PREFEITURA DE SÃO PAULO
DESENVOLVIMENTO URBANO

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA

MANUAL DE DRENAGEM
E MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS

ASPECTOS TECNOLÓGICOS:
DIRETRIZES PARA PROJETOS

VOLUME Iii

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: DIRETRIZES PARA PROJETOS

VOLUME III

FCTH

PREFEITURA DE SÃO PAULO
DESENVOLVIMENTO URBANO

São Paulo, 2012

08667 MIOLO.indd 1 24/10/12 15:03

© 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; diretrizes para projetos.
São Paulo: SMDU, 2012.

128p. il. v.3

ISBN 978-85-66381-03-0
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 – 17º e 18º andares – Centro
São Paulo – SP – CEP 01008-906
Tel: 11 3113-7500
http://www.prefeitura.sp.gov.br//cidade/secretarias/desenvolvimento_urbano/

08667 MIOLO.indd 2 7/11/2012 17:20:49

Índice

1. DIRETRIZES PARA PROJETOS DE OBRAS EM DRENAGEM URBANA 7

1.1 DESENVOLVIMENTO DAS ATIVIDADES DE VIABILIDADE 9
1.1.1 Estudo de Alternativas 9
1.1.2 Comparação de Alternativas: Método ADMC 12
1.1.3 Roteiro para projeto básico 21
1.1.4 Ficha técnica de avaliação de projetos 32

1.2 PROJETO DE OBRAS DE MICRODRENAGEM 34
1.2.1 Terminologia 34
1.2.2 Elementos que Compõem o Sistema de Microdrenagem 35
1.2.3 Levantamento de Dados 36
1.2.4 Concepção e Arranjo dos Elementos 37
1.2.5 Dimensionamento da rede 39

1.3 PROJETO DE OBRAS DE MACRODRENAGEM 73
1.3.1 Elementos que compõem o sistema de macrodrenagem 73
1.3.2 Aquisição e Análise de Dados 73
1.3.3 Dimensionamento das obras 74
1.3.4 Estabilidade de Canais Naturais 97
1.3.5 Seções Estáveis e Fatores que Afetam o seu Equilíbrio 101
1.3.6 Dimensionamento de Galerias e Tubos Não Assoreáveis 107

1.4 MEDIDAS ESTRUTURAIS DE CONTROLE NA FONTE 111
1.4.1 Critérios de escolha das obras de redução e controle 111
1.4.2 Pré-dimensionamento das Medidas de Controle 118

2. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 122

08667 MIOLO.indd 3 24/10/12 09:33

Índice de Figuras

Figura 1.1 - Fluxograma das atividades previstas para a escolha da melhor alternativa 13
Figura 1.2 - Custos e benefícios..... 15
Figura 1.3 - Custos marginais e benefícios marginais 16
Figura 1.4 - Curvas de redução de precipitação (U.S. National Weather Service)..... 25
Figura 1.5 - Alinhamento dos condutos..... 36
Figura 1.6 - Rede coletora 38
Figura 1.7 - Locação da caixa de ligação..... 39
Figura 1.8 - Seção de Escoamento de uma sarjeta 40
Figura 1.9 - Tipos de bocas de lobo..... 41
Figura 1.10 - Cálculo do espaçamento entre bocas de lobo 44
Figura 1.11 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro 47
Figura 1.12 - Exemplo de nomograma para controle na entrada..... 50
Figura 1.13 - Exemplo de nomograma para controle na saída..... 51
Figura 1.14 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro 58
Figura 1.15 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro 59
Figura 1.16 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro 60
Figura 1.17 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro 61
Figura 1.18 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro 62
Figura 1.19 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro 63
Figura 1.20 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro 64
Figura 1.21 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro 65
Figura 1.22 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro 66
Figura 1.23 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro 67
Figura 1.24 - Carga hidráulica a montante para tubos de metal corrugado com controle na entrada ... 68
Figura 1.25 - Carga hidráulica a montante para tubos de concreto com controle na entrada 69
Figura 1.26 - Carga hidráulica para tubos circulares com anel chanfrado com controle na entrada 70
Figura 1.27 - Carga hidráulica para bueiro de metal corrugado, escoando a seção plena, n = 0,024 71
Figura 1.28 - Carga hidráulica para bueiro de concreto, escoando a seção plena, n = 0,012 72
Figura 1.29 - Canal em concreto – Seção trapezoidal mista 76
Figura 1.30 - Canal escavado – Seção mista 76
Figura 1.31 - Canal em concreto – Seção retangular mista..... 76
Figura 1.32 - Reservatório in-line e off-line 89
Figura 1.33 - Efeito de amortecimento dos reservatórios in-line (a) e off-line (b)..... 90
Figura 1.34 - Definição do volume do reservatório in-line segundo o critério de vazão de restrição a jusante 91
Figura 1.35 - Dimensionamento de reservatório com preservação da sazonalidade das vazões a jusante 92
Figura 1.36 - Relação entre os critérios de restrição e de sazonalidade de cheias..... 92
Figura 1.37 - Interação adversa de hidrogramas de cheias como consequência de uma obra de detenção/retenção..... 94
Figura 1.38 - Esquema da variação da linha de energia em galerias funcionando em carga..... 96
Figura 1.39 - Variação de declividades..... 102
Figura 1.40 - Variação da largura 102
Figura 1.41 - Variação do raio hidráulico 103
Figura 1.42 - Variação da velocidade 103
Figura 1.43 - Variação da vazão sólida..... 106
Figura 1.44 - Variação do raio hidráulico 106
Figura 1.45 - Variação da velocidade 107

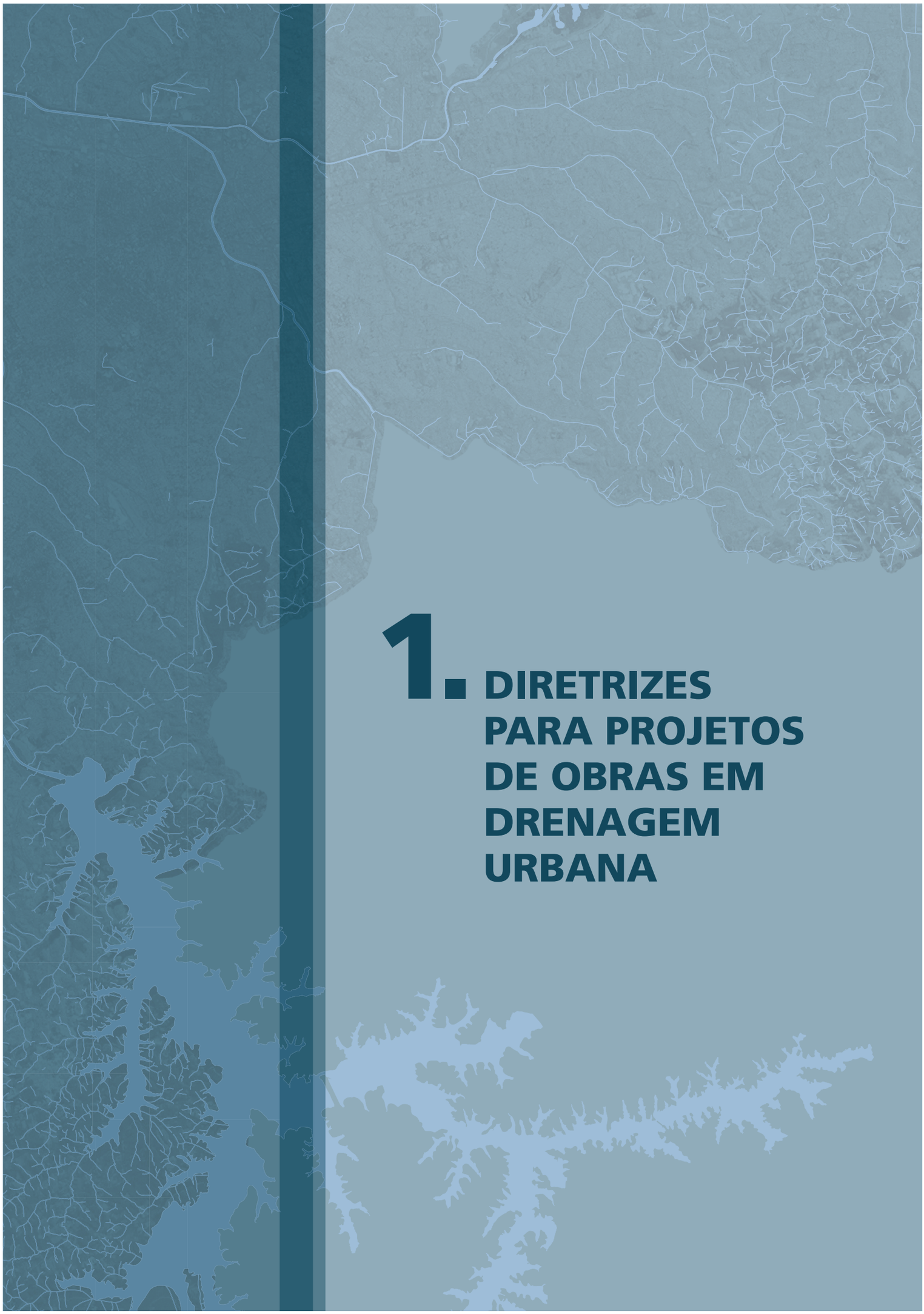
08667 MIOLO.indd 4 23/10/12 17:20

Índice de Tabelas

Tabela 1.1 - Exemplo de distribuição dos pesos para a avaliação de alternativas 17
Tabela 1.2 - Escala de pontuação dos critérios 18
Tabela 1.3 - Resultados da análise multicritério. 20
Tabela 1.4 - Roteiro de atividades para o desenvolvimento de Projeto Básico..... 21
Tabela 1.5 - Ficha técnica de avaliação de projetos..... 33
Tabela 1.6 - Espaçamento dos poços de visita em m (DAEE/ CETESB, 1980) 39
Tabela 1.7 - Fatores de redução de escoamento das sarjetas (DAEE/CETESB, 1980) 40
Tabela 1.8 - Fator de redução do escoamento para bocas de lobo (DAEE/ CETESB,1980) 43
Tabela 1.9 - Classificação dos dispositivos de armazenamento ou retenção..... 84
Tabela 1.10 - Efeito da presença de material coesivo na condição crítica de início de movimento. ... 110
Tabela 1.11 - Fatores condicionantes para a implantação e operação das técnicas compensatórias em drenagem urbana 114
Tabela 1.12 - Matriz de aplicabilidade em relação ao uso e ocupação do solo 115
Tabela 1.13 - Matriz de aplicabilidade em relação às características locais 116
Tabela 1.14 - Matriz de aplicabilidade em relação à quantidade e qualidade 117

08667 MIOLO.indd 5 23/10/12 17:20

08667 MIOLO.indd 6 23/10/12 17:21



1. DIRETRIZES PARA PROJETOS DE OBRAS EM DRENAGEM URBANA

08667 MIOLO.indd 7 23/10/12 17:21

08667 MIOLO.indd 8 23/10/12 17:21

1.1 DESENVOLVIMENTO DAS ATIVIDADES DE VIABILIDADE

1.1.1 Estudo de Alternativas

Estudos preliminares

O estudo preliminar é dividido em cinco subetapas, descritas na sequência.

A) Levantamento de dados

Deve-se reunir, sistematizar e analisar todos os dados, informações, estudos e projetos já existentes, e aqueles executados especificamente para o projeto. Os dados de interesse devem referir-se a:

- Planta da bacia hidrográfica;
- Características da faixa de implantação das obras;
- Contribuição lateral à drenagem principal (afluentes, transposição de bacias, etc...);
- Existência de pontos baixos e necessidade de medidas específicas de drenagem destes pontos (polders, desvio para jusante, etc.);
- Interferências com as principais utilidades públicas (luz, telefone, saneamento, etc.);
- Condições previstas de desenvolvimento futuro (projeções da população, planos diretores, leis de uso e ocupação do solo, etc.);
- Cobertura vegetal e condições de ocupação da bacia atual e futura;
- Características geológicas da bacia (avaliação das características hidrogeológicas);
- Características geotécnicas e do lençol freático na faixa de implantação das obras;
- Informações sobre chuvas intensas na área da bacia;
- Estudos anteriores;
- Outras informações relevantes;
- Análise de eventos observados (chuvas e inundações ocorridas).

Nos estudos hidrológicos, eventos observados no próprio local de estudo, mesmo que não tenham sido medidos com muita precisão, podem contribuir para uma avaliação mais aprofundada das características da bacia, o que aumenta bastante a confiabilidade dos resultados. Refere-se, neste caso, aos dados de precipitações, de níveis d´agua, vazões medidas ou estimadas que são os dados utilizados na calibragem dos modelos hidrológicos. Uma vez que a calibração dos modelos é feita com informações mais confiáveis, os eventos simulados serão, também, mais precisos. Dessa forma, sempre que possível, devem-se considerar os eventos significativos ocorridos nas proximidades ao local de estudo.

B) Definição de procedimentos hidrológicos e hidráulicos

Aconselha-se a definição dos procedimentos hidrológicos e hidráulicos minimamente aceitáveis na fase dos estudos preliminares, para que este não apresente grandes diferenças de resultados no projeto final. Além disso, apenas com bases adequadas e padronizadas é possível fazer análises comparativas efetivas entre as alternativas propostas.

08667 MIOLO.indd 9 23/10/12 17:21

C) Diagnóstico hidrológico-hidráulico da situação atual

A elaboração de um diagnóstico hidrológico-hidráulico sobre a situação atual deverá ser realizada após a análise dos dados e estudos existentes. O diagnóstico hidrológico e hidráulico é de fundamental importância para se ter uma avaliação física do funcionamento do sistema de drenagem existente, que embasará as alternativas e soluções a serem analisadas e propostas.

D) Programação e levantamento de dados adicionais

Após a elaboração do diagnóstico da situação atual e a identificação das possíveis alternativas e soluções preliminares, deve-se fazer o levantamento de dados adicionais, caso julgue-se necessário, para o complemento e melhor desenvolvimento das alternativas. Geralmente os dados complementares referem-se a informações hidrometeorológicas, topográficas, geológicas, geotécnicas ou relacionadas com o meio ambiente local.

Cenários para o horizonte de projeto

Algumas características da bacia hidrográfica influem no seu regime de cheias, como:

- Características geológicas da bacia;
- Características morfológicas da bacia;
- Características da cobertura vegetal;
- Características do solo da bacia;
- Características do tipo de uso e ocupação do solo;
- Avaliação das condições de permeabilidade regionais e locais, que são influenciadas pelo uso do solo.

