fase é denominada de **erosão laminar**.

A **erosão em sulco** resulta da concentração do escoamento em caminhos preferenciais. Produz-se, então, um grande aumento dos esforços cortantes sobre o solo e conseqüentemente da capacidade de transporte, resultando no aprofundamento desses sulcos.

Quando a erosão em sulco não é tratada e se desenvolve, pode atingir grandes proporções com a formação de **ravinas**. Se a erosão produzir aprofundamentos a ponto de atingir o nível do lençol freático, podem ocorrer grandes escorregamentos, principalmente se o material do substrato for arenoso, por efeito de erosões tubulares. A esta fase de erosão comumente denomina-se de **voçoroca**.

Ao contrário da erosão laminar, que apresenta baixas taxas de erosão específica, mas tem um caráter mais extensivo, estas últimas formas de erosão (sulcos, ravinas e voçorocas) têm intensidades mais acentuadas mas são localizadas. Em particular, a erosão na fase da voçoroca é a mais agressiva e, de maneira geral, somente se justificam obras para a sua recuperação em áreas urbanas, em virtude dos prejuízos e perigos potenciais que estas podem representar.

De maneira geral as erosões lineares (sulcos, ravinas e voçorocas) em áreas urbanas assumem uma maior relevância e estão estreitamente ligadas a deficiências de microdrenagem, podendo representar uma fonte importante de contribuição sólida. O Município de São Paulo, em particular, não se encontra num meio que apresente propensão à formação de voçorocas, porém é comum observarem-se erosões na forma de ravinas.

4.2.2 Fatores que Afetam a Erosão

A erosão superficial que irá servir de aporte aos cursos d'água é fruto das ações dinâmicas de natureza hídrica ou eólica sobre o solo, das características intrínsecas do solo, da geomorfologia da bacia e sua cobertura. Embora já existam alguns modelos para a determinação da erosão e transporte sólido superficial, são de aplicação extremamente restrita, dada a complexidade do fenômeno e à quantidade de dados de entrada envolvidos e de difícil determinação. Portanto, esse tipo de solução ainda está longe de ter um caráter prático e suficientemente preciso para o enfrentamento do problema. Existem, no entanto, alguns indicadores de natureza empírica que têm se prestado para uma primeira avaliação do potencial de erosão de uma bacia. Dentre estes destaca-se a clássica **Fórmula Universal de Perda de Solo**, de Wischmeyer Smith (1960), desenvolvida para bacias rurais:

$$E = R \times K \times L \times S \times C \times P \quad 4.1$$

onde:

- E* perda de solo média anual por unidade de área;
- R* fator de erosividade para uma precipitação característica da bacia;
- K* fator de erodibilidade do solo;
- L, S* fatores topográficos do terreno, no caso o comprimento de rampa e a declividade longitudinal;
- C, P* fatores relativos ao uso do solo, no caso o tipo de manejo agrícola e a prática conservacionista aplicada.

Este tipo de formulação é bastante didática, pois apresenta de forma explícita os fatores envolvidos na perda de solo. Os dois primeiros fatores, R e K , são devidos à características naturais enquanto os dois últimos, C e P , se devem tão somente à ação antrópica. Os fatores topográficos L e S , apesar de serem também características naturais, podem de alguma forma ser modificados pelo homem.

Sistemas de macrodrenagem urbana podem ter seu equilíbrio morfológico afetado, à medida que valores de perdas de solo estejam fora dos limites normais, quer por erosão da porção urbana da bacia quer por erosão da porção rural da bacia. Exemplo disto se tem, por exemplo, na região oeste do Estado de São Paulo, em que as perdas de solo são responsáveis pelo intenso assoreamento dos rios da região, comprometendo obras como travessias, captações de água e, relativamente ao tema aqui tratado, a capacidade de descarga de sistemas de drenagem.

Avaliações destas perdas envolvem complexos estudos específicos, acompanhados de intensas campanhas de medições. O Instituto Agrônomo de Campinas adota para o Estado de São Paulo valores de perda de solo em torno de 0,4 t/ha.ano para regiões de pasto, e uma variação entre 12 e 25 t/ha.ano para diversos tipos de cultura (Bertoni e Lombardi - 1985). Evidentemente estes valores devem ser tomados apenas como referências, uma vez que inúmeros fatores podem afetar a perda de solo, conforme já foi visto.

Apesar da **Fórmula Universal de Perda de Solo** ter sido desenvolvida para áreas rurais, é interessante verificar que alguns dos fatores desta equação são extremamente afetados nos processos de urbanização. Por exemplo, na implantação de loteamentos, obras públicas ou privadas de grande porte, de maneira geral ocorrem grandes movimentações de terra, em que se altera de forma significativa a topografia local (fatores L e S). Normalmente remove-se a camada superficial deixando expostos substratos que em algumas situações podem apresentar taxas de erodibilidade diferenciadas (fator K). Dependendo da duração para a completa implantação do projeto, com a recomposição da cobertura do solo (edificações, pavimentações e áreas verdes) e implantação da drenagem, é comum que o empreendimento atravesse períodos de chuvas em condições precárias; seria algo equivalente a uma condição desfavorável do fator P . Há inúmeros exemplos de processos inadequados de ocupação urbana, que potencializam os fatores erosivos descritos anteriormente, e que, aliados ao fato de haver uma drenagem inadequada, foram causadores de prejuízos de grande monta.

4.2.3 Taxa de Transferência de Sedimentos

Do material erodido na bacia de contribuição, somente parte atinge a rede de drenagem, ou tem o seu movimento retardado, por barreiras naturais presentes ao longo do percurso ou mesmo pela defasagem de propagação entre as ondas de escoamento líquido e sólido. A relação entre a quantidade que efetivamente atinge a rede de drenagem e a quantidade de material efetivamente erodido, denomina-se de taxa de transferência de sedimentos.

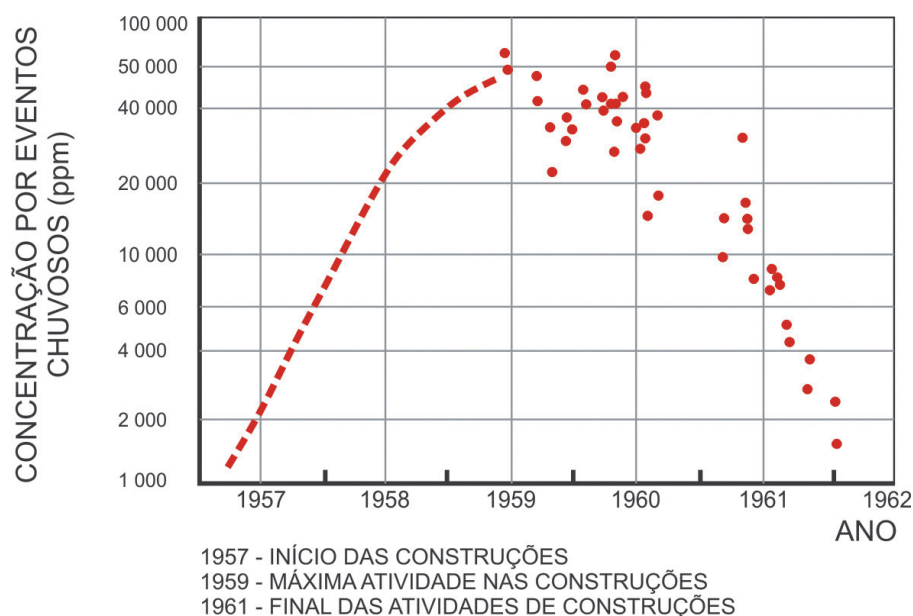
A determinação da taxa de transferência de sedimentos é extremamente rara em nosso meio, pois é muito difícil contar com dados simultâneos, em quantidade e consistentes a respeito da perda de solo na bacia e transporte de sedimentos na correspondente calha de rio.

Estudos realizados em algumas regiões dos Estados Unidos (Vanoni - 1977) indicam que, para bacias rurais com área de drenagem superiores a 15 km², apresenta-se uma variação da taxa de transferência de sedimentos entre 5 % e 20 %. Já áreas menores, da ordem de 1 km², podem apresentar taxas superiores a 50 %, podendo atingir valores próximos a 100 %. Estima-se que em áreas urbanas as taxas de transferência sejam mais elevadas comparativamente às áreas rurais, em função do parcelamento da bacia hidrográfica em sub-bacias de pequenas dimensões, com sistemas de drenagem que tornam mais eficiente o transporte do material proveniente da erosão.

4.2.4 Produção de Sedimentos em Áreas Urbanas

São extremamente exíguos os dados referentes às taxas de produção de sedimentos em áreas urbanas. Este fato se deve não somente à complexidade do fenômeno em si, a exemplo do que ocorre em áreas rurais, mas principalmente à sua grande mutabilidade. Nas regiões mais críticas em termos de produção, o desenvolvimento urbano é muito rápido, com taxas de crescimento superiores às previstas. É comum, também, existirem situações de planejamento urbano precário, ou praticamente inexistente, como agravante do problema. Exemplos de deficiências desse tipo de informação são apontados nos estudos realizados por Dawdy (1967), referente à produção de sedimentos em bacias urbanas. De uma extensa rede sedimentológica operada por organismos governamentais, apenas uns poucos se prestaram aos estudos. Apesar disto, o referido trabalho mostra, a partir de uma análise de dados referentes à pré e pós-urbanização de Northern Virginia, subúrbio de Washington D.C. (E.U.A.), os efeitos da urbanização na produção de sedimentos. Houve uma multiplicação da produção de sedimentos a uma taxa que variou entre 5 e 10 vezes o valor original.

Um outro estudo similar, realizado numa área dos subúrbios de Maryland (E.U.A.), indica o caráter transitório da produção de sedimentos. A taxa máxima de transporte sólido durante os eventos chuvosos mais importantes, na condição mais crítica de urbanização, correspondia a cerca de 50 vezes o transporte sólido para as condições originais da bacia. Este máximo ocorreu por volta do ano de 1959 e a partir dessa época as taxas declinaram até retomar valores próximos aos naturais, por volta de 1962, conforme se observa na **Figura 4.2**. Foi estimada uma taxa de contribuição de sedimentos média durante esse período (da ordem de 3 anos) de cerca de 467 t/ha. Ainda nestes estudos se apresentam confrontações da produção de sedimentos em áreas urbanas e rurais, transcritas na **Tabela 4.1**. Pode-se ver facilmente, a disparidade na produção de sedimentos nas áreas urbanas e rurais. Diferenças como estas também serão apresentadas nos exemplos tratados mais adiante.



Fonte: (Dawdy - 1967)

Figura 4.2 - Variação da produção de sedimentos em decorrência do desenvolvimento urbano

Tabela 4.1 - Confrontação de valores de produção de sedimentos em áreas rurais e urbanas (Dawdy - 1967)

| Rio e localização | Área (milh ²) | Produção (t/milh ² .ano) | Ocupação |
|--------------------------|---------------------------|-------------------------------------|-------------------------|
| Watts Branch, Rock., Md | 3,7 | 516 | rural |
| Seneca Creek, Daw., Md | 101 | 320 | rural |
| Anacostia River, Col, Md | 21,3 | 470 | rural |
| Gunpowder, Towson, Md | 300 | 808 | rural 1914-1943 |
| | 300 | 233 | rural 1943-1961 |
| Gunpowder Falls, H., Md | 80 | 913 | rural 1933-1943 |
| | 80 | 500 | rural 1943-1961 |
| Monocacy River, Fr.,Md | 817 | 327 | rural |
| George Cr., Franklin, Md | 72,4 | 207 | rural, florestada |
| Conococheaque Cr., Md | 494 | 217 | rural |
| Helton Branch, Ky | 0,85 | 15 | florestada |
| Oregon Run, Cock., Md | 0,236 | 72000 | industrial |
| Johns Hopkins Univ, Md | 0,0025 | 140000 | em construção comercial |
| Minebank Run, Tow, Md | 0,031 | 80000 | lot. residencial |
| Kensington, Md | 0,032 | 121000 | lot. residencial |
| L.Barcroft, Fairfax, Va. | 9,5 | 25000 | residencial |
| Greenbelt Res., Md. | 0,83 | 5600 | residencial |
| Anacostia Riv, Hy., Md | 49,4 | 1200 | urbano/desenvolvimento |
| Anacostia Riv, Riv, Md | 72,8 | 1000 | urbano/desenvolvimento |
| Cane Branch, Som, Ky | 0,67 | 1147 | mina superficial |
| Rock Creek, S. D, W.DC | 62,2 | 1600 | urbano/desenvolvimento |
| Little Falls Br ,Bet,Md | 4,1 | 2320 | urbano/desenvolvimento |
| Gwynns Falls, Md | 0,094 | 11300 | residencial |

4.2.5 Erosão Urbana na Região Metropolitana de São Paulo

Se dentro de um panorama internacional as informações sedimentométricas de áreas urbanas são bastante restritas, conforme já foi mencionado, nacionalmente este tipo de informação praticamente inexistente. De maneira geral, as informações disponíveis limitam-se a estudos de uns poucos casos isolados. Apesar disso, apresentam-se a seguir os resultados de estudos realizados no início dos anos 1990 na Região Metropolitana de São Paulo que mostram o panorama da degradação do solo na época e suas principais implicações.

O Rio Tietê é o principal curso d'água que drena a Região Metropolitana de São Paulo (R.M.S.P.). As intervenções nesta bacia principiaram no começo deste século, com a construção de barragens de geração de energia elétrica para a capital e região. Uma das mais importantes ocorreu na década de 1940, com a construção da Usina de Henry Borden, a reforma da barragem de Edgard de Souza, a implantação de estruturas no Rio Pinheiros e sua canalização, apresentadas esquematicamente na **Figura 4.3**. Com estas obras, o Rio Pinheiros passou a ter seu curso revertido, desviando suas águas e de seus contribuintes, incluindo-se nestes o Rio Tietê, em direção aos Reservatórios Billings e Pedras.

Uma das consequências da implantação desse conjunto de obras foi a transformação natural do Rio Pinheiros numa grande bacia de retenção de sedimentos, a partir do que se tornaram inevitáveis os serviços regulares de desassoreamento. O fato de existir geração de energia elétrica em quantidade razoável e

tão próxima trouxe uma segunda consequência, seguramente de maior envergadura, que foi o de ser um dos condicionantes mais importantes para o desenvolvimento acelerado de toda a R.M.S.P.

Desde a década de 1950 esta região vem apresentando altas taxas de crescimento urbano. Esta expansão, por sua vez, vem ocorrendo de forma desordenada, tomando um rumo em direção às áreas das cabeceiras das bacias dos contribuintes, onde as declividades são mais acentuadas e, na grande maioria dos casos, o terreno é bastante frágil. Todos estes fatores juntos são responsáveis pela elevação dos níveis de erosão da bacia, resultando nas elevadas taxas de assoreamento dos leitos dos rios Tietê e Pinheiros.

Os volumes médios anuais de desassoreamento da década de 1970 a 1990 foram estimados em 1.200.000 m³ no Rio Tietê e 2.000.000 m³ no Rio Pinheiros, com um custo anual de remoção e disposição do material de desassoreamento da ordem de algumas dezenas de milhões de dólares.

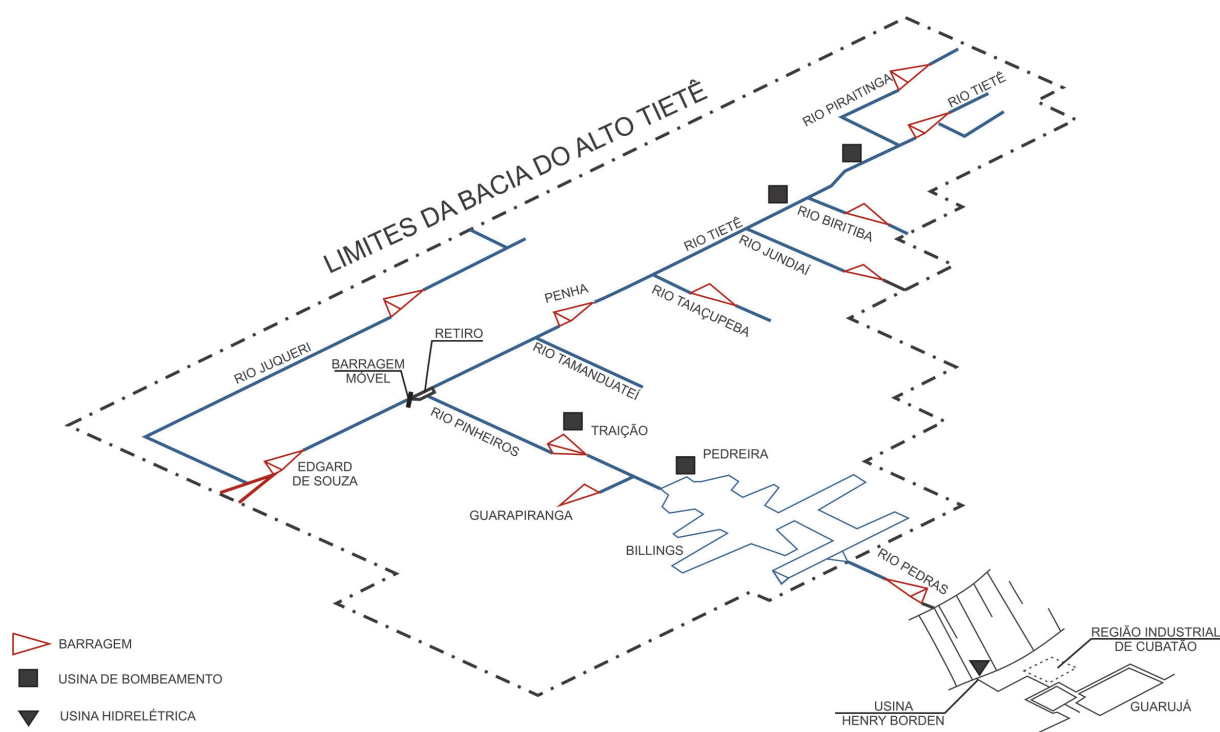


Figura 4.3 - Sistema Alto Tietê

Estudos da dinâmica do transporte sólido na bacia propiciaram um melhor entendimento dos processos envolvidos permitindo elaborar as seguintes conclusões que são resumidas a seguir:

- a parcela de contribuição mais importante provém da região do cinturão de expansão urbana, situada em sua maior parte em terrenos de declividades acentuadas e de grande susceptibilidade à erosão (Nakazawa e Helou - 1993). Estes terrenos são constituídos predominantemente por siltes, sedimentos que naturalmente são transportados em suspensão nos tributários e no Rio Tietê, em forma de carga de lavagem, que se depositam no leito do Rio Pinheiros;
- a taxa de contribuição na bacia da R.M.P.S. é da ordem de 10.000 m³/km²ano, deste total cerca de 17 % é constituída por areia média, e o restante encontra-se na faixa dos siltes (Lloret Ramos, Helou e Brighetti -1993);

- a quase totalidade do aporte sólido ocorre em poucos eventos, fato este comum a rios da dimensão dos tributários. Estudos efetuados em afluentes (Lloret Ramos e Ikeda - 1993), demonstram que aportes superiores à ordem de 80% ocorrem em 4% do tempo. Este dado é importante, pois como nestes eventos mais importantes o Rio Pinheiros está isolado do Rio Tietê, com o fechamento das comportas de retiro, significa que a maior contribuição ao assoreamento do primeiro vem de sua própria bacia;
- os sedimentos na faixa dos siltes, que é a parcela normalmente classificada como carga de lavagem, ou seja, transportada na sua quase totalidade em suspensão nos cursos d'água, é encontrada com larga predominância no leito do Rio Pinheiros, devido às suas características hidrodinâmicas. O Rio Pinheiros tem declividade praticamente nula, e o seu escoamento é determinado pela operação das estações elevatórias;
- os sedimentos que produzem o assoreamento do Rio Tietê, devido à sua maior capacidade de transporte, situam-se na faixa das areias médias, ou seja, da parcela de 17% do total aportado. O restante é transportado para jusante como carga de lavagem.

Do que foi exposto, conclui-se que a forma mais eficaz de minimizar o assoreamento destes dois rios que fazem parte do sistema de macrodrenagem, e cuja manutenção tem papel fundamental no controle de inundações, é o tratamento da bacia urbana. Nakazawa e Helou (1993) fazem algumas recomendações preventivas, como o de adequar as técnicas de urbanização e edificações às características geológico-geotécnicas dos terrenos de assentamento, não somente no que diz respeito à sua concepção, como também aos cuidados na fase de implantação. Aspectos importantes que devem ser observados na fase de implantação dizem respeito a um plano adequado dos movimentos de terra e principalmente à pronta implantação do sistema de microdrenagem e pavimentação das ruas para não dar oportunidade ao início de erosões localizadas de maior intensidade.

Como medidas corretivas, para o caso do Rio Pinheiros, não há outra opção que não a de fazer o tratamento da bacia de contribuição. Os resultados neste caso são relativamente lentos, pois a redução de grande parte das contribuições depende do processo de consolidação da ocupação da bacia.

No que diz respeito ao assoreamento do Rio Tietê, podem-se conseguir resultados importantes com a implantação de caixas de retenção de areia, uma vez que este é o principal material de assoreamento. Desde que essas caixas estejam localizadas mais próximas às cabeceiras, ou seja, dos pontos de erosão, e não recebam uma carga de poluição importante, podem, eventualmente, a partir de um simples tratamento de lavagem, ser utilizadas com fins comerciais, reduzindo os custos operacionais. Este tipo de solução pode ser integrada às obras de amortecimento de picos de enchente, já discutidas no capítulo referente à macrodrenagem.



5. FUNDAMENTOS DE MEDIDAS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL

5.1 MEDIDAS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL

No planejamento dos sistemas públicos de drenagem, os efeitos desse tipo de medida sobre a redução dos picos de vazão e dos volumes de escoamento, geralmente não são considerados. Por serem intervenções que dependem de diversas condicionantes técnicas – como se verá adiante – e também de ações de controle e fiscalização, nem sempre simples de aplicar, é muito difícil prever se, em uma determinada bacia, serão ou não implantadas de acordo com os critérios de dimensionamento adotados. Por isso são consideradas como medidas complementares, importantes para aumentar a segurança do sistema.

Uma galeria dimensionada, por exemplo, para um risco hidrológico de 10 anos de período de retorno, poderá ter sua segurança aumentada para 12 ou 15 anos, caso sejam implantadas medidas de controle do escoamento superficial na bacia drenada por esta galeria. Além de reduzir os riscos de inundação, sem a necessidade de ampliar a capacidade da galeria, podem trazer também outros benefícios ao ambiente urbano como mostrado neste trabalho.

O princípio de funcionamento das medidas de controle do escoamento superficial baseia-se na retenção temporária e na infiltração do excesso de escoamento provocado por ações antrópicas, promovendo a restauração parcial do ciclo hidrológico natural.

Neste manual são apresentadas algumas das medidas de controle do escoamento superficial mais comuns. Outros tipos podem ser encontrados na literatura especializada, cada qual com suas características próprias, mas sempre concebidas a partir desses mesmos princípios.

5.1.1 Papel das Medidas de Controle do Escoamento Superficial

O papel das medidas de controle do escoamento superficial é o de proporcionar soluções para a retenção, infiltração e abatimento do escoamento superficial. Diferentemente da visão dos sistemas tradicionais de drenagem, que é a de acelerar o escoamento e se desfazer rapidamente dos volumes de água, as medidas de controle do escoamento superficial visam a retardar e a reduzir o escoamento com a ajuda dos dispositivos de controle.

Ao planejar a drenagem, é necessário considerar a integração entre os dispositivos tradicionais de drenagem para o controle do escoamento superficial com medidas de controle na fonte e não estruturais. Esse tipo de medidas ainda é utilizado com menor frequência em comparação com as medidas tradicionais, sendo assim, menos conhecidas por projetistas.

As medidas de controle na fonte contêm dispositivos que atuam na redução dos volumes escoados, introduzem alternativas que se integram harmoniosamente com a paisagem e também tratam da poluição difusa, melhorando a qualidade da água que escoam para os canais.

Fundamentalmente, os dispositivos propostos pelas medidas de controle na fonte são classificadas em função de sua atuação, na infiltração e no armazenamento, ou na combinação desses processos.

● Dispositivos de Infiltração

Alguns dos exemplos típicos de dispositivos de infiltração são as valas de infiltração, pavimentos porosos, trincheiras de infiltração e valas gramadas. Estes dispositivos têm a função de destinar a água para a sua absorção pelo solo, o que reduz a quantidade de água no sistema pluvial.

Os dispositivos têm escala adequada para a utilização em lotes, e é aplicado de forma dispersa na bacia.

- Dispositivos de Armazenamento

O objetivo principal do dispositivo de armazenamento é a retenção do escoamento, para posterior liberação do volume. Entre eles estão bacias de detenção, retenção nos lotes e microdrenagem de forma linear.

- Dispositivos Mistos

Os dispositivos mistos influem a infiltração e o armazenamento, podendo em algumas situações ser mais eficientes do que os dispositivos isolados.

Sua utilização é recomendada em regiões com pouca área disponível para obras, permitindo a melhor utilização do espaço e se adequando melhor às características da bacia.

Além destes dispositivos, a relação de ações não estruturais presentes nas medidas de controle na fonte desempenham o papel de regular a utilização do solo e propor normas e critérios técnicos para a construção em áreas sujeitas a inundação.

Tais medidas têm forte ligação com o processo de planejamento, o que acaba reduzindo seus custos e permitindo a expansão urbana de forma que reduza os impactos da urbanização.

As principais ações não estruturais utilizadas pelas medidas de controle na fonte são o zoneamento, a aplicação de critérios construtivos para habitações, imóveis comerciais e industriais e áreas de lazer, assim como a normatização desta estrutura técnica.