Desta forma, a caracterização da situação da bacia para o horizonte do projeto deve ser feita pela análise dos aspectos de ocupação urbana e projeções demográficas e pela definição das taxas de escoamento superficial futuras.

A) Análise da urbanização e projeções demográficas

As análises de plantas, mapas, fotos aéreas, entre outros documentos, é imprescindível para caracterizar as condições da cobertura vegetal e de ocupação urbana da bacia em estudo. Além disso, as características geológicas e a classificação dos tipos de solo da bacia contribuem para a determinação da área de drenagem e, consequentemente, para as vazões de projeto.

Por meio de projeções demográficas baseadas nos dados dos últimos censos realizados na bacia em estudo, pode-se avaliar a sua área impermeabilizada e projetar as condições de expansão e urbanização para o horizonte do projeto.

Ressalta-se que o desenvolvimento de um projeto de drenagem deve considerar o cenário e o horizonte do projeto previsto pelo plano diretor regional ou geral, que deve estabelecer a vida útil do respectivo projeto pretendido.

08667 MIOLO.indd 10 23/10/12 17:21

B) Definição das taxas de escoamento superficial

Nos modelos hidrológicos de transformação chuva-vazão, é necessário entrar com as condições do escoamento superficial, que são estimadas por parâmetros específicos. Por exemplo, o processo de cálculo do *Soil Conservation Service* (S.C.S.), utiliza o coeficiente número de curva (CN: curve-number), que é estimado a partir da classificação dos solos e do tipo de cobertura existentes na área a ser drenada.

Com base nas análises de diagnósticos elaborados em algumas sub-bacias do Alto Tietê, recomenda-se que a estimativa do CN seja feita com base na classificação usual por grupos de solos e cobertura ou em dados observados.

A bibliografia recomenda adotar, para a cidade de São Paulo, o CN considerando as classes de solos constituintes e o tipo de cobertura e ocupação dos solos levantados pelo Plano da Bacia do Alto Tietê (2009), conforme se apresentou no tomo I deste volume do Manual.

Quando se dispõem de dados observados, como, por exemplo, um hidrograma, efetua-se a calibração do valor atual do CN e, com base nas projeções demográficas, faz-se a estimativa futura do aumento das áreas impermeáveis para fixar a taxa de escoamento superficial a ser considerada no projeto de drenagem.

Estudos Hidrológicos

Os estudos hidrológicos compreendem a análise dos itens citados abaixo:

- Estabelecimento de critérios hidrológicos de projeto;
- Determinação das vazões de projeto.

Estes itens serão melhor abordados em um capítulo específico deste Manual.

Formulação e Análise de Alternativas

As análises de alternativas compreendem a avaliação dos itens citados abaixo, que serão melhor abordados em um capítulo específico deste Manual.

- Estudos de alternativas de arranjo e projeto hidráulico;
- Avaliação dos danos evitados para um determinado porte da obra;
- Análise de custos e benefícios.

Relatório dos Estudos de Viabilidade

O Relatório Final dos Estudos de Viabilidade deve conter no mínimo os seguintes itens:

- Sumário dos Estudos e Conclusões;
- Introdução/Apresentação;
- Justificativas do Empreendimento e sua Inserção Regional;
- Histórico de Obras e Estudos Existentes;
- Levantamentos e Investigações Efetuadas;

08667 MIOLO.indd 11 23/10/12 17:21

- Análises Hidrológicas e Hidráulicas Realizadas;
- Alternativas Analisadas;
- Análises de Custo-Benefício;
- Conclusões e Recomendações.

1.1.2 Comparação de Alternativas: Método ADMC

Elaboração das Alternativas

A etapa mais importante no desenvolvimento dos projetos de drenagem e do Plano Diretor é a elaboração das possíveis alternativas. Estas devem ser primeiramente elaboradas conceitualmente e analisadas. Aquelas que se mostrarem promissoras deverão ser desenvolvidas mais detalhadamente.

As alternativas devem compreender as medidas estruturais (canalização; reservatórios; substituição e melhoria de bueiros, pontilhões, nova canalização de áreas críticas, etc.), medidas não estruturais (controle de uso do solo, preservação da várzea, programas de inspeção e manutenção, educação ambiental, etc.), e medidas de controle na fonte. Além disso, as alternativas devem ser elaboradas considerando os seguintes aspectos:

- Diagnóstico preliminar;
- Levantamento de campo prévio;
- Diretrizes legais (Legislação Municipal, Estadual e Federal);
- Objetivos e critérios definidos especificamente para o plano.

De modo geral, as alternativas devem ser:

- Conceitualmente consistentes: devem atender aos objetivos propostos;
- Tecnicamente exequíveis: deve ser efetuado um pré-dimensionamento;
- Economica e financeiramente viáveis: os custos são justificados pelos benefícios e o seu financiamento factível;
- Ambientalmente aceitáveis: os impactos negativos ao meio ambiente devem ser determinados e compensados pelos impactos positivos;
- Legalmente aceitáveis e administrativamente possíveis: devem respeitar os aspectos legais e administrativos;
- Politicamente aceitáveis: devem ter o potencial de aceitabilidade política das instituições e do público em geral.

Definição dos Critérios para Pontuação das Alternativas (técnicos, sociais, ambientais e econômicos)

Para escolher qual alternativa elaborada é a mais adequada para a solução ou prevenção das inundações da bacia hidrográfica estudada, deve-se julgá-las com os seguintes critérios:

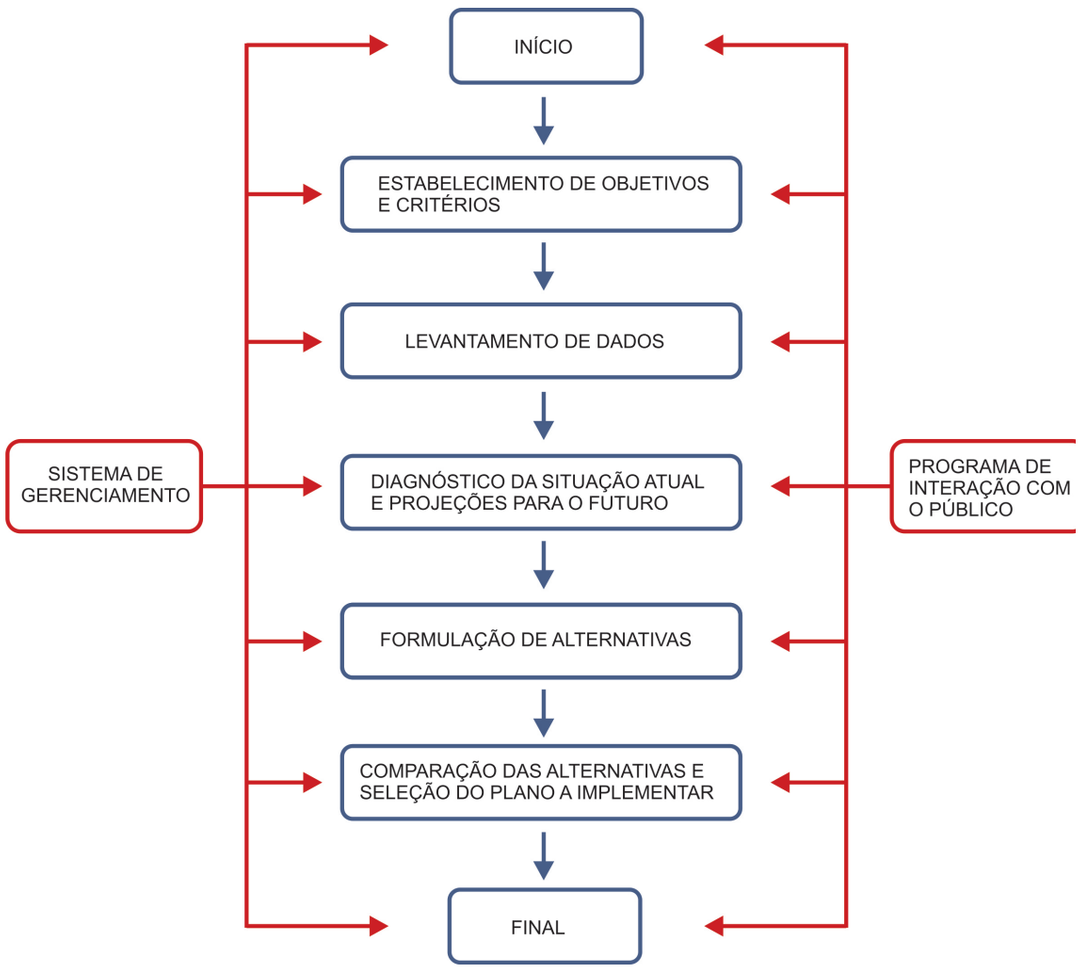
- Custos de construção;
- Prejuízos evitados;

08667 MIOLO.indd 12 23/10/12 17:21

- Grau de prevenção dos danos;
- Grau de utilização das várzeas;
- Grau de agressividade ao meio ambiente;
- Nível de atendimento a comunidade;
- Grau de atendimento geral dos objetivos.

Definida a alternativa mais indicada, deve-se elaborar memorial técnico, indicando e descrevendo as medidas estruturais e não estruturais e suas respectivas metodologias de implantações. Deve-se também sugerir mecanismos para a viabilização do Plano, incluindo aspectos econômico-financeiros e institucionais.

A **Figura 1.1** descreve o fluxograma das etapas que devem ser seguidas para a escolha da melhor alternativa. Sugere também utilizar a técnica de decisão multicritério como uma forma de hierarquizar as alternativas segundo diferentes enfoques.



Fonte: (FEHIDRO e FCTH, 2004)

Figura 1.1 - Fluxograma das atividades previstas para a escolha da melhor alternativa

08667 MIOLO.indd 13 23/10/12 17:21

Análise das Alternativas diante dos Critérios (inclui métodos construtivos, análise B/C, manutenção e demais critérios técnicos)

O procedimento de análise multicritério é uma ferramenta que, para ser bem aplicada, deve ser abrangente, incluindo diversos decisores de diversas áreas de atuação. Partindo desta premissa, é importante que seja homogeneizada a avaliação dos critérios, ao nível de conhecimento de todos os participantes.

A homogeneidade é garantida com uma descrição de qual será o conteúdo abordado por cada critério, discorrendo a respeito da sua abrangência.

Deste modo, a seguir vêm elencados, com exemplo, alguns critérios com a descrição de seu conteúdo.

- Prejuízos Evitados

Para o critério de prejuízos evitados, se imaginou que a avaliação abrangeria os principais problemas acarretados pela drenagem, atribuindo-se valores de escala mais elevados para aqueles que representem os danos com maiores consequências ao município. Dentre os principais danos propostas para avaliação destaca-se os afetos ao sistema de transporte, visando evitar que as vias e meios de transporte públicos sejam bloqueados sempre que ocorra um evento. Neste caso foi proposta uma escala onde a pontuação mais alta é dada aos projetos que afetem vias arteriais primárias de maior importância, reduzindo o seu valor até atingir as vias locais. O risco de danos materiais foi dividido em risco de danos a áreas de moradia e áreas de serviços e/ou industriais, para melhor avaliar as consequências nestas áreas. Outro subcritério é o risco de danos à saúde pública, que pondera os problemas que estão relacionados com contaminação e difusão de doenças geradas pela água das enchentes e consequente morbidade. Por último entra a relação do risco de mortes diretamente relacionadas à ocorrência de um evento.

- Impactos Adicionais

Neste caso serão também avaliados os subcritérios de risco de impacto ao meio ambiente urbano, controle da poluição difusa e impactos gerados na construção da obra. Primeiramente os impactos à paisagem e ao meio ambiente foram considerados pelo grupo para reduzir a perturbação das obras num ambiente urbano, já bastante modificado, e carente de áreas verdes, além de avaliar se a obra também inclui melhorias na urbanização do local, com a reorganização do sistema viário e a realocação de famílias em áreas de risco. A qualidade da água geralmente não é utilizada como fator de grande relevância pelos projetistas de obras de drenagem urbana, porém foi incluída dando importância ao tratamento da carga difusa. Para a avaliação da fase de obras de cada um dos projetos, levou-se em consideração a complexidade de cada tipologia de interferência proposta nas soluções, atribuindo valores mais altos às obras que interferiram menos no ambiente. É um parâmetro com um prazo definido, mas com consequências de grande porte para a região.

- Reflexos da Obra

Para que não fossem somente avaliados critérios de cunho técnico, foi proposto incluir o critério que engloba a imagem e repercussão relacionadas a cada projeto existente. Neste caso foram ponderados os impactos que cada região atingida pelas obras tem sobre a mídia. Foi também considerada a repercussão

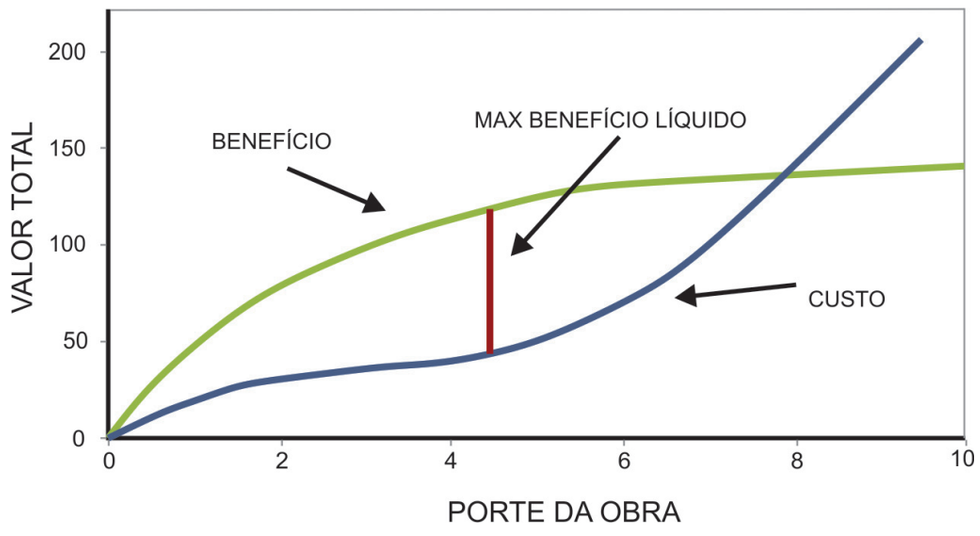
08667 MIOLO.indd 14 23/10/12 17:21

na imagem da entidade no caso de sucesso ou fracasso da obra, estimando a sensibilidade de cada um dos projetos. Portanto, o critério tem um cunho mais subjetivo e pode ser avaliado de diversas maneiras dentro de um grupo decisor.