5.1.2 Descrição das Medidas de Controle do Escoamento Superficial

Reservatório de Detenção

Os reservatórios de detenção são estruturas de acumulação temporária e/ou de infiltração de águas pluviais, que contribuem para a redução dos impactos da urbanização sobre os processos hidrológicos de bacias urbanas. Estas estruturas apresentam as seguintes funções:

- Amortecimento de cheias;
- Eventual redução de volumes de escoamento superficial (bacias de infiltração);
- Redução da poluição difusa.

O armazenamento se dá em tempo relativamente curto. Em sua operação, os órgãos de descarga de fundo permanecem em operação durante todo o evento. A vantagem de utilização desse dispositivo seco é que pode ser utilizado para outras finalidades como áreas verdes, quadras esportivas e praças públicas.

Outras vantagens associadas a estes dispositivos estão apresentadas a seguir:

- Os reservatórios de detenção podem ter um caráter multifuncional agregando áreas verdes e de lazer e compondo projetos urbanísticos com valorização da presença de água em espaço urbano;
- Os reservatórios de infiltração podem auxiliar na recarga de aquífero e dispensam exutórios e tubulações de descarga a jusante;
- Em pequenos reservatórios construídos nos lotes, os volumes armazenados de água podem ser utilizados para outros fins, como, por exemplo, irrigação de jardins ou limpeza de áreas externas;

- Em áreas pouco urbanizadas, os reservatórios podem servir como reserva ecológica, colaborando com a preservação da fauna e da flora.

Da mesma forma, seguem abaixo alguns inconvenientes e dificuldades associados a estes dispositivos:

- A implantação de reservatórios de retenção unifuncionais (controle de inundações), sem a integração de outros usos potenciais, pode conduzir a vários problemas de funcionamento e operação, na ausência de manutenção planejada e contínua:
 - proliferação de animais vetores de doenças e vegetação;
 - utilização do terreno para o lançamento ilegal de resíduos sólidos.
- Carências de ações de saneamento a montante como a coleta de lixo, interconexão entre as redes pluvial e de esgoto ou a falta de interceptores de esgotos, fazem com que bacias de retenção sejam submetidas a cargas elevadas de poluentes;
- Risco de contaminação de aquíferos no caso de bacias de infiltração.

Podem-se classificar os reservatórios de retenção quanto à sua forma em:

- Reservatório de retenção subterrâneas ou cobertas: empregadas em zonas urbanas densamente ocupadas, onde não existem áreas para implantação de bacia a céu aberto. Estes são reservatórios abaixo do nível do solo para armazenamento temporário da vazão resultante da bacia contribuinte.



Fonte: Acervo Pessoal de Luiz Fernando Orsini de Lima Yazaki

Figura 5.1 - Reservatório subterrâneo (Bivio Vela, Pavia, Itália)

- Reservatório de retenção a céu aberto:
 - Reservatórios com espelho d'água permanente



Fonte: Acervo Pessoal de Nilo de Oliveira Nascimento

Figura 5.2 - Exemplo de reservatórios com espelho d'água permanente combinados com área verde (Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil)

- Reservatórios secos, que armazenam água apenas durante eventos de chuva:
 - com fundo impermeabilizado, quando há risco de contaminação de águas subterrâneas pelas cargas elevadas de poluentes, ou não impermeabilizado. Impermeabilizações em concreto, embora mais caras, podem desempenhar outros tipos de funções, como a implantação de quadras de esportes;
 - reservatórios de infiltração desempenham funções simultâneas de armazenamento temporário e infiltração. Não possuem dispositivos hidráulicos de saída, a não ser pela exigência de um vertedor de emergência, utilizado quando a capacidade da bacia é superada.



Fonte: Acervo Pessoal de Monica Ferreira do Amaral Porto

Figura 5.3 - Exemplo de reservatório sec (Colorado, EUA)

- Reservatórios de zonas úmidas: áreas úmidas construídas semelhantes às várzeas, com pequenas profundidades e áreas extensas, e com desenvolvimento de vegetação típica de zonas úmidas.



Fonte: Acervo Pessoal de Luiz Fernando Orsini de Lima Yazaki

Figura 5.4 - Exemplo de reservatórios de zonas úmidas (Fuzina, Veneza, Itália)



Fonte: Acervo Pessoal de Monica Ferreira do Amaral Porto

Figura 5.5 - Exemplos de reservatório de detenção (Colorado, EUA)

Reservatório de Retenção

Reservatório com lago permanente que mantém a água armazenada por longo período, visando à decantação de partículas sólidas e consequente redução de cargas poluentes. A operação deste dispositivo se dá pela utilização de órgãos de descarga de fundo fechados durante a chuva, decantação, drenagem das águas estocadas para estações de tratamento ou, em função das concentrações de poluentes, para corpos hídricos naturais e remoção dos sedimentos depositados. Esses reservatórios também podem ser dimensionados para manterem uma lâmina permanente de água, possibilitando seu uso integrado, junto a parques, e permitindo a utilização do espaço pela população.



Fonte: Acervo Pessoal de Monica Ferreira do Amaral Porto

Figura 5.6 - Exemplo de reservatório de retenção (Colorado, EUA)

5.1.3 Descrição das Medidas de Controle na Fonte

Abaixo vêm descritas as medidas de controle na fonte mais relevantes, apresentando suas características e funções básicas.

Condutos de Armazenamento

São condutos e reservatórios com medidas maiores que as usuais para armazenar temporariamente o volume escoado e amortecer o escoamento afluente da bacia de contribuição.

Faixas Gramadas

Faixas para promover a infiltração do escoamento superficial, geralmente gramadas ou arborizadas.

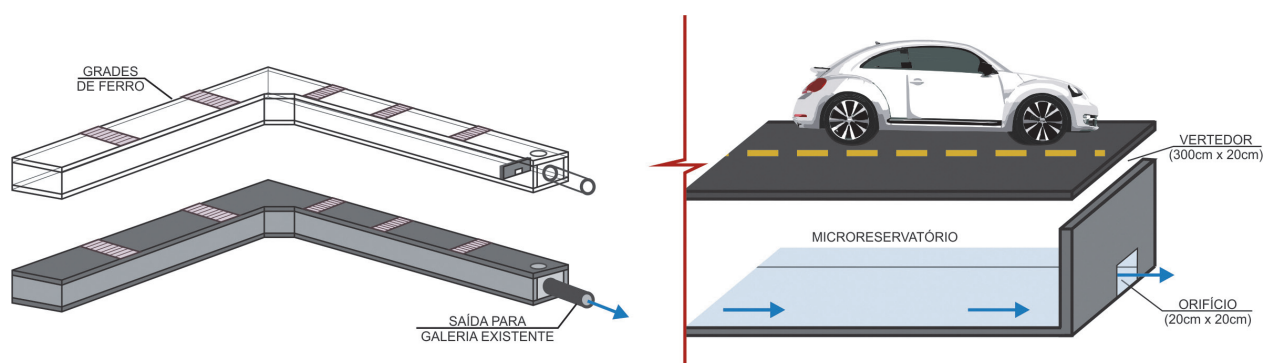


Fonte: Acervo Pessoal de Monica Ferreira do Amaral Porto

Figura 5.7 - Exemplo de faixa gramada (Colorado, EUA)

Microrreservatório

Reservatórios de pequena dimensão vazios ou preenchidos com materiais porosos para o armazenamento temporário e retardo dos picos de vazão em áreas impermeabilizadas.



Fonte: Adaptado de Cabral, J. UFPE, 2007

Figura 5.8 - Microrreservatório

Pavimentos Porosos ou Permeáveis

A adoção de pavimentos permeáveis e porosos contribui para o controle dos deflúvios superficiais no próprio sistema viário. Essas medidas atuam sobre diferentes níveis, como segue:

- Pavimentos dotados de revestimentos superficiais permeáveis, possibilitando a redução da velocidade do escoamento superficial, a retenção temporária de pequenos volumes na própria superfície do pavimento e a infiltração de parte das águas pluviais;
- Pavimentos dotados de estrutura porosa, nos quais é efetuada a detenção temporária das águas pluviais, provocando o amortecimento de vazões e a alteração no desenvolvimento temporal dos hidrogramas;
- Pavimentos dotados de estrutura porosa e de dispositivos de facilitação da infiltração, em que ocorre tanto a detenção temporária das águas pluviais como também a infiltração de parte delas. Obtêm-se assim o amortecimento de vazões, a alteração temporal dos hidrogramas e a redução dos volumes escoados.

O revestimento desses pavimentos pode ser semipermeável, em paralelepípedo, calçamento poliédrico ou blocos de concreto, ou permeável, em asfalto poroso e blocos de concreto vazados.

É importante destacar que a simples adoção de pavimentos permeáveis ou semipermeáveis, por si só, não representa um ganho significativo para os sistemas de drenagem. Uma melhoria significativa no controle do escoamento superficial é obtida com a combinação de pavimentos permeáveis ou semipermeáveis e uma estrutura de pavimento poroso, que permitirá a reserva temporária das águas pluviais com possibilidades de infiltração.

A Fonte: Acervo Pessoal de Afonso Luís Corrêa de Virgiliis

Figura 5.9 apresenta um exemplo de aplicação de pavimentos permeáveis em uma área de estacionamento.

Benefícios observados na utilização dos pavimentos permeáveis:

- No caso de pavimentos permeáveis, há uma melhoria na segurança e conforto pela redução da formação de poças de água e consequente melhoria da aderência;
- No caso de pavimentos porosos de infiltração, observam-se ganhos ambientais, com a possibilidade de recarga de reservas subterrâneas, além da melhoria da qualidade das águas por ação de filtração no corpo do pavimento;
- No caso de pavimentos porosos de infiltração e detenção, destacam-se os ganhos financeiros, associados à redução das dimensões do sistema de drenagem de jusante.

Ressaltam-se, porém, inconvenientes no emprego de pavimentos porosos de infiltração quanto à possível poluição do lençol freático. Esse tipo de pavimento também está sujeito à colmatagem, que é um problema funcional no qual os poros do revestimento podem ser entupidos afetando diretamente suas características e propriedades hidráulicas.



Pavimento asfáltico drenante



Blocos de concreto poroso

Fonte: Acervo Pessoal de Afonso Luís Corrêa de Virgiliis

Figura 5.9 - Pavimentos permeáveis em área de estacionamento (São Paulo, Brasil)



Fonte: Portland's Bureau of Environmental Services

Figura 5.10 - Exemplo de pavimento permeável (Portland, EUA)

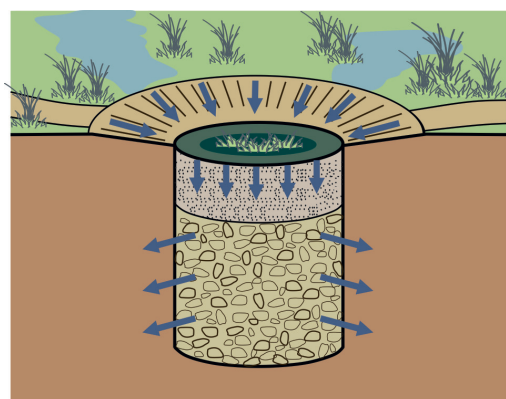
Poço de Infiltração

Os poços de infiltração são dispositivos pontuais com pequena ocupação de área superficial, concebidos para evacuar as águas pluviais diretamente no subsolo, por infiltração. Estes são reservatórios verticais escavados no solo com material poroso que promove a infiltração pontual no terreno reduzindo o escoamento em áreas impermeabilizadas .

A infiltração das águas pelos poços contribui para a alimentação da vegetação circundante e do lençol subterrâneo, sendo esta técnica utilizada em alguns países exclusivamente para fins de recarga de aquíferos.

Uma vantagem dessa técnica é de poder ser implantada em zonas permeáveis ou zonas onde a camada superficial é pouco permeável, todavia apresentam capacidades significativas de infiltração nas camadas mais profundas.

Essa técnica possibilita uma boa integração com o meio ambiente urbano, pois ocupa pequenos espaços e é bastante discreto, como pode ser observado na **Figura 5.11**.



(a) Esquema de poço de infiltração



(b) Implantação em área de lazer

Fonte: Cortesia de City of Kingston, Melbourne, Austrália

Figura 5.11 - Poço de infiltração (a) e sua integração a uma área de lazer (b) (Kingston, Melbourne, Austrália)

A implantação dos poços de infiltração apresenta as seguintes vantagens:

- Redução dos volumes conduzidos pela rede de drenagem clássica;
- Ganho financeiro, pela redução das dimensões das tubulações a jusante;
- Boa integração no meio urbano;
- Redução dos riscos de inundação;
- Possível recarga do aquífero subterrâneo;
- Não há restrições em função da topografia;
- Boa utilização no caso de solos superficiais pouco permeáveis e camadas profundas com grande capacidade de infiltração.

Em contrapartida às vantagens relacionadas, alguns problemas operacionais podem ser identificados:

- Manutenção regular para evitar a colmatagem das superfícies de infiltração;
- Risco de poluição do lençol subterrâneo;
- Baixa capacidade de armazenamento.