• Benefício / Custo de construção

O objetivo da análise benefício/custo é a seleção das alternativas mais adequadas para o controle de inundações em uma determinada bacia hidrográfica, proporcionando o porte ótimo, que é o grau de proteção oferecido por uma medida específica ou pelo conjunto destas. Dessa forma, os danos ocorrerão apenas quando os eventos superarem o grau de proteção que é representado pelo período de retorno do projeto.

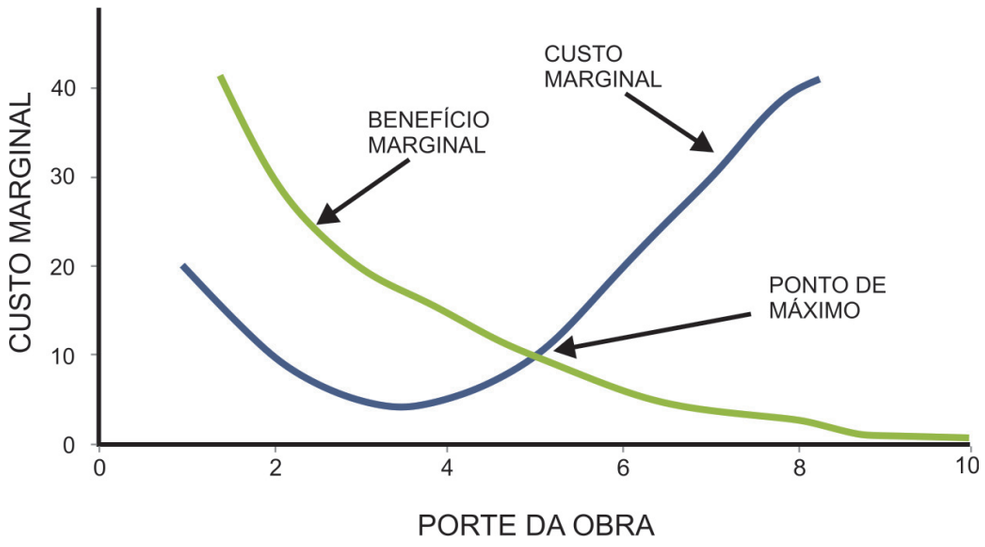
Para avaliar os custos e benefícios associados a cada projeto, comparam-se os desempenhos entre os dois cenários considerados: com e sem o plano. A metodologia consiste no cálculo e construção das curvas de benefícios e custos para cada grau de proteção das inundações consideradas ao longo de todo o projeto (**Figura 1.2**). O projeto é considerado economicamente viável quando os benefícios superarem os custos. A partir destas curvas calculam-se as curvas de custos e benefícios marginais (**Figura 1.3**). O benefício líquido será a máxima diferença entre o benefício e o custo, isto ocorre quando os valores do custo marginal e benefício marginal são iguais.



Fonte: (FEHIDRO e FCTH, 2004)

Figura 1.2 - Custos e benefícios

08667 MIOLO.indd 15 23/10/12 17:21



Fonte: (FEHIDRO e FCTH, 2004)

Figura 1.3 - Custos marginais e benefícios marginais

Do ponto de vista econômico, para a escolha do melhor projeto, deve-se adotar uma das seguintes funções objetivo:

- Máximo benefício líquido (Benefício líquido = Benefício - Custo): projeto que proporciona o maior incremento de renda.
- Máxima relação benefício/custo (Relação Benefício Custo = Benefício/Custo): projeto que proporciona maior rentabilidade do capital investido.

As consequências desvantajosas de um projeto podem ser consideradas como custo ou como benefício negativo. Adotando-se o critério de máxima relação benefício/custo, esta consideração interfere no resultado Benefício/Custo de maneira mais evidente do utilizando o critério de máximo benefício líquido, onde o resultado não sofrerá influências. Dessa forma, considera-se mais seguro a adoção do critério máximo benefício líquido para a avaliação do projeto.

A avaliação dos custos dos projetos de controle de cheias não apresentam maiores dificuldades, porém o cálculo dos benefícios não é tão simples. Os benefícios atingem o coletivo de forma que não é possível eliminar aqueles que não o desejam. Além disso, não se aplicam as relações de oferta e demanda, dessa forma para obter o valor dos benefícios proporcionados é necessário simular um mercado de controle de cheias.

Estudos mais aprofundados sobre benefício/custo para área de drenagem podem ser consultados em JAMES & LEE (1971).

Aplicação de Modelos ADMC

Após a definição, homogeneização e entendimento por parte dos decisores, o conteúdo avaliado por cada critério poderá ser agrupado em uma única planilha para a aplicação do modelo de análise multicritério.

08667 MIOLO.indd 16 23/10/12 17:21

A cada critério é atribuído um peso relativo, que será ponderado entre seus subcritérios, distribuindo em forma de porcentagem do peso relativo. Este procedimento é exemplificado a seguir na **Tabela 1.1**, que apresenta a ponderação e distribuição dos pesos para uma avaliação de alternativas.

Tabela 1.1 - Exemplo de distribuição dos pesos para a avaliação de alternativas

Critério e Subcritério	Peso relativo
Custo	3
Custo de Implantação	60%
Custo de Operação/Manutenção	40%
Critérios técnicos de projeto	4
Suficiência de Dados	30%
Risco Hidrológico	30%
Estudo de Alternativas	20%
Complexidade Operacional	10%
Vulnerabilidade	10%
Danos Evitados	4
Trânsito	20%
Risco de Danos Materiais	15%
Risco de Danos a Saúde Pública (risco indireto)	15%
Mortes (risco direto)	50%
Impactos	4
Impactos sobre a Paisagem e Meio Ambiente Urbano	40%
Impactos na Qualidade da Água	20%
Impactos na fase de Obras	40%
Benefício Político	1

A partir da atribuição dos pesos relativos e sua distribuição para os respectivos subcritérios, é realizada a ponderação dos critérios, fazendo assim com que a pontuação de cada um deles utilize a mesma escala de pontos (de 1 a 5).

Os pontos são atribuídos referindo-se à importância que o critério tem para cada alternativa. Como exemplo, ao pontuar uma alternativa pelo critério de custo, as alternativas que têm maior custo serão penalizadas, e receberão menos pontos, ou seja, é atribuída menor importância a esse critério para avaliar a alternativa.

Outro exemplo é para o caso do risco à população, onde será penalizada a alternativa que apresentar o maior risco, recebendo uma pontuação baixa.

Exemplos desta ponderação e pontuação são apresentados a seguir.

08667 MIOLO.indd 17 23/10/12 17:21

Tabela 1.2 - Escala de pontuação dos critérios

Escala de ponderação para o critério: CUSTO	
Custo de Implantação (milhões R$)	Pontuação
0-50	5
50-150	4
150-250	3
250-350	2
>350	1
Custo de Operação/Manutenção	Pontuação
0-1	5
1-2	4
2-3	3
3-5	2
>5	1
Escala de ponderação para o critério: DANOS EVITADOS	
Trânsito	Pontuação
Vias Arteriais Primárias de Maior Importância	5
Vias Arteriais Primárias de Menor Importância	4
Vias Arteriais Secundárias de Maior Importância	3
Vias Arteriais Secundárias de Menor Importância	2
Vias Locais	1
Risco de Danos Materiais	Pontuação
Risco de Danos a Saúde Pública (risco indireto)	
Mortes (risco direto)	
Alto	5
Médio / Alto	4
Médio	3
Médio / Baixo	2
Baixo	1

08667 MIOLO.indd 18 24/10/12 15:01

Comparação das Alternativas e Seleção a Implementar

Como o objetivo da análise multicritério é o de auxiliar na escolha e hierarquização de alternativas, após a atribuição de pesos e a pontuação de cada alternativa, é realizada a classificação das alternativas a partir de diferentes metodologias (WAN, CP, PROMETHEE_WAN e PROMETHEE). A mais simples de ser aplicada é a metodologia WAN – Weighted Average Method, que é um método baseado na relação de pontuações, onde os valores da medida de desempenho são utilizados para ranquear as alternativas. Uma escala de 1 a 5 é utilizada no método, sendo que o valor 1 indica as piores performances e o valor 5 as melhores. A importância relativa de cada critério é determinada com a ajuda de pesos relativos escolhidos pelos decisores. Os pesos relativos são então normalizados. Cada alternativa tem sua performance então multiplicada por estes pesos. A equação abaixo é utilizada para determinar a soma total das pontuações de cada alternativa.

$$S_j = \sum_{i=1}^{4} W_i \cdot R_{i,j} \qquad \textbf{1.1}$$

Onde,
S = Pontuação Total da Alternativa j;
W = Pesos;
R = Peso Relativo do Critério i.

A partir da pontuação total da alternativa j, pode-se compará-la com as demais, e determinar então a hierarquização de alternativas, da mais bem classificada (aquela que tem menores impactos e maiores benefícios), à que recebeu menor pontuação (não atende ou atende precariamente os critérios).

Um exemplo genérico dos resultados da aplicação da hierarquização é apresentado a seguir na **Tabela 1.3**.

08667 MIOLO.indd 19 23/10/12 17:21

Tabela 1.3 - Resultados da análise multicritério.

Índice	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Custo																		
Custos	4	5	2	1	3	4	4	4	5	5	5	5	5	5	4	5	5	1
Soma	4,00	5,00	2,00	1,00	3,00	4,00	4,00	4,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,00	5,00	5,00	1,00
Critérios técnicos de projeto																		
Suficiência de Dados	1	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	1	4	1	1	2	2
Complexidade Operacional	2	2	4	2	4	4	4	2	4	2	2	4	4	4	4	4	2	2
Soma	1,70	1,70	3,10	1,70	3,10	3,40	3,10	1,70	3,10	1,70	1,70	3,10	3,10	4,00	3,10	3,10	2,00	2,00
Danos Evitados																		
Trânsito	5	5	4	4	4	5	2	4	2	5	5	4	2	4	2	2	4	4
Risco de Danos Materiais	4	4	3	3	3	4	3	3	3	3	3	3	4	3	2	3	3	3
Risco de Danos a Saúde Pública	3	3	3	4	3	3	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mortes/Direto	3	3	4	4	3	4	4	3	3	3	3	3	3	3	2	3	3	3
Soma	3,60	3,60	3,60	3,80	3,20	4,00	3,40	3,20	2,80	3,40	3,40	3,20	3,00	3,20	2,20	2,80	3,20	3,20
Impactos																		
Impactos sobre a Paisagem e Meio Ambiente	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	5	1	1	1
Impactos na Qualidade da Água	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	1	1	1
Impactos na fase de Obras	3	3	3	3	3	1	3	3	3	3	3	3	3	3	5	3	3	3
Soma	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,00	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	4,20	1,20	1,20	1,20
Benefício Político																		
	5	5	1	2	3	4	1	1	1	1	1	2	1	1	5	1	1	3
Soma	5,00	5,00	1,00	2,00	3,00	4,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00	1,00	1,00	5,00	1,00	1,00	3,00
Total	**2,53**	**2,67**	**2,36**	**1,93**	**2,56**	**2,97**	**2,60**	**2,16**	**2,61**	**2,34**	**2,34**	**2,77**	**2,66**	**2,96**	**3,49**	**2,61**	**2,39**	**2,53**
Colocação	**11**	**5**	**14**	**18**	**10**	**2**	**9**	**17**	**7**	**15**	**15**	**4**	**6**	**3**	**1**	**7**	**13**	**11**

08667 MIOLO.indd 20 24/10/12 16:47

1.1.3 Roteiro para projeto básico

Para o desenvolvimento de um Projeto Básico das Obras e Intervenções de Drenagem em determinada bacia hidrográfica, deve-se contar, a priori, com um Programa de Drenagem da Bacia, já desenhado e estabelecido pela Municipalidade, aprovado pelos órgãos ambientais e administrativos competentes, além de já ter sido apresentado e discutido com a comunidade e entidades representativas atuantes na área da bacia.

No caso de não se dispor de um Programa de Drenagem, o desenvolvimento de um projeto básico de obras e intervenções de drenagem numa bacia qualquer deverá seguir um roteiro de atividades conforme se apresenta na **Tabela 1.4** abaixo.

Tabela 1.4 - Roteiro de atividades para o desenvolvimento de Projeto Básico

Atividades Necessárias para o desenvolvimento de Projeto Básico de Intervenções na Bacia
1. Levantamento de Informações Básicas
2. Levantamento de Campo para Complementação dos Cadastros
3. Modelagem Hidráulico-Hidrológica da Bacia
3.1 Definição de Parâmetros e Critérios Hidrológicos e Componentes de Planejamento
3.2 Determinação e Prospecção do Crescimento do Uso e da Ocupação do Solo na Bacia
3.3 Parâmetros de Infiltração e Tempos de Concentração
3.4 Cenários Hidrológicos
3.5 Mapeamento das Áreas de Inundação para Verificação do Ajuste do Modelo
3.6 Mapeamento das Áreas de Inundação e Diagnóstico do Sistema de Drenagem Atual
4. Controle de Cheias na Bacia
4.1 Proposição de Medidas Estruturais
4.2 Proposição de Medidas Não Estruturais, Compensatórias e/ou Mitigadoras
5. Levantamentos Complementares de Campo e Cadastros
6. Anteprojeto das Medidas Estruturais e Não Estruturais
7. Participação Pública
8. Avaliação de Quantitativos e Custos das Obras
9. Métodos Construtivos
10. Análise Benefício/Custo
11. Determinação do Conjunto de Medidas/Intervenções na Bacia e Desenvolvimento de Projetos Básicos

Apresenta-se a seguir a descrição de cada uma destas atividades.

08667 MIOLO.indd 21 23/10/12 17:21

ATIVIDADE 1 – LEVANTAMENTO DE INFORMAÇÕES BÁSICAS

Deverão ser levantados todos os documentos de interesse da bacia, cartográficos e temáticos, desde os mais antigos, para o conhecimento abrangente das características físicas de toda a bacia e de seu sistema hidráulico de drenagem implantado, de todos os problemas que o seu funcionamento tem apresentado, bem como as propostas e projetos existentes para a solução desses problemas.

Entre as informações básicas a serem levantadas e utilizadas destacam-se:

- Levantamentos cadastrais dos sistemas de drenagem da bacia;
- Uso e ocupação do solo atual, para caracterizar o grau de impermeabilização da bacia e a ocupação das áreas marginais aos corpos de água**;**
- Geologia e geotecnia, contemplando o mapeamento das áreas de risco geológico e geotécnico, considerando, no caso do município de São Paulo, os levantamentos e estudos realizados pela PMSP/IPT em 2010, e cruzando-se essas informações com as áreas inundáveis que são observadas ou serão determinadas;
- Deverão ser considerados os potenciais de produção de assoreamento e erosão nas bacias onde for aplicável, possibilitando o estudo da capacidade de infiltração e armazenamento das diversas feições pedológicas e geológicas para que seja possível determinar os parâmetros de escoamento que serão utilizados na modelagem hidrológica.
- Caracterização da cobertura vegetal atual e passada**;**
- População atual e previsão de crescimento (estudos recentes)**;**
- Dados pluviométricos e dados fluviométricos (níveis d'água e descargas)**;**
- Dados atualizados das obras hidráulicas (cadastros da micro e macrodrenagem)**;**
- Estudos hidrológicos e hidráulicos de obras executadas e previstas**;**
- Dados de curvas de descarga das estruturas hidráulicas existentes ("as built")**;**
- Pontos de alagamento e de inundação observados para os eventos selecionados, referentes tanto aos sistemas de microdrenagem quanto de macrodrenagem;
- Os pontos levantados deverão ser caracterizados quanto à sua frequência e impactos, e ser inseridos em plantas georreferenciadas.
- Projetos mais recentes relativos ao setor habitacional, ao setor viário e de transportes; aos serviços de abastecimento de água e de esgotos**;**
- Projetos Integrados de Controle de Cheias da Bacia;
- Dados de monitoramento hidrológico e hidráulico e da qualidade da água.

ATIVIDADE 2 – LEVANTAMENTO DE CAMPO PARA COMPLEMENTAÇÃO DOS CADASTROS

Depois de analisados os dados cadastrais referentes ao sistema de macrodrenagem da bacia disponíveis, deverá ser proposta a complementação dos dados e elementos topológicos necessários à modelagem hidráulico-hidrológica do sistema.

O cadastro final deverá apresentar seções transversais suficientes para bem caracterizar o leito de escoamento do canal ou galeria, devendo incluir todas as singularidades existentes, tais como: curvas, infle-

08667 MIOLO.indd 22 23/10/12 17:21

xões, transições, estreitamentos bruscos, mudanças de declividades, entradas de afluentes, desemboques, etc. Deverá abranger ainda a caracterização topológica de reservatórios de amortecimento de cheias, lagos e represas que, de alguma forma, interfiram no regime hidráulico-hidrológico do sistema.

Também deverão ser cadastrados os trechos críticos dos sistemas de microdrenagem que drenam áreas sujeitas à inundação ou que de alguma forma interfiram com o desempenho do sistema de macrodrenagem. Os traçados e principais características das redes existentes deverão ser indicados em planta.

A precisão do cadastro deverá ser compatível com a precisão dos demais dados de entrada dos modelos de simulação. Todos os cadastros e nivelamentos deverão ser georreferenciados ao mesmo sistema de referência da base cartográfica adotada.

Esta atividade poderá ser retomada posteriormente, em função de complementos eventualmente necessários para a elaboração de anteprojetos.

ATIVIDADE 3 – MODELAGEM HIDRÁULICO-HIDROLÓGICA DA BACIA

Os modelos computacionais de simulação hidrológica e hidráulica serão utilizados primeiro para o conhecimento e verificação do desempenho do sistema de drenagem atual, depois para a determinação das descargas máximas de cheias esperadas para a bacia, de acordo com os diversos cenários concebidos, e em seguida para o estudo, o dimensionamento e a verificação dos resultados das diversas alternativas de intervenção propostas para o controle de cheias e inundações na bacia.

Até recentemente os modelos hidrológicos e hidráulicos eram distintos um do outro, sendo os primeiros destinados ao cálculo das descargas máximas e os segundos à verificação do funcionamento hidráulico do sistema de drenagem e ao dimensionamento das intervenções. Atualmente estão disponíveis modelos mais complexos, desenvolvidos por entidades de pesquisa tradicionais, que permitem obter com um mesmo pacote todas as necessidades acima referidas.

O modelo hidrológico deverá ter concepção física que permita simular os diversos cenários estudados, caracterizados pelo padrão de uso do solo e pelo conjunto de obras existentes e propostas. Deverá também ser capaz de simular condições de armazenamento naturais em várzeas, bem como o efeito de medidas compensatórias e mitigatórias que vierem a ser propostas, tais como estruturas de retardamento, interceptação, armazenamento e infiltração avaliadas no estudo.

A aplicação de modelos de transformação chuva-vazão deverá ser precedida por análise de todos os dados disponíveis: de monitoramento hidrológico, dados pluviométricos e fluviométricos, manchas de inundações e marcas de níveis d´água localizadas, relativos a eventos de cheias observadas na bacia.

Caso não existam dados de monitoramento na bacia, a calibração e validação dos modelos ficarão condicionadas à utilização de dados e parâmetros teóricos, obtidos de outras regiões ou mesmo de outras bacias monitoradas da cidade, com características físicas e hidrológicas semelhantes. Simulações do modelo com chuvas críticas ocorridas na bacia permitirão a confrontação dos resultados com dados de inundações observadas, que por sua vez permitirão a calibração e ajuste de parâmetros necessários.

O modelo hidráulico-hidrodinâmico a ser utilizado deverá considerar todos os termos das equações de conservação de massa e quantidade de movimento do escoamento, a fim de permitir gerar linhas e áreas de inundação ao longo de todo o sistema de canais e galerias fechadas da bacia.

Considera-se o sistema de macrodrenagem como composto pelos leitos do talvegue principal do curso d'água e afluentes de primeira ordem, cujas maiores dimensões (largura, altura ou diâmetro) sejam maiores ou iguais a 2,0 m. Caso existam pontos críticos de inundação na bacia situados a montante dos trechos referidos, a modelagem hidráulica deverá se estender até esses pontos.

08667 MIOLO.indd 23 23/10/12 17:21

A) *Atividade 3.1 – Definição de Parâmetros e Critérios Hidrológicos e Componentes de Planejamento*

Para o estudo e projeto das intervenções que são necessárias numa bacia deve-se definir, a priori, qual será o horizonte de projeto e grau de proteção hidrológica a ser dado para o dimensionamento das intervenções propostas.

Recomenda-se que este grau de proteção, na configuração final de implantação das intervenções, corresponda a chuvas com período de retorno de 100 anos. Etapas intermediárias de intervenção na bacia poderão ser concebidas, correspondendo a chuvas com TR = 10, 25 ou 50 anos.

• Equação de Chuvas Intensas

As chuvas intensas na bacia deverão ser estimadas através de equação I-D-F relativa ao posto de referência. No caso da cidade de São Paulo recomenda-se a utilização da estação do IAG-USP, cuja equação foi estabelecida e publicada pelo DAEE (1999) em "Precipitações Intensas no Estado de São Paulo", conforme segue:

Nome da estação: IAG/USP – E3-035

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

Altitude: 780 metros

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

Equação:

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

Válida para $10 \leq t \leq 1440$,

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;

• Duração e Distribuição Temporal das Precipitações

A fixação da duração e do tipo de distribuição temporal das precipitações de projeto está sujeita a diversas orientações metodológicas, implicando em resultados de descargas máximas e volumes de cheias que podem ser bastante discrepantes.

Nos projetos de bacias urbanas mais comuns desenvolvidos no nosso meio, tem sido adotado na maioria das vezes, chuvas com duração de 2 ou 3 horas e distribuição conforme o método dos Blocos Alternados ou o método de Huff – 1° quartil. Somente para bacias com áreas maiores de 100 km² tem-se adotado chuvas de 6 horas e distribuição dos Blocos Alternados ou Huff-2° quartil.

Em outras regiões, por exemplo, dos EUA, tem sido recomendado, de acordo com o Technical Release 55 do Soil Conservation Service, de 1975, para bacias urbanas mesmo que pequenas a adoção de chuvas com 24 horas de duração e distribuição temporal de acordo com o método dos Blocos Alternados. Este procedimento implica, obviamente, em resultados de descargas muito maiores que as obtidos com os critérios utilizados no nosso meio.

Já com relação a bacias pequenas, com áreas de contribuição menores que 2 km², não haveria muitas discussões, uma vez que se utilizando do Método Racional, a duração da chuva deverá ser igual ao tempo de concentração da bacia.

08667 MIOLO.indd 24 23/10/12 17:21

Isto posto, recomenda-se para as bacias da cidade de São Paulo a simulação de cheias através o emprego de modelagem hidrológica-hidrodinâmica, em que a duração e a distribuição temporal das tormentas de projeto deverão ser definidas, a posteriori, a partir de um estudo de variação destes parâmetros, considerando padrões e eventos críticos já observados na região e majorando-os ao nível de probabilidade de ocorrência do fenômeno que foi estabelecido para o projeto.

Assim, os critérios de desagregação temporal, e também, os de distribuição espacial das chuvas críticas, deverão ser fundamentados em observações das séries de eventos críticos ocorridos na região da bacia em estudo.

Caso a modelagem hidrológica-hidrodinâmica não seja utilizada, por qualquer razão, inclusive por não se dispor de dados suficientes, recomenda-se que na modelagem hidrológica seja adotada chuva de maior duração, de 3, 6, 12 ou 24 horas, empregando-se a distribuição temporal de Huff-2º quartil, que resultar nos valores de descarga maiores.

• Distribuição Espacial das Precipitações

Os valores de precipitações pontuais observados e previstos em um posto pluviométrico deverão ser ajustados para serem adotados como valores médios de áreas maiores situadas no entorno do posto. Dependendo das condições topográficas e das características climáticas de uma região, a área limite varia de 1 km² a 25 km², a partir da qual se deve reduzir os valores pontuais do posto.

Comparações de relações empíricas estabelecidas em diversos países e regiões (Berndtsson e Niemczymowicz, 1988) demonstram significativas diferenças para o fator K = chuva na área/chuva no ponto.

Como referido no item anterior, também esta distribuição deveria ser obtida através de simulações baseadas em observações das séries de eventos críticos ocorridos na bacia em estudo.

Também, com o desenvolvimento dos radares meteorológicos, a cinemática das tormentas poderá ser analisada, permitindo a obtenção de modelos de distribuição espacial de tormentas de projeto mais realistas.

Quando tais procedimentos não forem possíveis, e dada à falta de dados e pesquisas deste assunto no nosso meio, recomenda-se a adoção das curvas estabelecidas pelo U.S. National Weather Service, apresentada a seguir na **Figura 1.4**, que representa um padrão bastante conservador de redução, face às nossas características locais de relevo, clima e regime tropical de chuvas.

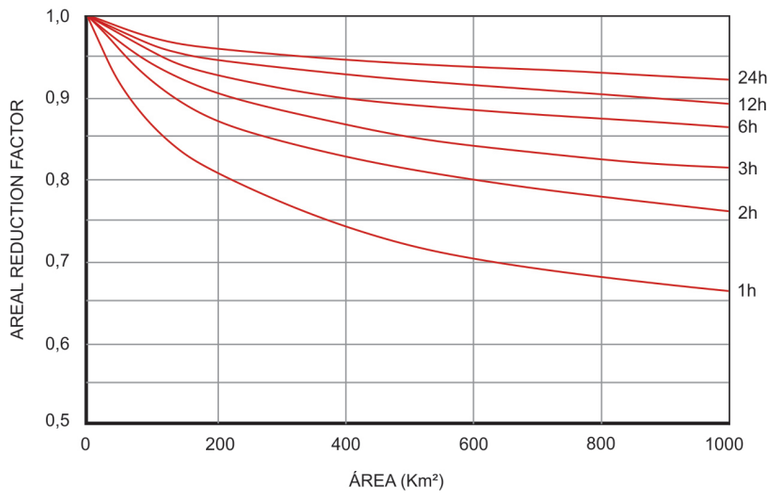


Figura 1.4 - Curvas de redução de precipitação (U.S. National Weather Service)

08667 MIOLO.indd 25 23/10/12 17:21

A) *Atividade 3.2 – Determinação e Prospecção do Crescimento do Uso e da Ocupação do Solo na Bacia*

Com finalidade de se determinar parâmetros físicos da bacia relacionados à infiltração, deverão ser efetuadas a determinação da situação atual e projeções de crescimento do uso e ocupação do solo, tanto para o horizonte de planejamento considerado, quanto para demais etapas intermediárias de intervenção, de acordo com os cenários de planejamento.

Os índices de impermeabilização poderão ser determinados a partir da relação entre área impermeável e *densidade demográfica na bacia*. Opcionalmente poderão ser usadas curvas propostas em literatura especializada, desde que ajustadas às condições específicas da bacia.

As densidades de urbanização serão inferidas a partir da classificação supervisionada do mapeamento digital, cruzando-as com as densidades demográficas projetadas a partir das densidades dos setores censitários, apuradas pelo IBGE.

Os resultados dos estudos deverão ser apresentados em plantas contendo os seguintes elementos:

- Limites da área urbanizada atual com a distinção das diferentes faixas de densidade;
- Limites das áreas urbanizadas projetados para os anos correspondentes ao horizonte de planejamento e etapas intermediárias, com a distinção das diferentes faixas de densidade;
- Distribuição espacial da população atual e futura;
- Índices de impermeabilização atuais e futuros.

Ressalte-se que as projeções de densidades de urbanização e ocupação da bacia também poderão ser obtidas através de metodologia que prescinda das projeções demográficas, mas que considere o aproveitamento dos potenciais de ocupação dos terrenos baseando-se em elementos constituintes do Plano Diretor Estratégico da cidade, da Lei de Zoneamento da cidade, do Código de Obras, etc.

B) *Atividade 3.3 – Parâmetros de Infiltração e Tempos de Concentração*

Caracterizadas as condições de ocupação da bacia na situação atual, deverão ser avaliados os parâmetros de infiltração e tempos de concentração das sub-bacias, necessários de acordo com a modelagem hidrológico-hidrodinâmica a ser utilizada.

Caso se disponha de dados de monitoramento hidrológico na bacia, a determinação dos parâmetros de infiltração poderá ser obtida através do processo de calibração da modelagem. Caso não se disponha de monitoramento, serão determinados através de correlações clássicas em função das características da ocupação e dos solos da bacia.

Os tempos de concentração deverão ser obtidos a partir da caracterização física do sistema de drenagem existente e da sua modelagem hidráulico-hidrodinâmica.

Ressalte-se que no caso de uso do modelo hidrológico-hidrodinâmico integrado, a determinação dos tempos de concentração pode não ser necessária, pois o modelo realiza os cálculos tanto de descargas afluentes como de escoamento no sistema de forma automática e integrada.

No caso de se analisar bacia ou sub-bacia, onde não se dispõe do levantamento topo-cadastral do sistema de drenagem, e a modelagem hidráulico-hdrodinâmica não puder ser utilizada, recomenda-se determinar o tempo de concentração através de fórmulas empíricas consagradas, por exemplo, a de Kirpich, ou o emprego do método cinemático simplificado, com adoção de velocidades médias de escoamento.