Telhado Reservatório/ Telhado Armazenador

Os telhados reservatórios ou armazenadores são dispositivos de armazenamento temporário para captação da precipitação das coberturas das edificações. São também formulados como telhados verdes. Estes contribuem para a redução dos efeitos sobre o escoamento causados pela impermeabilização quando da implantação de edificações.

Esta técnica pode ser implantada isoladamente ou se estender ao planejamento de uma área. Podem ser utilizados telhados planos ou dotados de ligeira declividade, inferior a 5%. É usual a utilização de telhados armazenadores vegetalizados, que apresentam interesse adicional na forma de proteção térmica, contribuindo para o isolamento da edificação.

A seguir estão relacionadas às vantagens da utilização desta técnica:

- Ganho financeiro, pela redução das dimensões das tubulações a jusante;
- Redução dos riscos de inundação;
- Não necessita de grande investimento;
- Apresenta boa integração em ambientes urbanos;
- Para a sua construção não são observadas diferenças técnicas em relação aos telhados convencionais.

Entretanto, algumas recomendações e contraindicações são apresentadas a seguir:

- Essa medida não deve ser adotada em telhados que suportam instalações como: aquecedores, condicionadores de ar, sala de máquinas, etc.;
- Necessidade de verificação da estabilidade estrutural, quando da implantação em telhados já existentes;
- Dificuldade de utilização em telhados de elevada declividade.



Fonte: Acervo pessoal de Ana Carolina Daniel Morihama

Figura 5.12 - Exemplos de telhados reservatórios / telhados verdes (Suíça e Berlin, Alemanha)

Valas, Valetas e Planos de Infiltração

Valas, valetas e planos de infiltração são técnicas constituídas por simples depressões escavadas no solo, cujo objetivo é recolher as águas pluviais e efetuar seu armazenamento temporário, além de favorecer a infiltração.

Nos dispositivos definidos como valas ou valetas, as dimensões longitudinais são significativamente maiores que suas dimensões transversais (**Figura 5.13a**) e as valetas apresentam seções transversais menores. Já nos planos, as dimensões longitudinais não são muito maiores do que as transversais e as profundidades são reduzidas (**Figura 5.13b**).

As valas e valetas de infiltração, como as trincheiras de infiltração e detenção, podem ser implantadas paralelas às ruas, estradas, estacionamentos e conjuntos habitacionais, entre outros. Estes dispositivos concentram o fluxo das áreas adjacentes e favorecem a infiltração ao longo do seu comprimento. Além de funcionar como um reservatório de detenção, à medida que o volume escoado para o valo é superior à capacidade de infiltração. Esses dispositivos também proporcionam a redução da quantidade de poluição transportada a jusante.

Quanto aos planos de infiltração, são vários os tipos que se distinguem de acordo com a sua disposição local. Em geral, essas áreas são gramados laterais, que recebem a precipitação de uma área impermeável, como uma residência ou edifício. Durante precipitações intensas, essas áreas podem ficar submersas, se a sua capacidade for muito inferior à intensidade da precipitação.

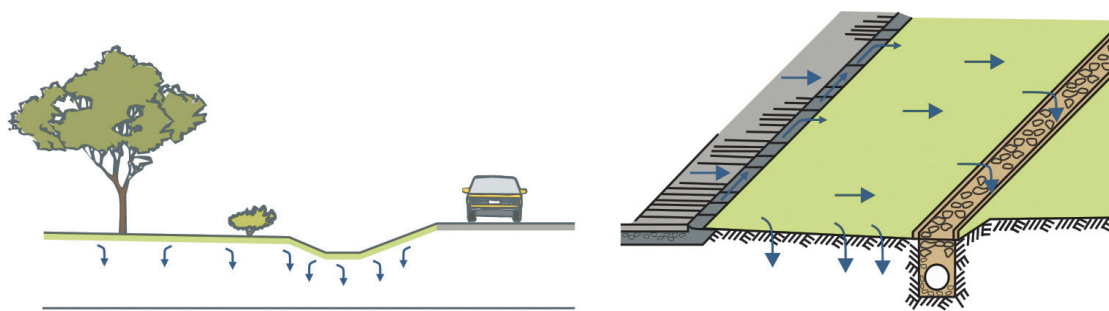


Figura 5.13 - Esquema de vala (a) e plano (b) de infiltração

Estes dispositivos constituem estruturas simples, sendo necessárias apenas escavações de modo que formem depressões com uma direção preponderante de escoamento. Podem receber um revestimento vegetal, além da incorporação de dispositivos no fundo para facilitar o escoamento, como no caso de canaletas (**Figura 5.13b**).

Os seguintes benefícios estão associados a estes dispositivos:

- Benefícios hidrológicos que favorecem as condições de jusante devido a fatores ligados a:
 - detenção temporária das águas, amortecendo as vazões afluentes e provocando um rearranjo temporal dos hidrogramas;
 - evapotranspiração e infiltração, que reduzem os volumes de escoamento superficial.
- Outros benefícios:
 - baixo custo de construção e manutenção;
 - benefício financeiro, com a redução das dimensões do sistema de drenagem a jusante, ou mesmo sua completa eliminação;

- ganhos paisagísticos, com a possibilidade de valorização do espaço urbano com a plena integração da estrutura ao projeto paisagístico;
- benefícios ambientais, com a possibilidade de recarga do lençol freático e melhoria da qualidade da água, pois estas estruturas exercem uma função de pré-tratamento, na qual os poluentes podem ser removidos por sedimentação, filtração e adsorção no revestimento vegetal e infiltração no solo.

Entretanto, algumas restrições e inconvenientes para a utilização deste tipo de técnica estão relacionados abaixo:

- Exigência de espaço físico para sua implantação;
- Necessidade de manutenção periódica;
- Restrições de eficiência em áreas com declividades acentuadas, pela:
 - perda do potencial de deposição dos sedimentos;
 - perda do volume de detenção, obrigando o emprego de compartimentalização;
 - possibilidade de erosão das estruturas.
- Possibilidade de estagnação das águas;
- Risco de poluição do lençol freático.



Fonte: Portland's Bureau of Environmental Services

Figura 5.14 - Exemplo de Vala de infiltração/retenção (Portland, EUA)

Trincheira de Infiltração e Detenção

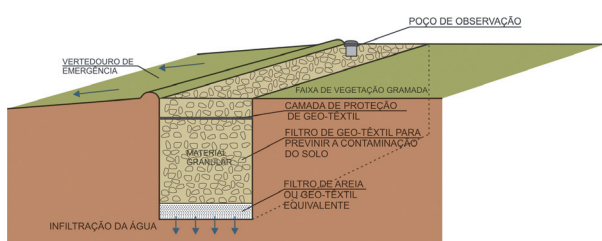
As trincheiras de infiltração e detenção, assim como as faixas gramadas, são valas de infiltração com material poroso sobre solo permeável que reduz o escoamento e retarda os picos de vazão.

Esses dispositivos são implantados na superfície ou em pequenas profundidades, e têm por objetivo recolher as águas pluviais de afluência perpendicular a seu comprimento. Além de favorecer a infiltração, estes dispositivos também propiciam o armazenamento temporário das águas pluviais.

Uma característica importante desse tipo de dispositivo é sua versatilidade, podendo ser implantados em canteiros centrais e passeios, ao longo do sistema viário, ou ainda junto à estacionamentos, jardins, terrenos esportivos e áreas verdes em geral.

O acesso das águas superficiais à estrutura pode ser efetuado diretamente, através da superfície do dispositivo, ou por meio de um sistema de drenagem, que efetua a coleta e sua introdução na trincheira.

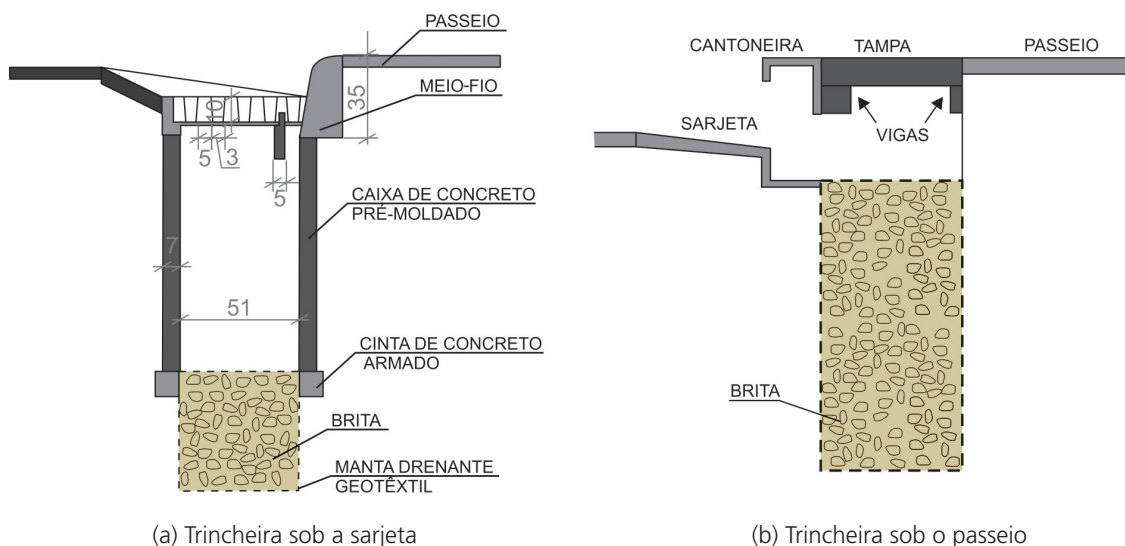
O preenchimento das trincheiras é feito com material granular graúdo (pedra de mão, seixos ou brita). As trincheiras de retenção devem ser revestidas com materiais impermeáveis garantindo sua estanqueidade, sendo recomendável utilizar manta geotêxtil para evitar a passagem de finos e consequente colmatagem da estrutura (**Fonte:** Cortesia de City of Kingston, Melbourne, Austrália **Figura 5.15**).



Fonte: Cortesia de City of Kingston, Melbourne, Austrália

Figura 5.15 - Exemplo de trincheira com alimentação direta (Kingston, Melbourne, Austrália)

A seguir, é apresentado um desenho da trincheira de infiltração sob a sarjeta (**Figura 5.16a**) e sob o passeio (**Figura 5.16b**) adotadas em Belo Horizonte.



(a) Trincheira sob a sarjeta

(b) Trincheira sob o passeio

Figura 5.16 - Trincheira de infiltração sob a sarjeta (a) e sob o passeio (b).

Adaptado de: Prefeitura Municipal de Belo Horizonte

As trincheiras proporcionam os seguintes benefícios hidrológicos e ambientais:

- Benefícios hidrológicos: a infiltração possibilita uma redução do volume de escoamento superficial, aliviando o sistema de drenagem a jusante; a detenção temporária proporciona um rearranjo temporal dos hidrogramas;
- Outros benefícios:
 - ganho financeiro com a redução das dimensões do sistema de drenagem a jusante;
 - ganho paisagístico com a possibilidade de valorização do espaço urbano, ressaltando a pequena demanda por espaço desse tipo de estrutura;
 - ganho ambiental com a possibilidade de recarga do lençol freático e melhoria da qualidade da água.

Devem ser ressaltados também alguns inconvenientes e dificuldades para a utilização das trincheiras:

- Necessidade de manutenção periódica para o controle da colmatação;
- Restrições de eficiência em áreas com declividades acentuadas, não havendo, entretanto, o impedimento do emprego nessas áreas;
- Risco de poluição do lençol freático.



Fonte: Cortesia de City of Kingston, Melbourne, Austrália

Figura 5.17 - Exemplo de trincheira de infiltração (Kingston, Melbourne, Austrália)

Filtros de Areia

O objetivo dos filtros de areia é a remoção dos sedimentos e poluentes provenientes da primeira chuva. São utilizados em áreas onde outras técnicas compensatórias são pouco recomendadas. Estes dispositivos podem ser implantados em áreas com pouco ou nenhum espaço disponível, uma vez que podem ser construídos, também, sob o pavimento (**Figura 5.18**).

Uma importante vantagem dessa técnica é sua adaptabilidade em diversos meios. Sua implantação pode se dar em locais com altas taxas de evaporação, solos com baixa permeabilidade, em espaços reduzidos e onde há a preocupação da proteção das águas subterrâneas.

Os inconvenientes estão associados à manutenção periódica do equipamento, principalmente por causa da colmatagem do meio filtrante. A utilização de pré-tratamento é recomendado em áreas com alta produtividade de sedimentos e detritos.