B) *Atividade 3.4 - Cenários Hidrológicos*

Para fornecer elementos para o estudo da bacia, possibilitar a avaliação da eficiência das medidas de controle a serem propostas e otimizar as soluções, as ondas de cheia e linhas d'água ao longo da bacia

08667 MIOLO.indd 26 23/10/12 17:21

deverão ser calculadas através dos modelos hidráulico-hidrológicos empregando-se chuvas de diversos períodos de retorno (5, 10, 25, 50 e 100 anos).

Nestes cálculos se deverão levar em conta os seguintes cenários:

- *Cenário Atual*, no qual será estudado o impacto da urbanização atual sobre o sistema de drenagem existente. As simulações deste cenário deverão representar, na modelagem, as situações caracterizadas em diagnóstico prévio;
- *Cenário Tendencial*, no qual será estudado o impacto da urbanização futura sobre o sistema de drenagem existente. Este cenário representará a tendência de aumento dos prejuízos provocados pelas inundações, considerando-se a expansão da mancha urbana sem a implantação das medidas de controle que estão sendo propostas. Fornecerá elementos para os estudos de benefícios quando for aplicada a metodologia de custos evitados;
- *Cenários Alternativos de Planejamento*, que representarão os efeitos das diversas alternativas de controle estudadas para a bacia. Estes cenários estarão associados às medidas estruturais e não estruturais descritas na Atividade 4.

Nestas simulações deverão se conceber distribuições temporais e espaciais das tormentas com base em referências de eventos observados, maximizados com a proposição de técnicas que levem em conta o estado da arte na Hidrologia e na Hidrometeorologia.

C) *Atividade 3.5 – Mapeamento das Áreas de Inundação para Verificação do Ajuste do Modelo*

Como já referido, a verificação do ajuste do modelo deverá ser efetuada através a utilização dos dados de monitoramento chuva-vazão disponíveis, ou quando não existentes, através de simulações de eventos críticos ocorridos cruzando-se informações e dados de níveis d´água máximos e marcas d´água observadas no campo.

D) *Atividade 3.6 – Mapeamento das áreas de Inundação e Diagnóstico do Sistema de Drenagem Atual*

O mapeamento das áreas de inundação nas condições atual e futura para diferentes riscos hidrológicos deverá ser realizado com base nas resultantes do conjunto de simulações que forem desenvolvidas para os diferentes cenários hidrológicos.

Como resultado final das análises feitas com a modelagem da bacia, focando na sua condição atual, tem-se o diagnóstico geral da bacia.

ATIVIDADE 4 – CONTROLE DE CHEIAS DA BACIA

A) *Atividade 4.1 – Proposição de Medidas Estruturais*

Nesta atividade serão propostas medidas estruturais de proteção da bacia em nível de projeto preliminar, coerentes com as medidas globais de controle de cheias, tanto na bacia receptora das descargas quanto na bacia de primeira ordem (na cidade de São Paulo, a Bacia do Alto Tietê), consoante cenários alternativos de intervenções.

Admite-se, em princípio, que estas medidas não deverão exportar impactos para jusante, o que significa que as vazões no exutório da bacia serão limitadas, sendo definida uma vazão de restrição que não deverá ser ultrapassada.

08667 MIOLO.indd 27 23/10/12 17:21

A vazão de restrição de cada bacia é definida em função das suas características e das condições a jusante. Como princípio geral a vazão de restrição deve ser igual à capacidade máxima de suporte dos trechos a jusante.

Porém, de acordo com as diretrizes que estão sendo discutidas e propostas no âmbito de estudos mais abrangentes, as vazões de restrição de cada sub-bacia afluente à bacia principal, ou bacia de ordem superior, poderão ser flexibilizadas, tendo em vista as análises dos efeitos conjuntos de todas as sub-bacias nas simulações.

B) *Atividade 4.2 – Proposição de Medidas Não Estruturais, Compensatórias e/ou Mitigadoras*

Entre as medidas a serem estudadas ou propostas para a bacia, destacam-se:

- Recuperação da vegetação ciliar tanto na área urbana como ao longo dos trechos dos rios situados na zona rural, a montante do perímetro urbano;
- Renaturalização de trechos de córregos sujeitos à erosão, dentro de áreas urbanas, com a recomposição das matas ciliares;
- Criação de parques lineares para uso como áreas de lazer e de contemplação que, além de retardar o escoamento e melhorar a qualidade das águas, impedem a ocupação irregular das áreas ribeirinhas. Estas medidas serão desenvolvidas em paralelo com medidas de reassentamento de famílias vivendo em áreas marginais (considerar viabilidade técnica/econômica) e coerentes com outras intervenções urbanísticas previstas;
- Criação de parques isolados integrados a sistemas de amortecimento e infiltração de águas pluviais;
- Implantação de "wetlands" construídas em áreas de várzeas, com objetivo principal de melhorar a qualidade das águas;
- Reurbanização de fundos de vale em regiões da periferia da cidade, em que ocorre a ocupação irregular de terrenos por submoradias e a degradação sanitário-ambiental da área. Estas medidas irão promover a drenagem com maior sustentabilidade ambiental, com a inserção de parques lineares e canais de baixa velocidade de escoamento, integrados a conjuntos de reassentamento habitacional, sistema viário e áreas institucionais, condizentes com a necessidade de reorganização urbana da cidade de São Paulo;
- Aplicação de pavimentos permeáveis, valas de infiltração em calçadas e de outras medidas compensatórias, para a redução de descargas de cheias possíveis de serem implantadas tanto em áreas públicas quanto privadas na bacia. Sugere-se também um programa de arborização e recomposição da vegetação de áreas urbanas já consolidadas.

A seleção e definição das medidas e ações a serem adotadas serão obtidas a partir dos resultados das simulações hidráulico-hidrológicas, referidas na Atividade – Cenários Hidrológicos, e considerando as análises beneficio/custo das diversas alternativas.

Deve-se prever a implantação combinada e gradativa das medidas estruturais e compensatórias/mitigatórias em função de análises benefício/custo e de outras métricas, como por exemplo, aumento gradativo do grau de proteção (25, 50 e 100 anos) – expansão de capacidade do sistema (hierarquização das obras) e da avaliação ambiental. Medidas estruturais podem ser concebidas tendo em vista um grau de proteção inferior (25 ou 50 anos) e complementadas com medidas compensatórias/mitigatórias para obtenção de proteção superior (100 anos ou mais).

08667 MIOLO.indd 28 23/10/12 17:21

Conveniente seria apresentar resumo de implantação das medidas escalonadas no tempo com os respectivos orçamentos e benefícios avaliados em função da redução e/ou eliminação das áreas inundadas.

ATIVIDADE 5 – LEVANTAMENTOS COMPLEMENTARES DE CAMPO E CADASTRO

Os levantamentos complementares consistirão nos levantamentos planialtimétricos cadastrais das áreas onde serão implantadas as medidas de controle estruturais definidas na proposição de medidas estruturais em escalas compatíveis com as escalas de projetos básicos, e georreferenciados ao mesmo sistema da base cartográfica municipal.

Também deverão ser planejados e executados levantamentos geológico-geotécnicos nas áreas das obras previstas objeto de desenvolvimento dos futuros projetos estruturais.

ATIVIDADE 6 – ANTEPROJETOS DAS MEDIDAS ESTRUTURAIS

Os anteprojetos de todas as intervenções na bacia deverão ser efetuados, para a previsão de áreas a serem reservadas e para a elaboração de orçamentos estimativos que servirão de referência para o planejamento das ações no futuro.

Deverão ser elaborados com nível de detalhamento suficiente para a execução de orçamentos com precisão de 25% para mais ou para menos. Deverão conter, no mínimo, os seguintes elementos:

- Planta geral da bacia com a localização das obras propostas por etapas e com a indicação de suas principais características;
- Plantas de implantação das obras em escala 1:500 ou maior;
- Cortes e detalhes em escalas compatíveis com a precisão do orçamento, a serem definidas no Plano de Trabalho;
- Para as obras lineares deverão ser apresentadas plantas de implantação e perfis em escalas: 1:500 (horizontal) e 1:50 (vertical);
- Plantas e cortes dos projetos arquitetônicos e de paisagismo, em escala 1:500, ou maior, acompanhadas de especificações e quantitativos;
- Diagramas unifilares de instalações elétricas;
- Especificações dos equipamentos eletromecânicos;
- Memorial geológico e geotécnico, elaborado a partir de dados secundários e de observações de campo, com a predefinição das fundações, taludes, obras de contenção e demais obras geotécnicas;
- Especificações de métodos construtivos;
- Memorial de cálculo de pré-dimensionamento de fundações e de estruturas, em nível suficiente para a definição de quantidades dentro da precisão exigida para o orçamento;
- Memoriais de cálculos de orçamentos incluindo critérios para a estimativa de quantidades de materiais e serviços;
- Memoriais de cálculo de custos de operação e manutenção;
- Manual de manutenção e operação das obras previstas no Programa;
- Desenhos, memoriais, relatórios e outros documentos técnicos que se julgar necessário para a perfeita apresentação dos anteprojetos.

08667 MIOLO.indd 29 23/10/12 17:21

ATIVIDADE 7 – PARTICIPAÇÃO PÚBLICA

Considera-se fundamental discutir e aprovar as medidas propostas contando-se com a participação ativa das entidades representativas das comunidades residentes na Bacia, caracterizando um processo de participação pública que costuma ser denominado de governança colaborativa.

Esta prática não se limita à apresentação dos resultados dos projetos à sociedade quando eles já foram consolidados pelas equipes técnicas, mas, sim, a cada etapa de trabalho, desde o seu início, promover discussões com a sociedade no sentido de captar suas opiniões, experiências e anseios, bem como fornecer informações, buscar parcerias e dividir responsabilidades na implantação dos projetos de drenagem.

A Prefeitura e a empresa contratada para elaborar o Programa de Drenagem deverão se valer de suas equipes especializadas em participação pública para identificar os principais atores na Bacia, quer sejam organizações governamentais e não governamentais, líderes sociais e entidades com potencial interesse no Projeto. É necessário considerar as diretrizes e metas estabelecidas pelos demais planos setoriais, a exemplo do Plano Municipal de Habitação, para articular ações integradas, assim como o Plano Municipal de Saneamento, para articular, principalmente, as ações de urbanização de favelas e de implantação das redes de saneamento.

Deverá ser realizado conjunto de seminários visando acolher, avaliar e incorporar críticas e sugestões para o aprimoramento do Projeto, devendo ser programados e realizados com articulação coordenada com os órgãos colegiados mais importantes, como os Comitês de Bacia. O objetivo mais amplo da discussão é permitir o compartilhamento do processo de planejamento para torná-lo mais transparente, participativo e permeável às diferentes demandas dos setores afetados e, assim, garantir-lhe maior grau de legitimidade, bem como a adesão e o comprometimento com as ações previstas no projeto, por parte dos agentes intervenientes.

Tomando por base o processo de Consulta e Negociações desenvolvido em processos similares por entidades gestoras de recursos hídricos e de meio ambiente, como no caso do Programa de Recuperação da Represa Billings (SMA, 1998), podem ser elencados três princípios fundamentais como base para o planejamento de reuniões e seminários de discussão com a comunidade:

- Princípio de cooperação: os conflitos existem, devem ser explicitados, reconhecidos e analisados, mas a perspectiva dos participantes deve ser a negociação;
- Princípio da corresponsabilidade: cada ator tem um papel fundamental na elaboração da versão consolidada das intervenções, a ser materializada em seu Relatório Final, devendo comprometer-se com as críticas, sugestões e propostas apresentadas, tanto quanto com as soluções finais adotadas dentro de sua respectiva área de competência;
- Princípio da transparência: a Prefeitura e demais órgãos governamentais e entidades representativas dos diferentes setores envolvidos devem comprometer-se com o fornecimento de dados e informações estratégicas confiáveis e atualizadas aos coordenadores dos trabalhos, bem como com a sua divulgação na forma de indicadores sintéticos e didáticos, que sejam perfeitamente compreensíveis fora do círculo de especialistas.

A articulação e condução do processo de participação pública serão conduzidas pela Prefeitura com total apoio das empresas contratadas, cabendo a elas executar as atividades específicas estabelecidas no seu plano de trabalho, considerando que em todos os casos a Prefeitura atuará de forma integrada com os atores, evitando quaisquer riscos de interpretações dúbias ou reações inadequadas por parte da sociedade.

08667 MIOLO.indd 30 23/10/12 17:21

ATIVIDADE 8 – AVALIAÇÃO DE QUANTITATIVOS E CUSTOS DAS OBRAS

Deverão ser efetuados o levantamento dos quantitativos e o cálculo dos custos envolvidos em todas as medidas estruturais propostas, incluindo sua implantação, operação e manutenção, e das medidas não estruturais e compensatórias e/ou mitigatórias, considerando inclusive controles de erosão e assoreamento, adequação de estruturas hidráulicas existentes, etc.

Ações nas áreas de educação ambiental, bem como medidas para o controle dos resíduos sólidos lançados no sistema de drenagem e de passivos ambientais deverão ser igualmente quantificados e ter seus custos dimensionados.

ATIVIDADE 9 – MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Deverá ser considerada a adoção de métodos construtivos que contemplem o mínimo impacto ambiental, sejam economicamente compatíveis com o escalonamento das ações de curto, médio e longo prazos, e que utilizem técnicas otimizadas de implantação, possibilitando sempre que possível que a cada nova etapa de obras haja o melhor reaproveitamento dos recursos disponíveis.

Deverão ser estudadas alternativas de implantação de canteiros e áreas de empréstimo, jazidas e áreas de disposição de rejeitos para subsidiar adequadamente a avaliação ambiental estratégica do Projeto, minimizando impactos e medidas compensatórias/mitigatórias.

A execução de obras subterrâneas utilizando-se métodos não destrutivos deve ser sempre que possível levada em conta, principalmente considerando-se os custos inerentes aos incômodos causados à população com obras pesadas realizadas a céu aberto.

A remoção de interferências deve ser muito bem planejada e considerada levando em conta outras intervenções que puderem ser realizadas em conjunto. Por exemplo, no caso da implantação de um novo canal, aproveitar para implantar coletores de esgotos e nova rede de energia ou dutovias que sejam oportunas, cabendo sugerir à PMSP o devido encaminhamento das propostas de integração de projetos com as demais concessionárias do serviço público.

ATIVIDADE 10 – ANÁLISE BENEFÍCIO-CUSTO

As estimativas de custos das obras serão elaboradas em dois níveis:

- Para os estudos de alternativas, nos Cenários Alternativos de Planejamento, poderão ser utilizadas curvas de custos, conforme já mencionado.
- Para os planos de Manejo de Águas Pluviais, deverão ser utilizados os orçamentos dos anteprojetos elaborados. Neste caso deverão ser considerados, além dos custos de implantação das obras, os valores presentes dos custos de manutenção e operação, assim como dos custos indiretos relacionados às medidas não estruturais propostas.

Os benefícios deverão ser avaliados por um dos métodos abaixo. Para uma melhor aferição dos resultados, os dois métodos poderão ser aplicados, a critério do projetista.

- Método dos custos evitados, onde se considera que os benefícios são equivalentes aos danos evitados pela implantação das medidas de controle;
- Método da disposição a pagar, que considera os benefícios como iguais à valorização das propriedades beneficiadas.

08667 MIOLO.indd 31 23/10/12 17:21

Uma vez determinados custos e benefícios para as diversas situações estudadas, serão calculadas as relações benefício/custo e taxas internas de retorno para o horizonte de projeto, e para o tempo de vida útil das obras, que pode ser considerado igual a 30 anos.

ATIVIDADE 11 – VIABILIDADE DAS PROPOSTAS

Considera-se indispensável que, além de se realizar análise benefício-custo das obras propostas, que a Prefeitura adote uma metodologia de análise ambiental estratégica que complemente a análise precedente clássica de benefícios e custos. Aqui deverão ser consideradas as áreas de influência direta e indireta das intervenções propostas, avaliados preliminarmente os impactos positivos e negativos nos meios físico, biótico e antrópico e consideradas propostas de programas ambientais cruzados com as medidas compensatórias e/ou mitigatórias e não estruturais já consideradas anteriormente, como parques lineares, monitoramentos em tempo real, etc. Atenção especial deverá ser dada aos aspectos de reassentamento populacional e ao controle de resíduos sólidos e de outras emissões ou efeitos potencialmente deletérios ao meio ambiente. A reversibilidade de impactos gerados pelas intervenções deverá ser explicitada, destacando-se quais medidas deverão ser tomadas nesse sentido.

Importante atentar que a proposição de reservatórios de amortecimento, antes considerada a solução ideal para as inundações, acabou por se transformar numa solução de rejeição social, o que se deveu a fatores como ausência de adequada manutenção e mesmo deficiências de concepção e de inserção no cenário urbano.

Cabe lembrar também que a avaliação ambiental estratégica precede o processo de licenciamento ambiental, e suas resultantes necessariamente condicionam o processo de desenvolvimento do licenciamento ambiental sucedâneo.

ATIVIDADE 12 – DETERMINAÇÃO DO CONJUNTO DE INTERVENÇÕES NA BACIA E ELABORAÇÃO DE PROJETO BÁSICO

Após o desenvolvimento de todas as atividades de trabalho, etapas de análises e discussões anteriores, serão eleitas as alternativas de proposições mais adequadas e interessantes, e estabelecido um cronograma de implantação condizente com a possibilidade investimentos de recursos do poder público. Poderão ser estabelecidas Etapas para a Implantação das Medidas Estruturais e Não Estruturais, assim como as Medidas Compensatórias ou Mitigadoras, as quais ficarão associadas a diferentes níveis de segurança hidrológica na bacia.

Escolhidas as obras prioritárias, já concebidas em nível de anteprojeto, passar-se-á então ao seu detalhamento em nível de projeto básico, para o que a Prefeitura iniciará todo o processo e desenvolvimento necessário.

1.1.4 Ficha técnica de avaliação de projetos

Complementando as atividades do roteiro para projeto básico, sugere-se que sejam produzidas fichas técnicas para facilitar a identificação e o desenvolvimento dos projetos.

Para isso foi elaborado um modelo de ficha que inclui a caracterização da bacia, quais foram os projetos estudos elaborados, assim como os elementos contemplados por eles. Dentro ainda desta descrição, a ficha mostra de modo dinâmico o andamento do projeto, estabelecendo quais itens, foram ou ainda devem ser concluídos.

Nas fichas são contempladas as obras propostas e projetadas, seguidas pelas suas análises, conclusões e recomendações para o andamento do projeto.

Na **Tabela 1.5** a seguir é apresentado o modelo de ficha proposto.

08667 MIOLO.indd 32 23/10/12 17:21

0867 MIOLO.indd 33

Tabela 1.5 - Ficha técnica de avaliação de projetos

FICHA TÉCNICA DE AVALIAÇÃO DE PROJETOS									
Nome da Bacia:									
1) Caracterização da Bacia (Incluir Croquis e Mapas)									
2) Projetos e Estudos Elaborados			**Projetista:**			**Data:**			
3) Elementos Contemplados nos Estudos/Projetos									
4) No Estudo/Projeto foram apresentados (Sim ou Não):									
Planta Bacia	Cadastro Canal/ Galeria	Diagnóstico do Sistema	Estudos Hidrológicos	Estudos Alternativas	Proj. Hidráulico	Proj. Básico	Planilha Custos	Estudo Benefício/ Custo	População Direta/ Beneficiada
5) Obras Propostas e Projetadas									
6) Análise, Conclusões e Recomendações quanto aos estudos e projetos elaborados									

23/10/12 17:21

1.2 PROJETO DE OBRAS DE MICRODRENAGEM

Constituem a microdrenagem, estruturas de captação e condução de águas pluviais que chegam aos elementos viários como ruas, praças e avenidas, e provenientes não apenas da precipitação direta sobre eles, mas também das captações existentes nas edificações e lotes lindeiros. Pode-se entender a microdrenagem como a estrutura de entrada no sistema de drenagem das bacias urbanas.

A microdrenagem é essencialmente composta de elementos artificiais associados à pavimentação e tem por objetivo garantir as características de tráfego e conforto dos usuários destas estruturas.

1.2.1 Terminologia

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

A) *Galeria*

Canalizações públicas usadas para conduzir as águas pluviais provenientes das bocas de lobo e das ligações privadas;

B) *Poço de Visita*

Dispositivos que permitirem a inspeção e limpeza da rede. Estes dispositivos podem ser posicionados em pontos convenientes onde ocorrem mudanças de direção, declividade e/ou diâmetro, ou em trechos longos, em média a cada 100 m, para facilitar a inspeção e limpeza;

C) *Trecho*

Porção da galeria situada entre dois poços de visita;

D) *Bocas de lobo*

Dispositivos localizados em pontos convenientes, nas sarjetas, para captação das águas pluviais;

E) *Tubos de ligação*

São tubulações destinadas a conduzir as águas pluviais captadas nas bocas de lobo para as galerias ou poços de visita;

F) *Meio-fio*

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

G) *Sarjetas*

Faixas de via pública paralelas e vizinhas ao meio-fio. A calha formada é a receptora das águas pluviais que incidem sobre as vias públicas;

08667 MIOLO.indd 34 23/10/12 17:21

H) *Sarjetões*

Calhas localizadas no cruzamento de vias públicas formadas pela sua própria pavimentação e destinadas a orientar o escoamento das águas sobre as sarjetas;

I) *Condutos forçados*

Obras destinadas à condução das águas superficiais coletadas de maneira segura e eficiente, sem preencher completamente a seção transversal do conduto;

J) *Estações de bombeamento*

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

1.2.2 Elementos que Compõem o Sistema de Microdrenagem

A) *Traçado da rede pluvial*

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

1) os divisores de bacias e as áreas contribuintes a cada trecho deverão ficar convenientemente marcadas nas plantas;

2) os trechos em que o escoamento se dê apenas nas sarjetas devem ficar identificados por meio de setas;

3) as galerias pluviais, sempre que possível, deverão ser lançadas sob os passeios;

4) o sistema coletor em uma determinada via poderá constar de uma rede única, recebendo ligações de bocas de lobo de ambos os passeios;

5) a solução mais adequada em cada rua é estabelecida economicamente em função da sua largura e condições de pavimentação.

B) *Boca de Lobo*

As bocas de lobo devem ser localizadas de maneira a conduzirem adequadamente as vazões superficiais para as galerias. Nos pontos mais baixos do sistema viário deverão ser necessariamente colocadas bocas de lobo com visitas a fim de se evitar a criação de zonas mortas com alagamento e águas paradas.

C) *Poços de Visita*

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

08667 MIOLO.indd 35 23/10/12 17:21

D) *Galerias Circulares*

O diâmetro mínimo das galerias de seção circular deve ser de 0,50 m. Os diâmetros correntes são: 0,50; 0,60; 1,00; 1,20; 1,50 m. Alguns dos critérios básicos de projeto são os seguintes:

1) as galerias pluviais são projetadas para funcionar a seção plena com vazão de projeto. A velocidade máxima admissível determina-se em função do material a ser empregado na rede.

Para tubo de concreto a velocidade máxima admissível é de 5,0 m/s e a velocidade mínima 0,60 m/s;

2) o recobrimento mínimo da rede deve ser de 1,0 m, quando forem empregadas tubulações sem estruturas especiais. Quando, por condições topográficas, forem utilizados recobrimentos menores, as canalizações deverão ser projetadas do ponto de vista estrutural;

3) nas mudanças de diâmetro, os tubos deverão ser alinhados pela geratriz superior, tal qual indicado na **Figura 1.5**.

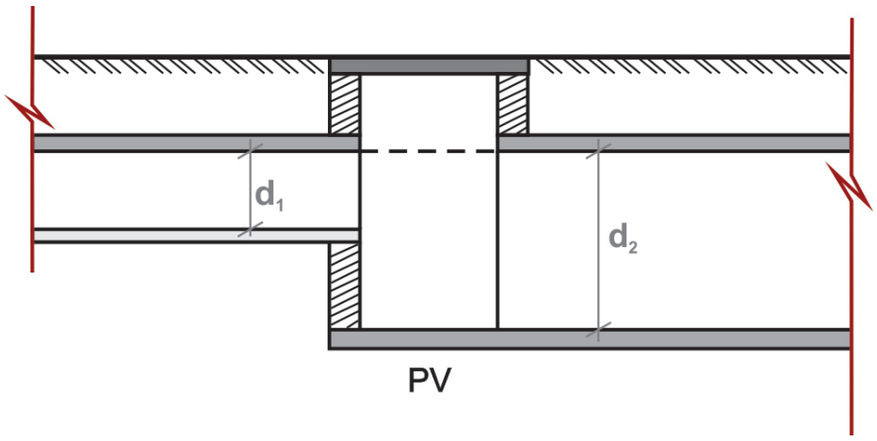


Figura 1.5 - Alinhamento dos condutos

1.2.3 Levantamento de Dados

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

A) *Plantas*

- planta de situação e localização dentro do município;
- planta geral da Bacia Contribuinte: Escalas 1:5000 ou 1: 10000. No caso de não existir planta planialtimétrica da bacia, deve ser delimitado o divisor topográfico por poligonal nivelada;
- planta planialtimétrica da área de projeto na escala 1:2000 ou 1:1000, com pontos cotados nas esquinas e pontos notáveis.

B) *Levantamento topográfico*

Nivelamento geométrico em todas as esquinas, mudanças de direção e mudanças de greides nas vias públicas;

08667 MIOLO.indd 36 23/10/12 17:21

C) *Cadastro*

De redes pluviais já existentes, redes de esgoto ou de outros serviços que possam interferir na área de projeto;

D) *Urbanização*

Devem ser selecionados os seguintes elementos relativos à urbanização da bacia contribuinte, nas situações atual e previstas no plano diretor:

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

E) *Dados relativos ao curso de água receptor*

As informações a serem consideradas são as seguintes:

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

1.2.4 Concepção e Arranjo dos Elementos

Definições do esquema geral da rede de microdrenagem

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

Esse trabalho deve se desenvolver simultaneamente ao plano urbanístico das ruas e das quadras, pois, caso contrário, ficam impostas ao sistema de drenagem restrições que levam sempre a custos maiores.

Disposição dos componentes

O sistema de galeria deve ser planejado de forma homogênea, proporcionando a todas as áreas condições adequadas de drenagem.

• Coletores

Existem duas hipóteses para a locação da rede coletora de águas pluviais: (I) sob a guia (meio-fio), a mais utilizada e (II) sob o eixo da via pública (**Figura 1.6**). O recobrimento mínimo deve ser de um metro sobre a geratriz superior do tubo. Além disso, deve possibilitar a ligação das canalizações de escoamento (recobrimento mínimo de 0,60 m) das bocas de lobo.

• Bocas de lobo

A locação das bocas de lobo deve considerar as seguintes recomendações:

1) serão locadas em ambos os lados da rua quando a saturação da sarjeta assim o exigir ou quando forem ultrapassadas as suas capacidades de engolimento;

08667 MIOLO.indd 37 23/10/12 17:21

2) serão locadas nos pontos baixos das quadras;

3) recomenda-se adotar um espaçamento máximo de 60 m entre as bocas de lobo caso não seja analisada a capacidade de descarga da sarjeta;

4) a melhor solução para a instalação de bocas de lobo é que esta seja feita em pontos pouco a montante de cada faixa de cruzamento usada pelos pedestres, junto às esquinas;

5) não é aconselhável a sua localização junto ao vértice do ângulo de interseção das sarjetas de duas ruas convergentes pelos seguintes motivos: (I) os pedestres, para cruzarem uma rua, teriam que saltar a torrente num trecho de máxima vazão superficial e (II) as torrentes convergentes pelas diferentes sarjetas teriam como resultante um escoamento de velocidade contrária ao da afluência para o interior da boca de lobo.