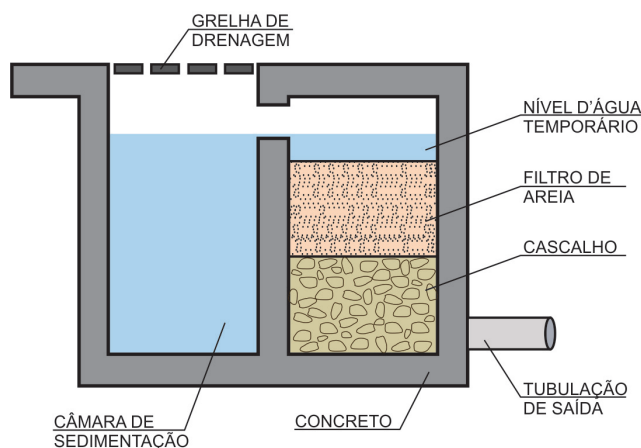
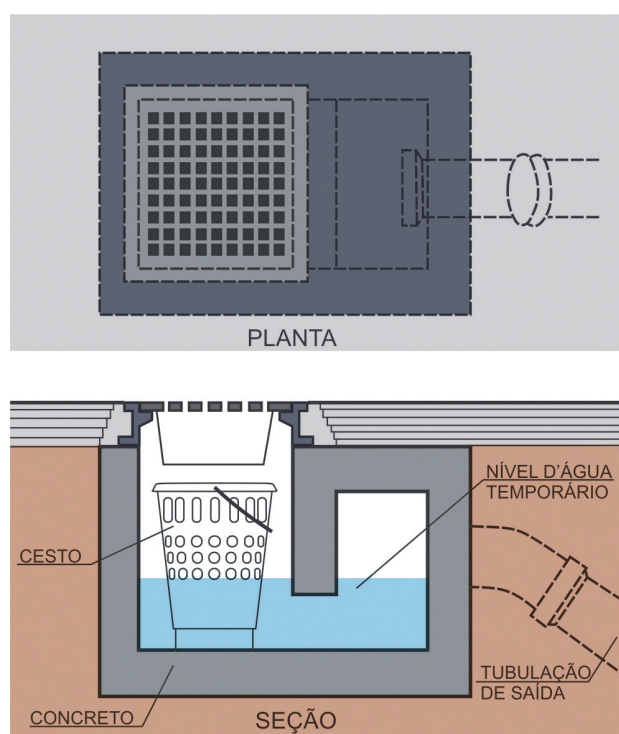


Figura 5.18 - Filtro de areia enterrado

Dispositivos de Entrada

Estes dispositivos compreendem vários tipos de técnicas implantadas nas entradas do sistema de drenagem (bocas de lobo), com o objetivo de conter parte dos poluentes e de resíduos sólidos carregados pelas águas do escoamento superficial. Os dispositivos implantados nas entradas do sistema de drenagem são utilizados em áreas onde a implantação de outras medidas de controle na fonte do escoamento superficial é inviável.



Fonte: Acervo de Marco Maglionico

Figura 5.19 - Bocas de lobo com cesto para coleta de resíduos (Maglionico, 2009¹)

Para a implantação dessas técnicas não são necessários espaços adicionais, podendo ser construídos em vários formatos e tamanhos. A limpeza pode ser feita por caminhões equipados com aspiradores ou simplesmente pela remoção manual dos resíduos.

Os custos relativos à implantação destas técnicas são geralmente baixos e dependem da complexidade da estrutura. Por outro lado, os custos da manutenção periódica dos dispositivos são mais elevados.

A principal vantagem da implantação desses dispositivos nas entradas do sistema de drenagem, salvo os baixos custos para a construção, é poder conter uma parcela significativa dos resíduos sólidos dentro dos dispositivos. Isso faz com que a remoção dos resíduos seja facilitada e menos custosa que as manutenções realizadas dentro do sistema de drenagem e dos corpos hídricos receptores.

5.1.4 Vantagens das Medidas de Controle na Fonte

As medidas de controle na fonte apresentam um novo paradigma para a cidade, que é a convivência com as suas águas. Elas apresentam soluções que melhoram as condições gerais de uma região, uma vez que, em geral, elas produzem impactos inferiores àqueles gerados pelas medidas estruturais.

¹ Maglionico, M. Verifica su modello fisico della funzionalità idraulica del prototipo di un nuovo tipo di pozzetto per la raccolta delle acque pluviali dalle superfici stradali. Convenzione di Ricerca. DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA DELLE STRUTTURE, DEI TRASPORTI, DELLE ACQUE, DEL RILEVAMENTO, DEL TERRITORIO. 74 pág. Bolonha, março de 2009.

Como exemplo de medidas que favorecem a paisagem e reduzem os problemas de inundação podem ser citadas a implantação de valas de infiltração, a reserva de espaço nas várzeas e a aplicação de pavimentos porosos. São medidas que geram áreas verdes, assim como criam novas áreas que podem ser utilizadas para parques e lazer público.

Tendo em vista os custos essas medidas em geral apresentam dispêndios inferiores às medidas estruturais. Assim sendo, as técnicas das medidas de controle na fonte são condizentes com o que se espera de uma drenagem urbana moderna e sustentável.

5.1.5 Efeito Ambiental das Medidas de Controle na Fonte

As medidas de controle na fonte favorecem a infiltração e a retenção de água. Além dessas características, elas também influenciam na qualidade da água.

As medidas para o aumento da infiltração ocupam áreas anteriormente impermeabilizadas, liberando espaço para intervenções urbanísticas, como a criação de parques e áreas de convivência. Essas medidas modificam a paisagem e favorecem a melhoria das condições ambientais e na qualidade de vida dos habitantes.

Com a utilização de dispositivos de retenção, também é possível influenciar na qualidade das águas, já que os reservatórios podem auxiliar na retenção de resíduos sólidos e reter os volumes de primeira chuva, os quais são responsáveis por carrear grande parcela da poluição. Reservando este volume, é possível enviá-lo a estações de tratamento.

5.1.6 Aplicação das Medidas de Controle na Fonte a Lotes, Loteamentos na Rede Hídrica

As medidas de controle na fonte têm diversas particularidades que devem ser levadas em consideração quando aplicadas a diferentes locais:

o Lotes

Em função das reduzidas dimensões dos lotes recomenda-se a utilização de pequenos reservatórios, telhados reservatório e faixas gramadas.

● Loteamentos

Em loteamentos são consideradas mais adequadas as medidas tais como pavimentos porosos, faixas gramadas, medidas de infiltração com poços, valas e trincheiras, além de bacias de detenção e retenção. As estruturas em loteamentos podem ser aplicadas em ruas, estacionamentos, parques e praças.

● Rede hídrica

As ações mais indicadas para as dimensões da macrodrenagem são as bacias de detenção, retenção e faixas gramadas e arborizadas, que são mais conhecidas nestas dimensões como parques lineares.

5.2 ESTRUTURAS AUXILIARES DE RETENÇÃO DE LIXO E SEDIMENTOS

As estruturas de retenção de resíduos sólidos são importantes para o bom desempenho das medidas de controle na fonte.

Os resíduos sólidos e os sedimentos impactam negativamente a rede de drenagem, entupindo bocas de lobo, obstruindo sarjetas e assoreando galerias e canais. Portanto, projetar estruturas que englobem este fator em sua concepção é aconselhável para melhorar o desempenho do sistema como um todo.

A seguir são apresentadas duas possibilidades de solução para a captação e/ou retenção dos resíduos:

- Bacia de retenção de sedimentos

Funcionam como uma bacia de retenção de cheias, reservando e reduzindo a velocidade do escoamento, fazendo com que o material em suspensão seja depositado no fundo do reservatório, necessitando de manutenção constantemente.

Elas têm a desvantagem de necessitar de áreas relativamente grandes para sua instalação.

- Grelhas

As grelhas funcionam como barreiras para reter os resíduos sólidos, deixando que a água passe por suas aberturas separando o resíduo. Existem grelhas autolimpantes e grelhas de penetração parcial.

As grelhas autolimpantes são capazes de se manter limpas, retendo os resíduos sem a necessidade de intervenção mecânica. Elas geralmente são inclinadas fazendo com que os resíduos escoem por gravidade até um local de armazenamento e destinação.

As grelhas de penetração parcial estão imersas, mas não tocam a parte inferior do canal. Assim sendo, o fluxo de água passa pela parte inferior, enquanto, os resíduos são capturados pela grelha, que deve ser limpa constantemente, mecanicamente ou manualmente. A desvantagem deste método está na geração de vórtices no escoamento, permitindo que os resíduos passem sob a grelha.

5.3 REVITALIZAÇÃO DE CORPOS HÍDRICOS

A revitalização de bacias urbanas é uma tendência com uma visão sustentável que vem sendo aplicada mundialmente para a melhoria das condições ambientais do meio urbano, levando em conta a reaproximação e convivência da população com a água no ambiente urbano. Para tanto é preciso considerar novas estratégias que dirijam-se a revitalização dos rios e córregos urbanos. A recuperação destas áreas deverá trazer benefícios para a qualidade de vida da população, com a diminuição dos prejuízos econômicos causados pelas inundações, o controle de doenças de veiculação hídrica e a valorização do meio ambiente urbano.

Nessa visão, os corpos hídricos urbanos, seja em razão de seu estado inicial, seja em função de um manejo, devem ser predominantemente vegetados e bastante diversificados quanto às suas dimensões², exercendo as múltiplas funções de:

2 BARROS, M.T.L. (coordenador), Plano de Bacia Urbana: Bacia do Córrego Bananal, CTHIDRO/CNPq/FINEP, EPUSP, São Paulo, Relatório Final, Outubro de 2005.

- Manter, criar e enriquecer os habitats e proteger a diversidade de espécies;
- Contribuir para a valorização da paisagem urbana e consequente melhoria da qualidade de vida da população;
- Proteger os recursos hídricos e contribuir para o manejo das águas pluviais, reduzindo a exposição dos moradores às áreas de risco de inundação;
- Contribuir para a melhoria do microclima local, bem como pelo efeito acumulativo, influir no conjunto do espaço urbano metropolitano;
- Promover a saúde pública pelo controle do contato com solo e água contaminados, bem como pela promoção de atividades físicas, e oferecimento de espaços para contemplação, interação social, expressão cultural e educação ambiental;
- Criar um retorno financeiro de longo alcance em termos de valor das propriedades, investimentos urbanos e finalmente, no aumento da base fiscal municipal.

Estas áreas verdes não devem ser consideradas meramente como um meio de embelezamento urbano, mas sim como parte integrante da infraestrutura urbana, articulando o espaço com o sistema viário e edificações e cumprindo as funções tradicionais de lazer, recreação e contemplação. Para isto, as ações de revitalização de corpos hídricos devem seguir as seguintes diretrizes básicas:

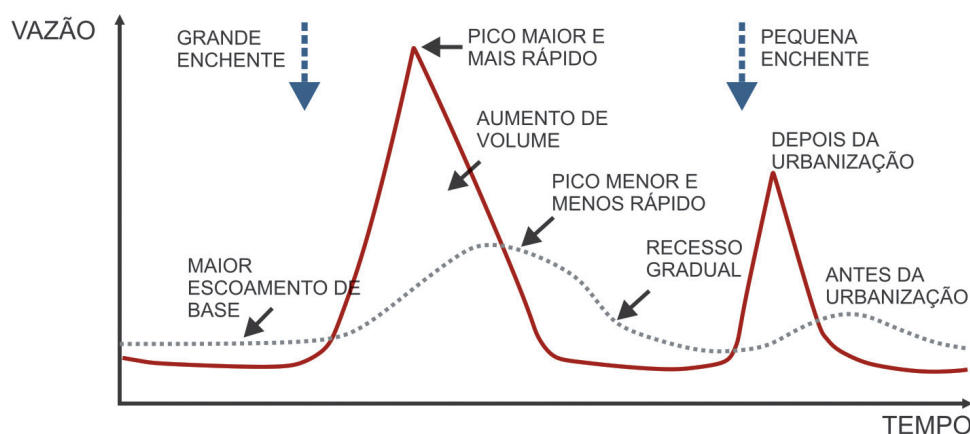
- Identificação dos rios ou trechos de cursos d'água passíveis de restauração;
- Delineamento dos objetivos que se pretende alcançar, o que muitas vezes é dependente das condições de degradação inicial do corpo hídrico;
- Realização de debates com a comunidade para troca de informações. Nessa etapa, é extremamente importante que a comunidade adote a proposta, desta forma ela poderá zelar pelo novo espaço que será criado, e este tende a ser mantido;
- Desenvolvimento de projeto conceitual com a participação de equipe multidisciplinar e da comunidade;
- Desenvolvimento de projeto executivo;
- Execução das ações de revitalização, obras e manutenção;
- Monitoramento antes e depois da implantação das ações de revitalização.

5.3.1 O Impacto da Urbanização sobre os Rios Urbanos

A degradação dos rios urbanos é resultante das alterações em sua bacia. O entendimento destas alterações é essencial para o estudo e restauração dos rios urbanos. Segundo Schueler (2005)³ as principais alterações que ocorrem em uma bacia urbana devido à urbanização são:

- Impermeabilização do solo: a impermeabilização do solo afeta intensamente a hidrologia das bacias urbanas diminuindo a infiltração da água no solo e aumentando o escoamento superficial. Comparado-se os hidrogramas (**Figura 5.20**) de uma bacia urbanizada com o de uma bacia rural, observa-se que o pico do hidrograma, em uma bacia urbana é maior e ocorre em um tempo menor, outro aspecto importante é o aumento do volume em comparação com a condição anterior à urbanização.