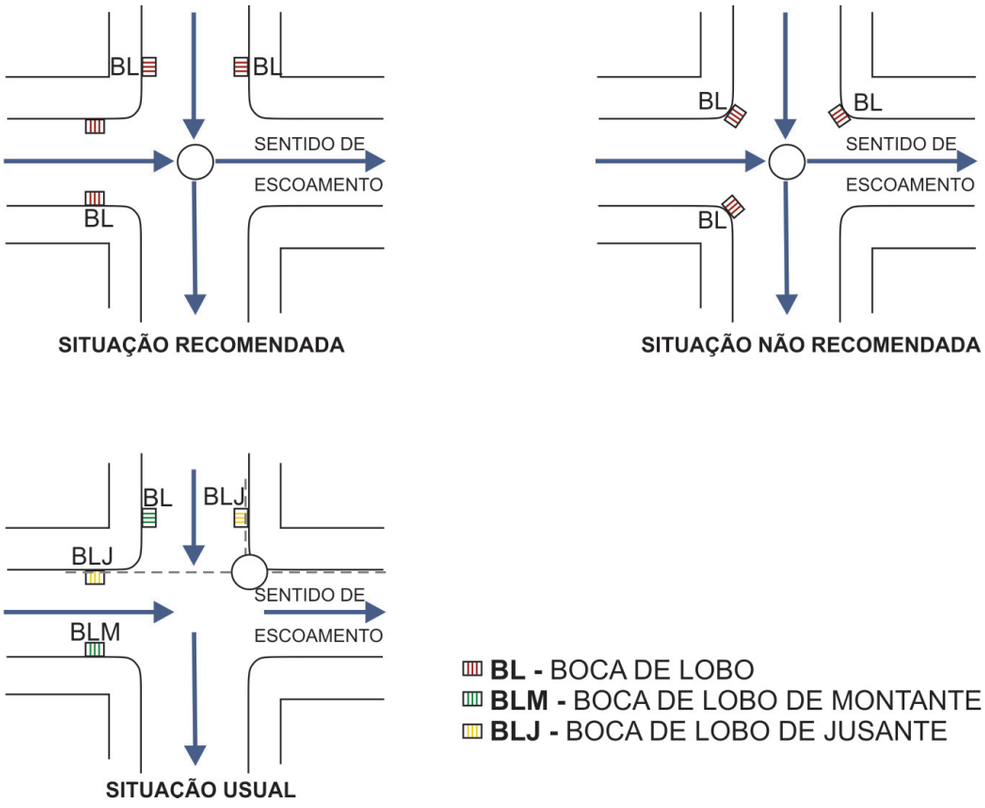


Figura 1.6 - Rede coletora

• Poços de Visita e de Queda

O poço de visita tem a função primordial de permitir o acesso às canalizações para limpeza e inspeção, de modo que se possa mantê-las em bom estado de funcionamento. Sua locação é sugerida nos pontos de mudanças de direção, cruzamento de ruas (reunião de vários coletores), mudanças de declividade e mudanças de diâmetro. O espaçamento máximo recomendado para os poços de visita é apresentado na **Tabela 1.6**. Quando as diferenças de nível do tubo afluente e o efluente forem superiores a 0,70 m, o poço de visita será denominado de queda.

08667 MIOLO.indd 38 23/10/12 17:21

Tabela 1.6 - Espaçamento dos poços de visita em m (DAEE/ CETESB, 1980)

Diâmetro (ou altura do conduto) (m)	Espaçamento (m)
0,30	50
0,50 - 0,90	80
1,00 ou mais	100

• Caixa de Ligação

As caixas de ligação são utilizadas quando se faz necessária a locação de bocas de lobo intermediárias ou para se evitar a chegada em um mesmo poço de visita de mais de quatro tubulações. Sua função é similar à do poço de visita, dele diferenciando-se por não serem visitáveis. Na **Figura 1.7**, são mostrados exemplos de localização de caixas de ligação. Por dificuldade de manutenção, essa configuração está em desuso.

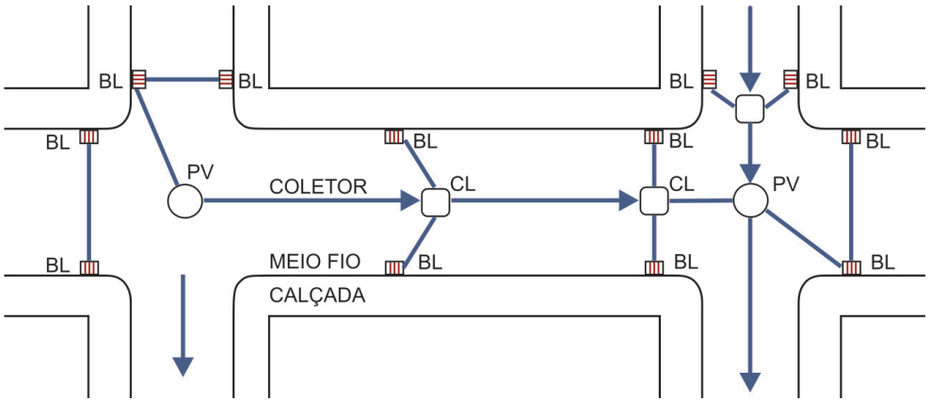


Figura 1.7 - Locação da caixa de ligação

1.2.5 Dimensionamento da rede

Capacidade de condução hidráulica de ruas e sarjetas

As águas ao caírem nas áreas urbanas escoam inicialmente pelos terrenos até chegarem às ruas.

Sendo as ruas abauladas (declividade transversal), e tendo inclinação longitudinal, as águas escoarão rapidamente para as sarjetas e, destas, ruas abaixo. Se a vazão for excessiva ocorrerá: (I) alagamento e seus reflexos, (II) inundação das calçadas, (III) velocidades exageradas com erosão do pavimento.

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

1) a água escoando por toda a calha da rua; ou

2) a água escoando somente pelas sarjetas.

Para a primeira hipótese, admite-se a declividade transversal da rua a 3% (ver **Figura 1.8**) e a altura da água na sarjeta de 0,15 m. Para a segunda hipótese, admite-se declividade transversal também de 3% e altura de água na sarjeta de 0,10 m.

08667 MIOLO.indd 39 23/10/12 17:21

Com estes dados a verificação da vazão máxima escoada pode ser calculada utilizando a equação de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} A i^{\frac{1}{2}} \qquad \textbf{1.2}$$

onde:
Q vazão escoada;
A área da seção da sarjeta;
R_h raio hidráulico em m;
i declividade longitudinal da rua;
n coeficiente de Manning que, para concreto liso, pode-se adotar o valor de 0,018.

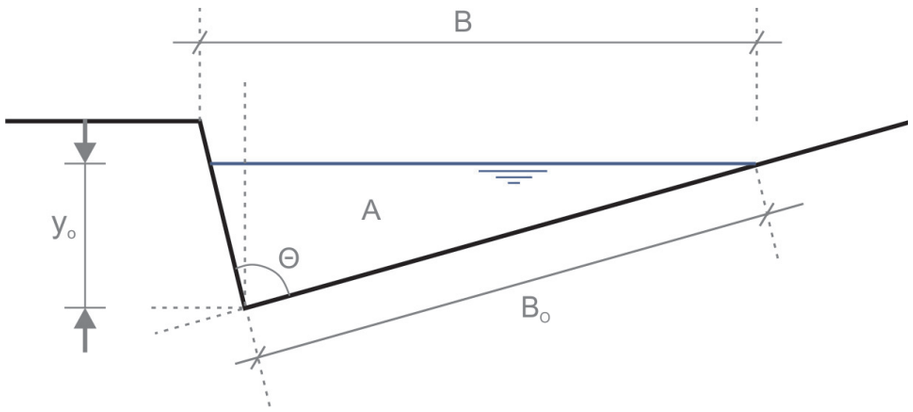


Figura 1.8 - Seção de Escoamento de uma sarjeta

É importante que se atente para o fato de que, quando a vazão calculada for maior do que a capacidade da sarjeta, é necessário que se utilizem as bocas de lobo para retirar o excesso, evitando assim que se causem os transtornos anteriormente mencionados.

No caso das sarjetas, uma vez calculada a capacidade teórica, multiplica-se o seu valor por um fator de redução que leva em conta a possibilidade de obstrução da sarjeta de pequena declividade por sedimentos. Estes fatores podem ser vistos na **Tabela 1.7**.

Tabela 1.7 - Fatores de redução de escoamento das sarjetas (DAEE/CETESB, 1980)

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

08667 MIOLO.indd 40 23/10/12 17:21

Bocas de lobo

As bocas de lobo são elementos colocados nas sarjetas com a finalidade de captar as águas veiculadas por elas para que, desta forma, não venham a invadir o leito carroçável das ruas causando complicações para o tráfego de veículos e pedestres. Além disso, devem conduzir as águas até as galerias ou tubulações subterrâneas que as levarão até os rios.

Basicamente existem quatro tipos de bocas de lobo (ver **Figura 1.9**):

1) Boca de lobo simples;

2) Boca de lobo com grelha;

3) Boca de lobo combinada;

4) Boca de lobo múltipla.

Todos estes tipos podem ainda ser utilizados com ou sem depressão, no meio da sarjeta ou nos seus pontos baixos.

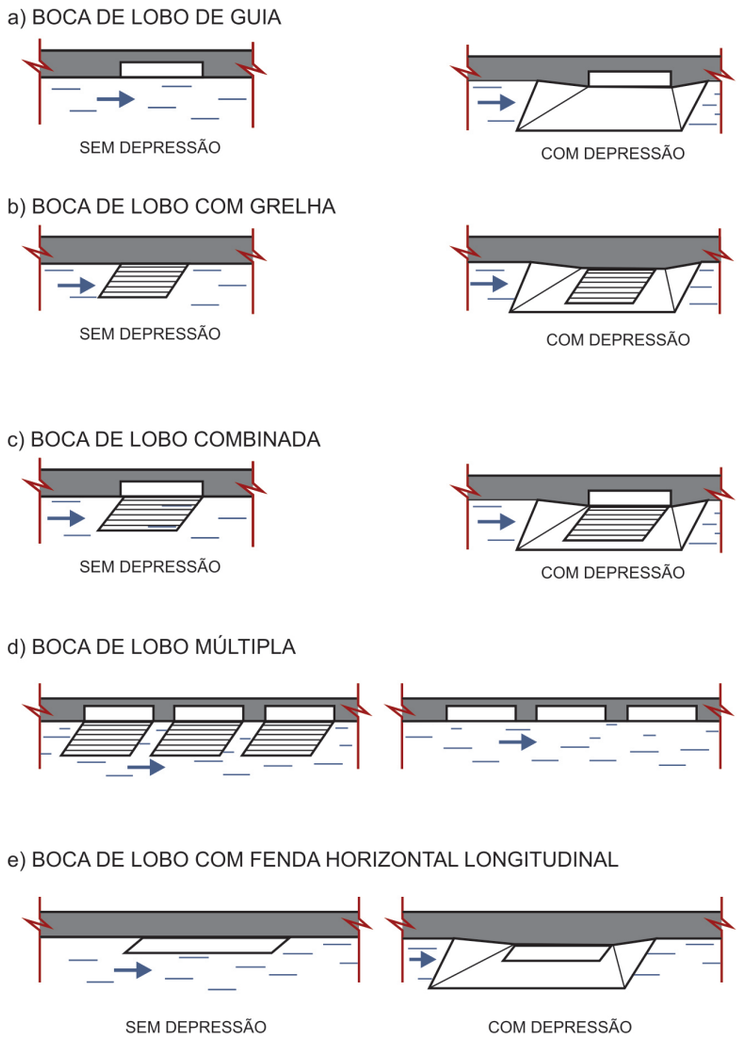


Figura 1.9 - Tipos de bocas de lobo

08667 MIOLO.indd 41 23/10/12 17:21

A) *Eficiência de uma Boca de lobo*

A vazão captada por uma boca de lobo depende, dentre outros fatores, da geometria da sarjeta nas suas proximidades.

De acordo com Souza (1986), a eficiência de uma boca de lobo, dada pela **Equação 1.3**, pode ser representada por uma expressão que seja função dos parâmetros dados na **Equação 1.4**.

$$E = \frac{Q}{Q_0} \qquad \textbf{1.3}$$

$$\frac{Q}{Q_0} = \varphi\left(\frac{L}{y_0 tg\theta}\sqrt{\frac{i}{f}}\right) \qquad \textbf{1.4}$$

onde:

Q = *vazão captada pela boca de lobo;*

Q_0 = *vazão imediatamente a montante da boca;*

L = *comprimento da boca;*

y_0 = *profundidade;*

q = *corresponde ao ângulo da sarjeta;*

i = *declividade longitudinal da sarjeta;*

f = *fator de atrito*

A = *área;*

B = *largura superficial do escoamento;*

B_0 = *largura da sarjeta.*

Após o estudo em modelos reduzidos em escalas 1:3 e 1:1, Souza (1986) chegou às seguintes expressões para as eficiências de bocas de lobo simples com e sem depressão:

$$\frac{Q}{Q_0} = 0{,}247\frac{L}{y_0 tg\theta}\frac{1}{\sqrt{\frac{i}{f}}} \qquad \textbf{1.5}$$

$$\frac{Q}{Q_0} = 0{,}336\frac{L}{y_0 tg\theta}\frac{1}{\sqrt{\frac{i}{f}}} \qquad \textbf{1.6}$$

onde o fator de atrito f pode ser calculado a partir da fórmula de Colebrook-White que, neste texto, é apresentada de forma a ser calculado explicitamente, sem precisar de iterações como na forma original.

Esta equação foi proposta por Swamee (1995), sendo apresentada a seguir:

08667 MIOLO.indd 42 23/10/12 17:21

$$f = \left\{ \left(\frac{64}{R} \right)^2 + 9{,}5 \left[\ln \left(\frac{\varepsilon}{3{,}7D} + \frac{5{,}74}{R^{0{,}9}} \right) - \left(\frac{2500}{R} \right)^6 \right]^{-16} \right\}^{0{,}25} \qquad \textbf{1.7}$$

onde:

e = rugosidade das paredes da sarjeta (e = 0,002 m);
R = número de Reynolds calculado por R = VD / v;
V = velocidade do escoamento em m/s;
D = diâmetro hidráulico – D = 4R_h = A / P;
A = área de escoamento;
P = perímetro molhado;
n = viscosidade cinemática da água que pode ser aproximada por 10^{-6} m^2/s.

Observe-se que as eficiências dadas nas **Equaç**ões **1.5** e **1.6** dependem da vazão na sarjeta próxima à boca de lobo. Portanto, se considerarmos este escoamento permanente, é possível se calcular da forma:

$$Q_0 = \frac{y_0^2}{atg\theta \cos^2 \theta} \sqrt{\frac{8g}{2(1+tg\theta)\cos\theta}} \sqrt{y_0} \sqrt{\frac{i}{f}} \qquad \textbf{1.8}$$

Caso sejam utilizadas sarjetas com o padrão tg = 12 , a vazão de aproximação será dada por:

$$Q_0 = 36{,}424 y_0^{\frac{5}{2}} \sqrt{\frac{i}{f}} \qquad \textbf{1.9}$$

Como a capacidade de esgotamento das bocas de lobo é menor que a calculada devido a vários fatores, entre os quais a obstrução causada por detritos, irregularidades nos pavimentos das ruas junto às sarjetas e ao alinhamento real, na **Tabela 1.8** são propostos alguns coeficientes para estimar esta redução.