3 SCHUELER, T. An Integrated Framework to Restore Small Urban Watersheds, USEPA, Washington DC, February, 2005.

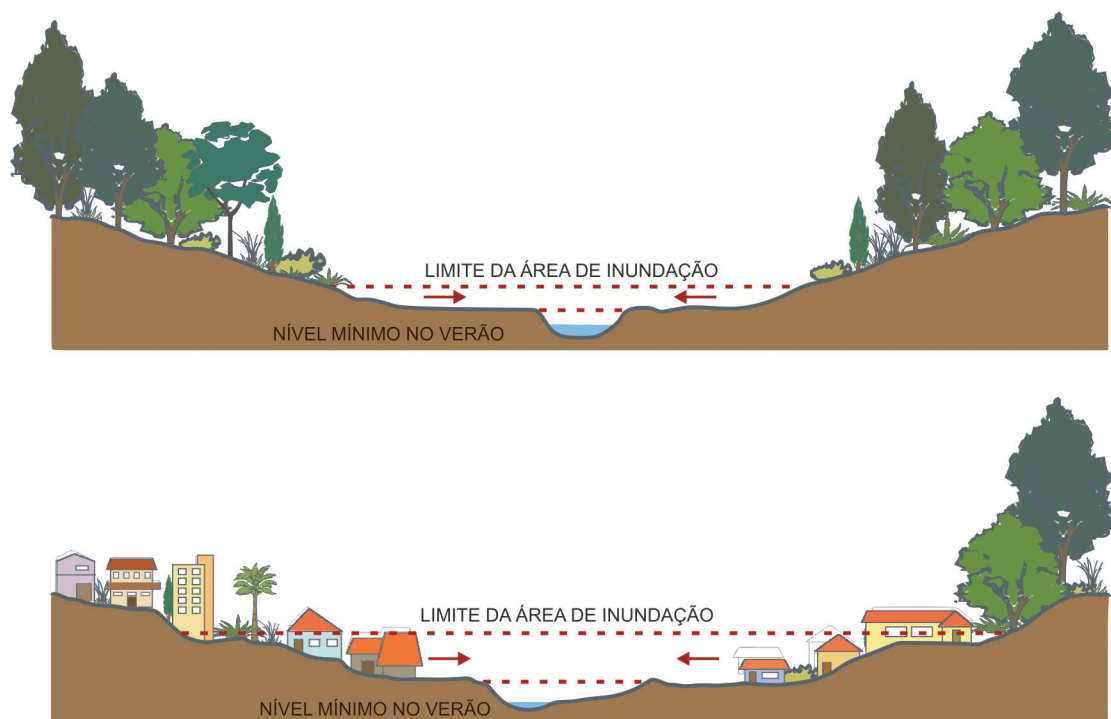


Adaptado de Schueler, 1987⁴

Figura 5.20 - Comparação entre os hidrogramas de uma bacia urbana e uma bacia rural

- Interferências entre as redes de água, esgoto e de águas pluviais: a construção das redes de água, esgoto e de águas pluviais alteram as condições naturais de uma bacia urbana. As ligações clandestinas e o vazamento das redes de água e esgotos contribuem para alterações na quantidade e qualidade das águas que chegam aos córregos. Enquanto as redes de águas pluviais tradicionais transportam rapidamente as águas de chuva para jusante. Isso contribui para o aumento das inundações e o carreamento de poluentes a jusante, uma vez que em condições naturais a remoção de poluentes é facilitada pela vegetação ripária.
- Alterações ao longo do canal do rio: interrupções ao longo do canal podem ocorrer principalmente em áreas densamente ocupadas, a exemplo de travessias, pontes, canalizações, diques, e outros tipos de obras de engenharia projetadas para conduzir o fluxo do rio e suas inundações no local desejado. Outra alteração é a perda frequente da vegetação ao longo das margens dos rios com a urbanização, que se limita a uma estreita faixa ou muitas vezes inexistente.
- Ocupação das margens: a modificação mais comum, que resulta da ocupação destas áreas, são os aterros construídos para suportar as edificações, isso pode reduzir significativamente a seção do canal causando alterações no fluxo. Mesmo que esse tipo de ocupação não ocorra, as planícies de inundações se expandem em reposta à urbanização a montante. Como ilustrado, bacias urbanizadas produzem maiores inundações, conseqüentemente as planícies de inundações devem se expandir para acomodar estes volumes maiores (**Figura 5.21**).

⁴ SCHUELER, T. R. Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs. Department of Environmental Programs, Metropolitan Washington Council of Governments. 1987.



Adaptado de Schueler (op. cit., nota 6)

Figura 5.21 - Resposta da geometria do escoamento devido à urbanização

- Degradação da qualidade da água: as águas pluviais que lavam as superfícies de uma área urbanizada carregam uma ampla quantidade de poluentes que alteram a qualidade da água do corpo receptor. A concentração de poluentes na água pode variar de acordo com característica do uso do solo, da região e da precipitação. E, na maioria das vezes, a concentração de poluentes aumenta na medida em que a área impermeável se desenvolve.

5.3.2 Parques Lineares para a Revitalização de Rios Urbanos

As soluções adotadas até hoje para obras de drenagem urbana, além de não solucionar de forma efetiva os problemas de inundações, levaram ao desaparecimento da paisagem de inúmeros rios e córregos do município. Estes corpos hídricos deixaram de representar uma referência paisagística para a cidade, pois, muitas vezes, encontram-se escondidos sob edifícios e ruas, ou colocados em calhas de concreto, ou ainda, para aqueles ainda aparentes, residir nas suas proximidades é uma forma de se expor a riscos de enchentes e doenças transmitidas por veiculação hídrica (Alve, 2006)⁵. Desse modo é de grande importância a adoção de técnicas sustentáveis no manejo dos cursos d'água, com o objetivo de recuperá-los e preservá-los como elementos referenciais na paisagem urbana.

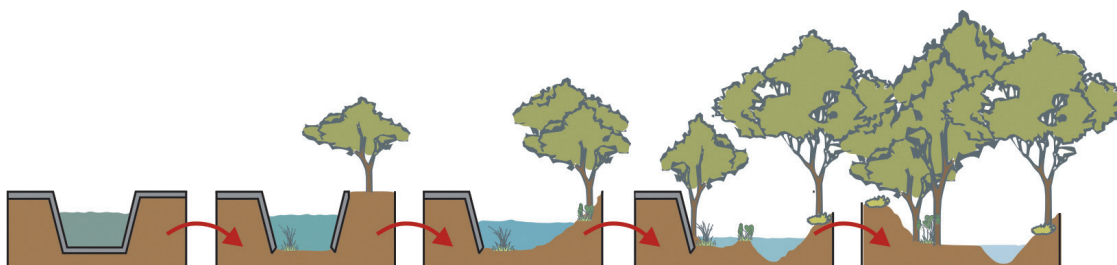
⁵ ALVE, M.P. Rios Urbanos e Paisagem Regional: O Caso da Bacia do Rio e Emscher / Alemanha. Revista Eletrônica da Área Paisagem e Ambiente, FAU.USP - n. 04, p.1-12. 2006.

Levando-se em consideração os aspectos levantados anteriormente para revitalizar os corpos hídricos destacam-se os seguintes procedimentos:

- Dimensionamento
 - Para o dimensionamento das obras de canalização e de reservação presentes nos projetos de parques lineares e na renaturalização, devem ser considerados os mesmos critérios e diretrizes para projeto já apresentados nos respectivos itens do Volume II – Tomo II deste Manual
- Naturalização da morfologia dos corpos hídricos
 - Limpeza da calha e margens: limita-se à melhoria do aspecto visual do rio e de suas margens, contudo destaca-se a importância do envolvimento da população para a manutenção da limpeza e da melhoria da qualidade do rio urbano;
 - Revitalização da vegetação da calha e margens: esta ação visa criar um ambiente mais natural nas margens por meio da implantação de parques lineares e restauração da mata ciliar;
 - Prevenção de erosão das margens: esta ação tem por objetivo reduzir o aporte de sedimento a jusante durante o processo de adequação do canal, além de proteger as estruturas que se localizam nas margens dos rios;
 - Proteção das estruturas hidráulicas: visa à proteção das vias de tráfegos, pontes, redes subterrâneas e outras estruturas presentes ao longo do rio de processos erosivos e de possíveis ampliações na seção;
 - Redução do número de interrupções: visa à restauração do fluxo reduzindo as interrupções que restringem o movimento da vida aquática. As primeiras ações que devem ser tomadas para alcançar este objetivo incluem: a substituição de canais fechados por canais a céu aberto; a “revitalização”, ou seja, permitir que o rio recupere seu traçado original; recuperação do leito principal para o escoamento da vazão de base; e modificações nas passagens sob pontes e outras estruturas que cruzam o leito;
 - Alcançar o desenho natural do canal: esta ação visa à criação de um novo canal e planície de inundação com as dimensões adequadas e um perfil de canal fluvial estável, ou seja, onde os processos de erosão e deposição são minimizados ou até mesmo anulados;
 - Recuperação da diversidade biológica e suas funções: essa é uma das ações mais ambiciosas, pois tem por objetivo recuperar a diversidade biológica e funções ecológicas perdidas durante o processo de urbanização.

A recuperação e preservação de corredores verdes contribuem para a reintegração dos rios à paisagem metropolitana, preservando os poucos córregos ainda em estado natural e melhorando a situação dos rios canalizados. A essas áreas podem ainda ser incorporados equipamentos de uso da população, áreas de recreação e áreas de preservação (Alve, op. cit., nota 7).

A **Figura 5.22** mostra uma proposta das etapas de revitalização de um rio canalizado.



Barros (op. cit., nota 6)

Figura 5.22 - Revitalização de um rio canalizado

Outro aspecto importante a ser considerado quando da revitalização dos córregos e rios do município é a conexão dos fragmentos de vegetação e a formação de um sistema de parques e corredores integrados.

5.3.3 Oferta de Áreas de Lazer, Cultura e Educação Ambiental

A revitalização dos rios e córregos do município contribuirá para a formação de um sistema de parques e corredores integrados, isto facilitará o acesso da população a equipamentos esportivos e recreativos. A desconcentração das áreas de lazer permite sua melhor apropriação, gerando também uma maior oferta de espaços livres, o que é bastante favorável visto que o município tem grande carência por estas áreas. Os parques que hoje existem no município ficam saturados nos finais de semana e feriados, devido à grande quantidade de pessoas que usufruem este tipo de equipamento público. Outra grande vantagem é a possibilidade de que estas áreas de recreação proporcionem outros meios de locomoção pela cidade, incorporando ciclovias e pistas para caminhada (Barros, op. cit., nota 8).

Além de atividades de lazer e práticas esportivas, um sistema de parques e corredores integrados pode favorecer ações culturais e de educação ambiental, conforme segue:

- Percursos Culturais:

Consistem em percursos predefinidos que permitem um passeio à pé ou de bicicleta por vários pontos culturais da área. Esses caminhos devem ser permeados por roteiros explicativos e textos sobre os locais.

- Áreas de Educação Ambiental:

Assim como nos roteiros culturais, também podem ser implantados roteiros com ênfase à educação ambiental. Em locais com interesse ecológico-educacional podem ser desenvolvidas parcerias com escolas e universidades, de modo que promovam roteiros educativos.

6 BARROS, M.T.L. (coordenador), Plano de Bacia Urbana: Bacia do Córrego Bananal, CTHIDRO/CNPq/FINEP, EPUSP, São Paulo, Relatório Final, Outubro de 2005.

5.3.4 Regulamentação da Zona Inundável

Um aspecto importante que deve ser considerado nos projetos de revitalização dos corpos hídricos é a regulamentação das áreas inundáveis.

Primeiramente, deve ser considerado o tratamento das APPs urbanas segundo as políticas públicas de meio ambiente (Lei nº 6.938/81), recursos hídricos (Lei nº 9.433/97) e urbanismo (Lei nº 10.257/01 - Estatuto da Cidade e a Lei nº 11.445/07).

As APPs referem-se a um regime jurídico especial de uso do solo e dos recursos vegetais, voltado à proteção do ambiente, sendo definidas nos seguintes termos:

*área protegida nos termos dos arts. 2º e 3º do Código Florestal, coberta ou não por vegetação nativa, 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.*⁷

No que se refere às APPs nas margens de cursos d'água consideram-se de preservação permanente as florestas e demais formas de vegetação natural situadas⁸:

- a) ao longo dos rios ou de qualquer curso d'água desde o seu nível mais alto em faixa marginal cuja largura mínima será:
 - de 30 (trinta) metros para os cursos d'água de menos de 10 (dez) metros de largura;
 - de 50 (cinquenta) metros para os cursos d'água que tenham de 10 (dez) a 50 (cinquenta) metros de largura;
 - de 100 (cem) metros para os cursos d'água que tenham de 50 (cinquenta) a 200 (duzentos) metros de largura;
 - de 200 (duzentos) metros para os cursos d'água que tenham de 200 (duzentos) a 600 (seiscentos) metros de largura;
 - de 500 (quinhentos) metros para os cursos d'água que tenham largura superior a 600 (seiscentos) metros.
- c) ao redor das lagoas, lagos ou reservatórios d'água naturais ou artificiais;
- d) nas nascentes, ainda que intermitentes e nos chamados "olhos d'água", qualquer que seja a sua situação topográfica, num raio mínimo de 50 (cinquenta) metros de largura.

Em face de ocupações ocorridas em desacordo com as normas ambientais, sobretudo nas cidades, pois a legislação que cuida da proteção do meio ambiente é muito posterior à implantação da maioria destas, foi incluído um parágrafo único ao art. 2º, que modificou o regime jurídico das florestas e demais formas de vegetação em áreas urbanas:

*Parágrafo único. No caso de áreas urbanas, assim entendidas as compreendidas nos perímetros urbanos definidos por lei municipal, e nas regiões metropolitanas e aglomerações urbanas, em todo o território abrangido, observar-se-á o disposto nos respectivos planos diretores e leis de uso do solo, **respeitados os princípios e limites a que se refere este artigo.** (grifamos)*

7 Lei nº 4.771/65, art. 1º, § 2º, inciso II, alterado pela MP nº 2.166-76/2001

8 Lei nº 4.771/65, art. 2º

Nos municípios, as APPs urbanas devem ser disciplinadas pelo que dispuser o Plano Diretor e a legislação municipal de uso e ocupação do solo,⁹ o que vai ao encontro do conteúdo do art. 182 da CF/88, que remete ao município a definição de sua política urbana, traduzida no plano diretor¹⁰. Todavia, o município, ao estabelecer a sua política urbana, deve respeitar *os princípios e limites* a que se refere o art. 2º do Código Florestal, que representa a norma geral sobre a matéria.

Nesse sentido, uma das ações do Plano de Gestão é o desenvolvimento de legislação e de instrumentos de gestão que viabilizem a incorporação do zoneamento de inundação à Lei Municipal de Uso e Ocupação do Solo, definindo um conjunto de regras para a ocupação das áreas de risco de inundação, com o intuito de minimizar as perdas materiais e humanas resultantes das inundações. O detalhamento dessa ação será objeto de outra atividade, mas pretende-se apresentar neste item uma visão geral sobre o assunto, uma vez que os projetos de revitalização em corpos hídricos devem considerar este zoneamento.

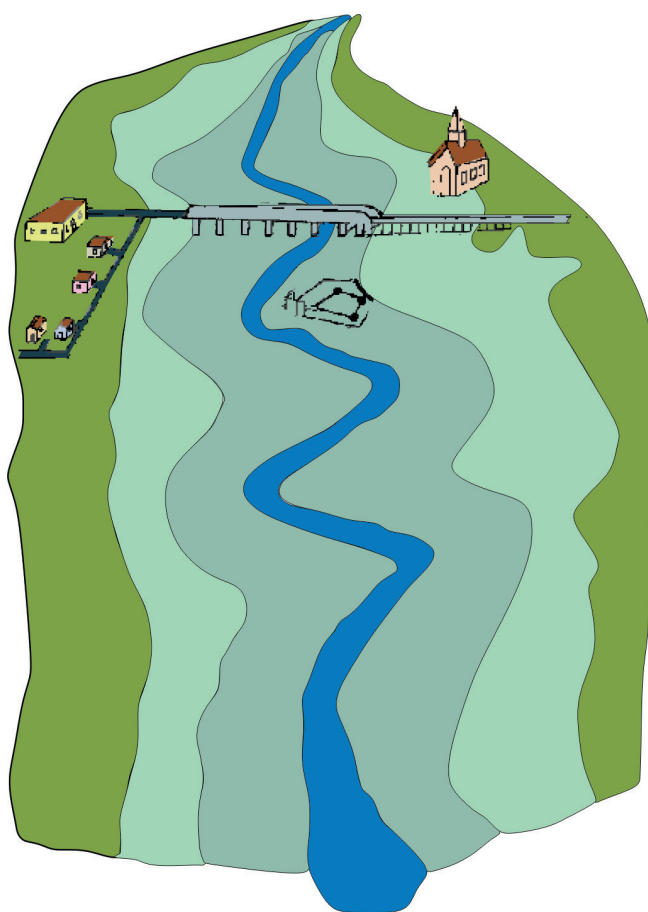
O zoneamento deverá ser baseado no mapeamento das áreas de inundação dentro da delimitação da cheia de 100 anos ou maior registrada. Dentro dessa faixa, devem ser definidas áreas de diferentes riscos hidrológicos e com diferentes critérios de ocupação, tanto em relação ao uso como também aos aspectos construtivos¹¹. A **Figura 5.23** apresenta um esquema da delimitação das zonas de inundação de acordo com o risco hidrológico dividida em três faixas:

- 1. Faixa 1** – Zona de passagem de enchente: nesta seção a construção de qualquer edificação reduz a área de escoamento, elevando os níveis a montante desta seção, deste modo deve-se procurar manter esta área livre.
- 2. Faixa 2** – Zona com restrições de ocupação: esta área representa o restante da superfície inundável. As inundações destas áreas, geralmente apresentam pequenas profundidades e baixas velocidades. Deste modo poderiam ser permitidos usos como: construção de parques, agricultura, habitações estruturalmente protegidas contra enchentes, áreas industriais ou comerciais sem o armazenamento de produtos perecíveis ou tóxicos.
- 3. Faixa 3** – Zona de baixo risco hidrológico: área com baixa probabilidade de inundações. Não necessita necessariamente de regulamentação, mas a população deve ser informada sobre o risco hidrológico a que está sujeita, mesmo este sendo baixo.

9 Lei nº 4.771/65, art. 2º, parágrafo único.

10 CF/88, art. 182.

11 TUCCI, C.E.M. Gestão de Águas Pluviais Urbanas – Ministério das Cidades – Global Water Partnership - World Bank – Unesco 2005.



Fonte: U.S. Water Resources Council, 1971 apud Tucci, 2005, nota 13.

Figura 5.23 - Regulamentação da zona inundável

O zoneamento deve ser incorporado pelo Plano Diretor Urbano da cidade e regulamentado por legislação municipal específica ou pelo Código de Obras. Para o caso de áreas já ocupadas, o zoneamento pode estabelecer um programa de transferência da população e/ou convivência com os eventos mais frequentes.

5.4 SISTEMA DE WETLANDS CONSTRUÍDAS COM PRIORIDADES EM ÁREAS DE PROTEÇÃO DE MANANCIAIS

Os sistemas de wetlands se caracterizam por serem regiões com ecossistemas naturais que ficam parcial ou totalmente inundadas durante o ano. Essas áreas são zonas de transição, existentes no trajeto das águas que escoam por uma bacia, situadas entre as regiões mais altas e os ecossistemas aquáticos a jusante. Estes sistemas utilizam o solo, plantas e microrganismos para remover poluentes da água.

As wetlands construídas reproduzem o meio natural através de estudos técnicos e dimensionamento correto para que o sistema possa obter a eficiência desejada, podendo, dessa forma, fornecer melhores condições para o tratamento de águas poluídas quando comparadas aos sistemas naturais.

5.4.1 Utilização de Sistemas de Wetlands Construídas para Tratamento de Águas

Segundo Souza *et al.* (2000)¹² a remoção da carga poluidora e conservação dos ecossistemas terrestres e aquáticos em sistemas naturais ocorre a partir do contato entre as águas residuárias no solo, com a presença de microrganismos, macrófitas aquáticas e energia solar. As wetlands construídas são projetadas artificialmente para utilizar plantas aquáticas (macrófitas) em substratos (como areia, solo ou cascalho), onde ocorre a proliferação de microrganismos que, através de processos biológicos, químicos e físicos, tratam as águas poluídas.

As wetlands exercem funções semelhantes ao tratamento convencional de águas residuárias, entre os quais podem ser citadas¹³: a sedimentação, filtração, digestão, oxidação, redução, adsorção e precipitação. Estes processos são verificados à medida que a água se desloca através das células da wetland.

Os sistemas de wetlands construídas oferecem melhores condições para o tratamento de águas poluídas do que áreas alagadas naturais, pois podem ser projetadas visando potencializar sua eficiência, quanto à remoção de matéria orgânica e de nutrientes, através do controle sobre o sistema hidráulico e sobre a vegetação da área alagada.

Estes sistemas possuem importantes funções dentro dos ecossistemas onde estão inseridos, entre os quais merecem destaque¹⁴:

- Capacidade de regularização dos fluxos de água, amortecendo os picos de enchentes;
- Capacidade de modificar e controlar a qualidade das águas;
- Sua importância na função de reprodução e alimentação da fauna aquática, incluindo os peixes;
- Proteção à biodiversidade como área de refúgio da fauna terrestre;
- Controle da erosão, evitando o assoreamento dos rios.

Kao *et al.* (2001)¹⁵ advertem que as wetlands são essenciais para o sistema de gestão das águas pluviais. Entre as funções destes sistemas no controle do escoamento superficial estão: redução dos efeitos das inundações, redução de vazões e velocidade de escoamento, redução da erosão e aumento da sedimentação e modificação dos poluentes tipicamente carregados pelas águas pluviais.

Como visto, é vantajosa para o sistema de manejo das águas pluviais a incorporação das wetlands construídas visando à mitigação dos efeitos do escoamento pluvial associado à urbanização, o que torna oportuno o desenvolvimento de estudos, implantação e monitoramento destes sistemas tendo como objetivo sua adequação às condições climáticas e ambientais locais.

A implantação de wetlands construídas nas várzeas dos reservatórios e represas pode ser uma solução criativa e de curto prazo para o controle da qualidade e da quantidade de água que aflui para os mananciais. Essa iniciativa poderá contribuir para a aceleração das metas de melhoria de qualidade de água, uma vez que seu custo de implantação e manutenção é significativamente inferior ao custo de implantação de medidas de controle convencionais.

12 SOUZA *et al.* Pós-Tratamento de Efluente de Reator UASB Utilizando Sistemas Wetlands. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, Campina Grande, vol.4, n.1, p.87-91, 2000. Disponível em: <http://www.agriambi.com.br/revista/v4n1/087.pdf>. Acesso em: 18 de julho de 2011.

13 EPA. Environmental Protection Agency. Manual Constructed Wetlands Treatment of Municipal Wastewaters. 1999.

14 SALATI, E. Utilização de sistemas de wetlands construídas para tratamento de águas. Biológico, São Paulo, v. 65 n.1 /2, p 113-116, jan.dez, 2003.

15 KAO *et al.* Application of a constructed wetland for non-point source pollution control. Water Science and Technology, vol 44, n. 11-12, p. 585-590, 2001.

5.4.2 Principais Componentes

Nos últimos anos, várias técnicas de wetlands construídas foram desenvolvidas, as quais são adotadas em função das características do efluente a ser tratado, da eficiência final desejada na remoção de nutrientes, contaminantes e outros poluentes. As configurações destas técnicas variam conforme o fluxo, espécie de planta utilizada, substrato, etc.

Para que as wetlands atinjam os benefícios esperados no tratamento das águas poluídas alguns cuidados e estudos em relação aos seus componentes são necessários. Entre estes componentes estão¹⁶: o solo, as plantas, o regime hidráulico e os microrganismos.

O solo é responsável pela remoção de compostos orgânicos e inorgânicos através de processos físicos (filtração e sedimentação), processos biológicos (transformações bioquímicas e bioacumulação de elementos químicos) e processos químicos – sorção (adsorção) de compostos orgânicos dissolvidos, nitrogênio, fósforo, entre outros.

As plantas possuem papel de destaque nas Wetlands para o processo de tratamento, pois fixam em suas raízes, rizomas e caules, os microrganismos, os quais são responsáveis pela quebra da matéria orgânica complexa em elementos mais simples passíveis de serem assimiladas pelas plantas. Outra grande importância das plantas é a sua capacidade de transportar o oxigênio da sua porção aérea (folhas) até as raízes, promovendo condições para a degradação aeróbia da matéria orgânica e à transformação de nutrientes.

As plantas utilizadas nas Wetlands são denominadas macrófitas, as quais são divididas em três grupos: flutuantes (fixadas ou não ao fundo, com folhagem flutuante na lâmina d'água), submergentes (crescimento sob a água e podem estar fixas ou não por raízes) e emergentes (folhagem principal em contato com o ar e com raízes fixadas no solo).

O regime hidráulico é outro componente fundamental para o bom funcionamento das wetlands, uma vez que o grau de saturação reflete nas condições de oxigenação e assim, refletindo também na maneira de degradação da matéria orgânica. O regime hidráulico deve ser levado em consideração no dimensionamento da wetland construída.

Quanto aos microrganismos responsáveis pela remoção da matéria orgânica e a transformação do nitrogênio merecem destaque as bactérias, fungos e protozoários.

5.4.3 Mecanismos de Tratamento

As características e as propriedades dos sistemas de wetlands apresentam variações dependendo da geologia, da geomorfologia e dos solos da área considerada, bem como das condições climáticas¹⁷.

As wetlands construídas compreendem diversas estratégias para a simulação de ecossistemas naturais, utilizando os princípios básicos de modificação da qualidade da água das áreas alagadas naturais. Estes sistemas têm despertado grande interesse na comunidade técnica e científica para o desenvolvimento de estudos e projetos de remoção de nutrientes e contaminantes de esgotos urbanos, industriais e pluviais.

16 OLIVEIRA, A. S.; VIDAL, C.M. Caracterização e Avaliação da Potencialidade de Sistemas "Wetland" para o Tratamento do Efluente do Viveiro da Empresa Votorantim Celulose e Papel. In: VI Semana de Estudos da Engenharia Ambiental, Irati, 2008.

17 SALATI, E. Utilização de sistemas de wetlands construídas para tratamento de águas. *Biológico*, São Paulo, v. 65 n.1 /2, p 113-116, jan-dez, 2003.

Conforme apontado por Salati (2003) os estudos desenvolvidos nesta linha indicam que os resultados são bastante variáveis em função, basicamente, dos tipos de espécies químicas presentes nos efluentes, da descarga destes à área alagável e do tipo de wetland construída utilizada.

Na literatura são comumente encontrados três tipos de ecossistemas rasos com vegetação para melhorar a qualidade da água:

- Wetlands naturais;
- Wetlands artificiais de fluxo superficial (superfície da água livre);

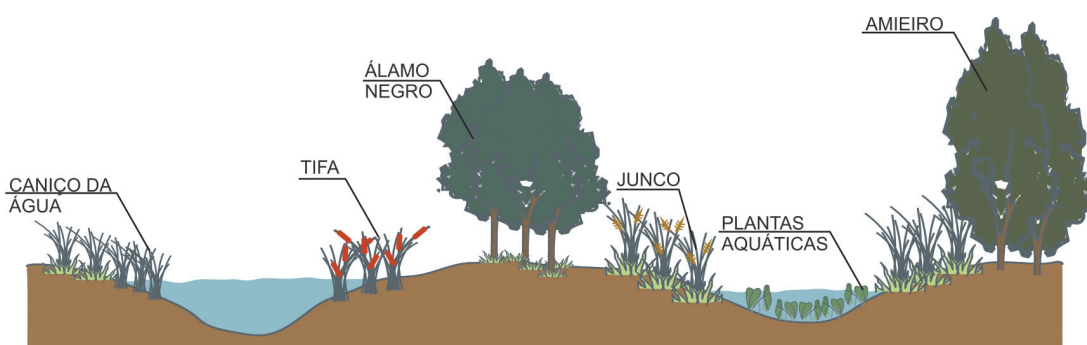


Figura 5.24 - Wetlands de fluxo superficial

- Wetlands artificiais de fluxo subsuperficial (leito submerso com vegetação).

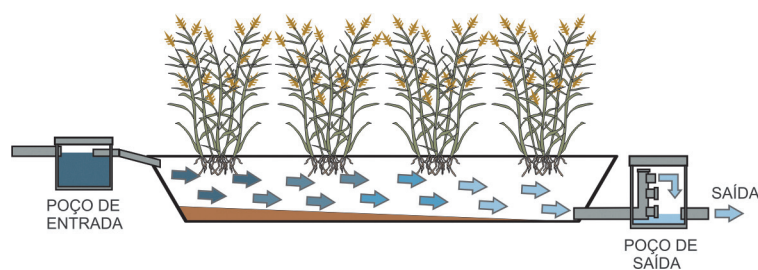


Figura 5.25 - Wetlands de fluxo subsuperficial horizontal

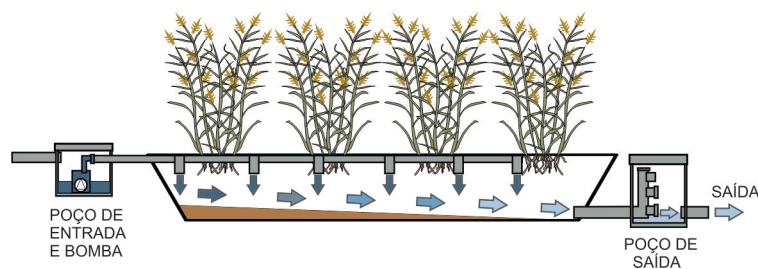


Figura 5.26 - Wetlands de fluxo superficial vertical

As wetlands de tratamento superficial, uma vez que estas tendem a ter menor custo unitário, ser mais simples de manter, operar e oferecer maiores oportunidades para habitats de vida silvestre e de usos recreativos, tais como observação de pássaros, estudo da natureza e caminhadas em corredores elevados.

Nas wetlands de fluxo superficial a água escoar principalmente na superfície do solo, com uma lâmina rasa e um crescimento denso de plantas de áreas pantanosas, típicas da região. Geralmente, consistem de uma área escavada ou fechada por diques, na qual a camada superficial do solo serve como meio de enraizamento, e estruturas adequadas de entrada e saída, destinadas a controlar a hidrologia.

A profundidade da água nas wetlands de fluxo superficial pode variar de alguns centímetros a 0,80 m ou mais, dependendo da finalidade, sendo a profundidade típica de 30 cm. Adicionalmente, podem ser observadas zonas alternadas de profundidades, chamadas de zonas profundas. Estas zonas, quando implantadas perpendicularmente à direção do fluxo, podem exercer diversas funções, entre as quais se destacam¹⁸:

- Redução de ocorrência de canais preferenciais de fluxo;
- Produção de armazenagem adicional, o que aumenta o tempo de permanência hidráulica;
- Criação de áreas tranquilas, que incrementam a sedimentação e a mistura proporcionada pelo vento;
- Produção de habitat de águas abertas para a vida aquática silvestre.

O processo de tratamento das wetlands ocorre a partir da entrada da água contendo poluentes particulados dissolvidos, a qual se distribui pela área da wetland com pouca profundidade com vegetação emergente. As condições de baixa velocidade do fluxo propiciam que os materiais particulados se depositem e fiquem retidos pela vegetação e pelos detritos orgânicos.

Os poluentes insolúveis entram nos ciclos dos elementos biogeoquímicos da massa líquida e dos solos da superfície da wetland. Ao mesmo tempo, uma fração da demanda bioquímica de oxigênio (DBO), formas fixas de nitrogênio total (N_t), fósforo total (P_t) e elementos de menor concentração são absorvidos pelo solo e consumidos ativamente pelos microrganismos e plantas existentes no ambiente da wetland. O resultado desse processo é a redução da concentração de poluentes entre a entrada e a saída das wetlands de tratamento¹⁹.

5.4.4 Desempenho das Wetlands na Remoção de Poluentes

As wetlands são eficazes na redução das quantidades de demanda bioquímica de oxigênio, sólidos totais, nutrientes, metais, patogênicos e materiais orgânicos de baixa concentração.

As eficiências de remoção nos sistemas de wetlands construídas para diferentes parâmetros de qualidade da água podem ser observadas na **Tabela 5.1**.

18 CH2M HILL. 2001. Projeto Conceitual de Wetlands para o Rio Iguaçu e Visão Geral da Tecnologia Aplicada. Desenvolvido para a SUDERHSA - Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental.

19 CH2M HILL. 2001. Projeto Conceitual de Wetlands para o Rio Iguaçu e Visão Geral da Tecnologia Aplicada. Desenvolvido para a SUDERHSA - Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental.

Tabela 5.1 - Eficiências de remoção de poluentes através de sistemas de wetlands construídas

| Parâmetro de Qualidade da Água | Eficiência de Remoção (%) |
|----------------------------------|---------------------------|
| Sólidos Totais* | 60 |
| Nitrogênio Total* | 88 |
| Metais Pesados* | 85 |
| Demanda Química de Oxigênio* | 81 |
| Demanda Bioquímica de Oxigênio** | 74 |
| Fósforo Total** | 57 |

* Kao (2001)²⁰

**Kadlec e Knight (1996 apud CH2M HILL, 2001)

5.5 MÉTODOS DE CONTROLE DA DRENAGEM

Um método que pode ser utilizado para o controle e redução dos problemas relacionados à drenagem urbana é estabelecer uma vazão de restrição de descarga de lotes e novos empreendimentos.

Essa vazão é chamada de vazão de pré-desenvolvimento, e representa a vazão nas condições mais próximas da situação natural da área/lote. (Tucci e Genz, 1995).

O conceito intrínseco aos elementos de controle da drenagem é o de armazenar ou retardar a afluência dos volumes de chuva da bacia. Uma vez que a bacia passa por alterações, estes volumes também são modificados, e passam a contribuir para o aumento das vazões características dos córregos e rios da bacia.

O efeito dos controles localizados no lote ou em novos empreendimentos utiliza-se desse conceito para promover a restrição da contribuição da área onde estão localizadas, não ampliando o efeito da sua ocupação para jusante.

O método de cálculo das vazões de pré-desenvolvimento é o método racional, e envolve a utilização das curvas de intensidade, frequência e duração locais, para obter a vazão máxima.

5.6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BAPTISTA, M. ETG UFMG, 2011. Disponível em: <<http://www.etg.ufmg.br/tim1/palestradrenagemmarcio.pdf>>. Acesso em: 24 Janeiro 2012.

DAEE. **Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê - PDMAT**. [S.l.]. 1998.

DAEE; CETESB. **Drenagem Urbana 2a ed**. São Paulo. 1980.

DENVER, C. A. C. O. **Storm Drainage Design and Technical Criteria**. [S.l.]. 2006.

EPA. EPA, 2008. Disponível em: <http://www.epa.gov/owow/NPS/nps_edu/urbanx4.html>. Acesso em: 24 Janeiro 2012.

²⁰ KAO *et al.* 2001. Application of a constructed wetland for non-point source pollution control. Water Science and Technology. Vol 44, nº 11-12, p 585-590.

FCTH; PMSP. **Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo**. [S.l.]. 1999.

FEHIDRO; FCTH, F. C. T. D. H. **Critérios e Diretrizes sobre Drenagem Urbana no Estado de São Paulo 1a. Etapa**. [S.l.]. 2004.

JAMES, L. D.; LEE, R. R. **Economics of Water Resources Planning**. New York: McGraw-Hill Book, 1971.

NEWYORK, C. O. **NYC Green Infrastructure Plan - A Sustainable Strategy for Clean Waterways**. [S.l.]. 2010.

PMSP. **Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo**. [S.l.]. 1999.

SUDERHSA; CH2MHILL. **Manual de Drenagem Urbana Região Metropolitana de Curitiba- PR**. [S.l.]. 2002.

WSUD. WSUD, 2010. Disponível em: <<http://www.wsud.org/picture-library/>>. Acesso em: 24 Janeiro 2012.

Prefeitura do Município de São Paulo

Gilberto Kassab

Prefeito

Miguel Luiz Bucalem

Secretário Municipal de Desenvolvimento Urbano

Domingos Pires de Oliveira Dias Neto

Secretário Adjunto

Eduardo Mikalauskas

Chefe de Gabinete

Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais

Equipe Técnica

SMDU - Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano

Carlos Eduardo Cheide da Graça

João Cyro André

José Aurélio Brentari

Mario Rui Feliciani

Valéria Paiva Martins Tiveron

SIURB – Secretaria Municipal de Infraestrutura Urbana e Obras

Pedro Luiz de Castro Algodoal

S MSP – Secretaria Municipal de Coordenação das Subprefeituras

Celso Fre Bolognini

SEHAB – Secretaria Municipal de Habitação

Marcel Costa Sanches

SVMA – Secretaria Municipal do Verde e do Meio Ambiente

Patrícia Marra Sepe

Rosélia Mikie Ikeda

FCTH – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

Ana Carolina Daniel Morihama

Ana Paula Zubiaurre Brites

André Sandor Kajdacsy Balla Sosnoski

Erika Naomi de Souza Tominaga

João Luiz Boccia Brandão

José Rodolfo Scarati Martins

Luiz Fernando Orsini de Lima Yazaki

Marco Antonio Palermo

Maria Lúcia Borba

Maria Luiza Machado Granziera

Mario Thadeu Leme de Barros

Monica Ferreira do Amaral Porto

Orlando Natale

Rubem La Laina Porto

Colaboração

Ana Paula Roque de Sousa

Bárbara Vital

Camila Sant'ana Rodrigues

Carla Poma

Cristiane Araújo Amaro

Fernanda Dias Radesca

Laiz Rodrigues Gonçalves Landi

Letícia Yoshimoto Simionato

Estagiários

Bruno Cesar Moreto

Erick de Moura Sotero

Capa

Juliana Cipolletta

Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais

SMDU - Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano
PMSP - Prefeitura do Município de São Paulo



RESPONSÁVEL PELO CONTEÚDO TÉCNICO
FCTH - Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica



Projeto Gráfico e Diagramação

Marli Santos de Jesus
Teresa Lucinda Ferreira de Andrade

Tratamento de Imagens

Ailton Giopatto

Revisão

Sárvio Nogueira Holanda

Editoração, CTP, Impressão e Acabamento

Imprensa Oficial do Estado de São Paulo

formato 21 x 29,7 cm
tipologia Frutiger Light e Franklin Gothic
papel miolo | Couche Fosco 120 g/m²
capa | Cartão Triplex 250 g/m²
número de páginas 220
Tiragem 1000