Tabela 1.8 - Fator de redução do escoamento para bocas de lobo (DAEE/ CETESB,1980)

Localização na sarjeta	Tipo de boca de lobo	% permitida sobre o valor teórico
Ponto Baixo	De guia	80
	Com grelha	50
	Combinada	65
Ponto intermediário	De guia	80
	Grelha longitudinal	60
	Grelha transversal ou longitudinal com barras transversais combinadas	60

08667 MIOLO.indd 43 23/10/12 17:21

B) *Espaçamento entre Bocas de lobo*

Em áreas urbanas, o critério que deve nortear o espaçamento entre bocas de lobo baseia-se na fixação de uma largura máxima de escoamento na sarjeta que seja compatível com o conforto dos pedestres. A largura superficial do escoamento na sarjeta depende da geometria da sua seção transversal e da vazão. Esta última por sua vez depende da intensidade de chuva adotada no projeto.

A partir destas premissas, e utilizando o esquema da **Figura 1.10**, pode-se calcular o espaçamento entre duas bocas de lobo seguindo o seguinte roteiro:

1) calcular a vazão imediatamente a montante da boca $i + 1$ (Q_0);

2) calcular a eficiência da boca $i + 1$ ($E = Q / Q_0$) ;

3) determinar o valor da vazão engolida pela boca $i + 1$ ($Q = E \times Q_0$) ;

4) Como a vazão proveniente da área A vinda da rua é igual à vazão engolida pela boca $i + 1$, pode-se utilizar o Método Racional para calcular esta área A.

$$A = \frac{1000Q}{60CI} \qquad \textbf{1.10}$$

onde:

Q = *vazão em* m^3/s;

I = *intensidade dada em mm/min;*

A = *área em* m^2.

Como $A = (L_R/2)\Delta x$, *tem-se que o valor de* Δx *é dado pela equação.*

$$\Delta x = \frac{2000Q}{60CIL_R} \qquad \textbf{1.11}$$

onde:

Δx = *distância entre as bocas;*

L_R = *largura da rua.*

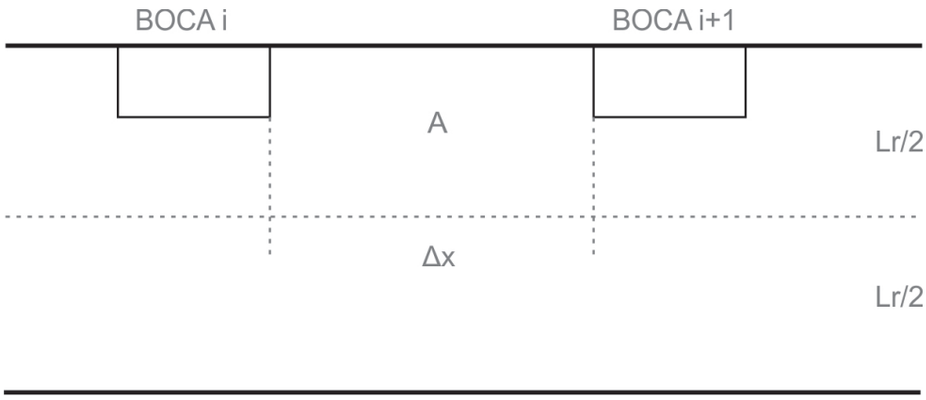


Figura 1.10 - Cálculo do espaçamento entre bocas de lobo

08667 MIOLO.indd 44 23/10/12 17:21

C) *Bocas de lobo em Áreas Planas*

Em áreas com pequena declividade, cuidados especiais devem ser tomados para a drenagem da via pública. Recomenda-se, neste caso, manter o topo da rua a um nível constante, enquanto a declividade transversal vai variando de um valor mínimo de aproximadamente 1:60 no ponto médio entre duas bocas de lobo consecutivas até um valor da ordem de 1:30 em frente à boca, de modo que a água convirja para a boca de ambos os lados. A declividade longitudinal formada por este procedimento não deve ser menor que 1:250, uma vez que o espaçamento das bocas pode ser limitado por uma restrição da altura da guia.

A altura mínima da guia em zona urbana é de 0,10 m e o máximo de 0,15 m. Em certas circunstâncias, são usadas guias com 0,20 m, que causam desconforto aos pedestres e atrapalham os motoristas ao abrirem as portas dos carros. Se a diferença de altura da guia é de *d* metros, então o espaçamento Δx entre bocas é de:

$$\Delta x = \frac{2d}{m} \qquad \textbf{1.12}$$

onde:

m = inclinação longitudinal induzida (m > 1:250).

Para bocas de lobo com alimentação simétrica (de ambos os lados) e sem depressão na sarjeta, a equação de captação pode ser obtida teoricamente a partir do conceito de profundidade crítica e é dada por:

$$Q = 0{,}544\sqrt{g}Ly_0^{3/2} \qquad \textbf{1.13}$$

Sendo y_0 fixada a partir do critério da máxima largura do escoamento na sarjeta que não cause desconforto ao pedestre e, dado um L (comprimento da boca), calcula-se a vazão Q.

• Determinação do Comprimento da Boca

Caso sejam conhecidas a eficiência da boca, a vazão logo a montante, a rugosidade da sarjeta e o fator de atrito, pode-se, a partir das Equações 1.5 ou 1.6, determinar o comprimento L de boca necessário para absorver esta vazão.

Se as bocas forem de tamanhos padronizados (1 m, por exemplo) e o cálculo de L indicar um valor superior a este padrão, deve-se indicar a construção de bocas em série ou contíguas.

Bueiros e Entradas

As informações e publicações necessárias para o projeto de bueiros, de acordo com a metodologia apresentada nesta diretriz, podem ser encontradas nos trabalhos "Hydraulic Charts for Selection of Highway Culverts", Hydraulic Engineering Circular n° 5, December 5, 1965 e "Capacity Charts for the Hydraulic Design of Highway Culverts", Hydraulic Engineering Circular nº 10, march, 1965. Estes dois trabalhos são publicações do "U.S. Bureau of Public Roads (B.P.R.)". Esta diretriz apresenta alguns gráficos e nomogramas relativos aos casos mais comuns. Para casos especiais, podem ser utilizadas as publicações do "BRP – Bureau of Public Roads".

08667 MIOLO.indd 45 23/10/12 17:21

A) *Informações necessárias de projeto*

Várias informações necessárias para projeto de bueiros são obtidas em outras diretrizes, oportunamente indicadas nas referências bibliográficas. Os elementos seguintes devem ser determinados, antes que o bueiro possa ser projetado:

- Cota do nível d'água a montante
- Cota do nível d'água a jusante
- Vazão de projeto
- Cotas do fundo do bueiro

B) *Dimensão dos bueiros*

O método empregado cobre a maior parte dos casos encontrados nos projetos e é baseado nas publicações do "Bureau of Public Roads", previamente mencionadas.

• Descrição dos gráficos de capacidade

A **Figura 1.11** fornece o exemplo de um gráfico de capacidade utilizado na determinação da dimensão de um bueiro. Cada gráfico contém uma série de curvas que mostram a capacidade de descarga por conduto, em m³/s, para diversos diâmetros de bueiros similares, em função dos níveis d'água a montante da entrada referidos ao fundo do bueiro. Este é definido como sendo o ponto mais baixo da transversal do bueiro.

Cada diâmetro é limitado por duas linhas, uma cheia e outra tracejada. Os números associados a essas linhas são a relação entre o comprimento L, em metros, e 100 x i, sendo i dado em metro por metro. As linhas tracejadas representam a máxima relação L/(100i), para a qual a curva pode ser utilizada sem alterações. A linha cheia representa o limite entre a operação com controle na saída e na entrada. Para valores de L/(100i) menores do que os indicados na linha cheia, o bueiro irá operar com controle na entrada e a profundidade do nível d'água a montante será determinada através da relação L/(100i) dada pela linha cheia, a qual é traçada a partir de resultados obtidos em modelos.

As curvas tracejadas (controle na saída) foram computadas para bueiros de diversos comprimentos com pequenas declividades, admitindo descarga livre a jusante, ou seja, o nível d'água a jusante não influi no comportamento do bueiro.

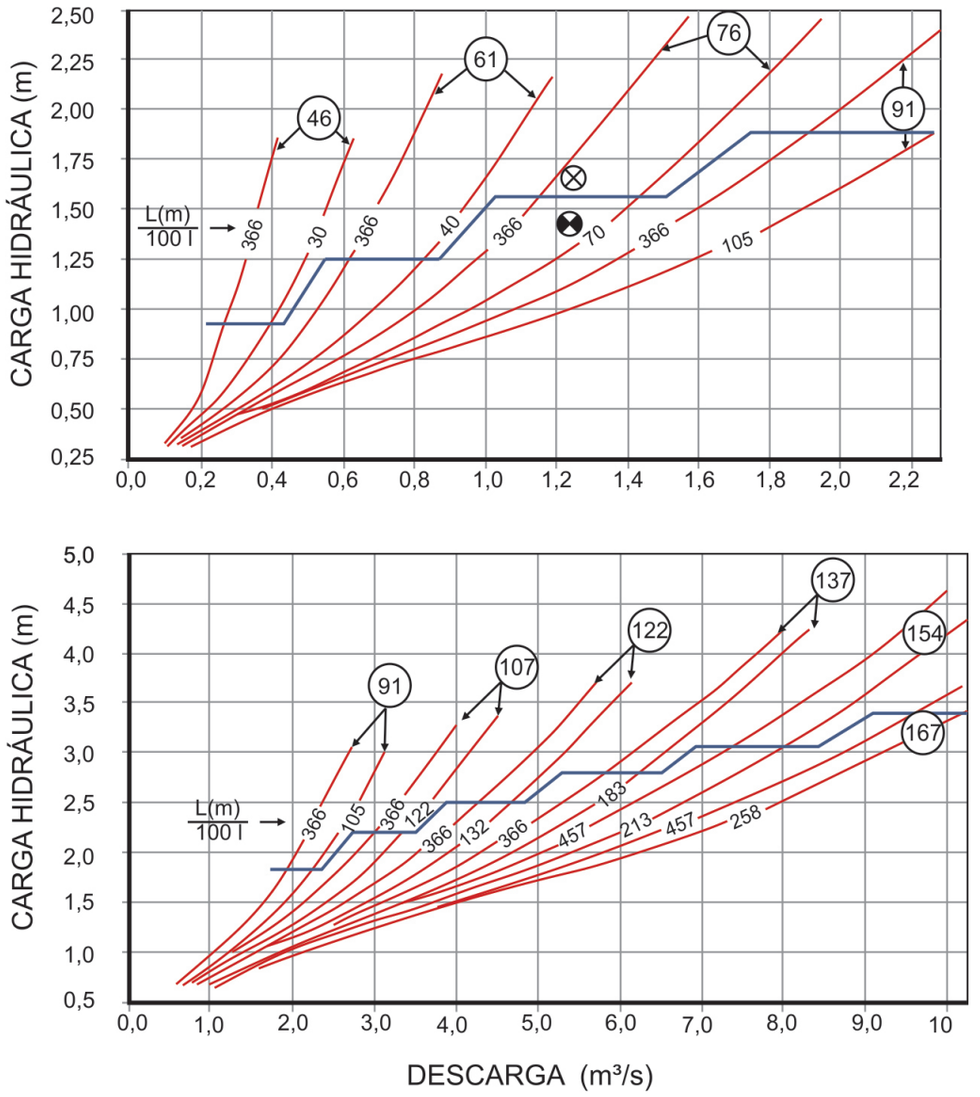
Para bueiros operando sob controle na saída, as perdas de carga na entrada devem ser calculadas utilizando os coeficientes dados anteriormente, sendo que a rugosidade hidráulica dos vários materiais usados na fabricação dos tubos foi levada em consideração no cálculo das perdas por atrito, para escoamento com seção parcial ou totalmente cheia. Os valores do coeficiente n de Manning usados para cada tipo de bueiro variaram de 0,012 a 0,032.

Com exceção dos condutos de grande diâmetro, as profundidades da linha d'água a montante, nos gráficos, atingem até três vezes a altura do bueiro.

A linha pontilhada passando através dos gráficos mostra profundidades da linha d'água a montante correspondente a cerca de duas vezes a altura dos condutos, e indica o limite superior de uso recomendável dos gráficos. Acima desta linha, os níveis d'água devem ser confrontados com os resultados obtidos dos nomogramas apresentados adiante.

A profundidade da linha d'água a montante, dada pelos gráficos, é na realidade a diferença de cotas entre o fundo do bueiro na entrada e a carga total, isto é, a profundidade somada à carga cinética do escoamento no canal de aproximação. Na maioria dos casos, pode-se tomar a indicação dada no gráfico como altura do escoamento a montante da entrada.

08667 MIOLO.indd 46 23/10/12 17:21



Fonte: Diretrizes de Projeto para Bueiros – Prefeitura do Município de São Paulo.

Figura 1.11 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro

08667 MIOLO.indd 47 23/10/12 17:21

Quando a velocidade de aproximação exceder a 1,0 m/s, a carga cinética precisa ser descontada do valor obtido do gráfico, a fim de se obter a profundidade real.

• Utilização dos gráficos de capacidade

O procedimento a ser seguido para se dimensionar um bueiro é sumarizado abaixo, com os dados devendo ser tabulados em planilhas para cálculo.

- Listar os dados de projeto: Q (m^3/s), L (m), carga hidráulica admissível a montante Hw (m), declividade i (m/m), tipo de bueiro e de entrada.
- Selecionar o gráfico apropriado em função do tipo de bueiro e de entrada. Em vários casos, para que seja possível uma comparação econômica, devem ser selecionados diferentes tipos de bueiros e de entradas.
- Entrar no gráfico com a descarga Q e subir até encontrar o valor da carga hidráulica admissível.
- A primeira linha cheia fornece o diâmetro de bueiro e a carga hidráulica, se L/100i, para as condições locais, não for superior ao valor indicado na curva. A linha cheia será aplicada para qualquer comprimento de bueiro que forneça L/100i igual ou menor que o valor indicado pela curva.
- Para qualquer valor superior de L/100i, existe a possibilidade de que a carga hidráulica real, para este diâmetro, possa superar a carga admissível. Se L/100i, para as condições locais, for superior ao valor indicado pela linha cheia do passo anterior, a carga hidráulica real é lida por interpolação ao longo da ordenada para o valor de Q. Se este valor for superior ao da carga hidráulica admissível a montante, então o diâmetro estudado é muito pequeno, devendo ser pesquisado um bueiro de diâmetro imediatamente superior. Se o nível d'água a jusante afogar o topo da saída do bueiro, os gráficos de capacidade não podem ser utilizados. Nestas condições, o gráfico de capacidade apropriado deve ser selecionado com o objetivo de fornecer um diâmetro aproximado de bueiro. A seguir, deve ser utilizado o nomograma para o bueiro escolhido escoando à seção plena. Quando a saída não é afogada, mas o valor de L/100i é superior ao apresentado no gráfico para um determinado tipo de bueiro, pode ser utilizado o nomograma para este tipo de bueiro escoando à seção plena. Aqui, novamente, o diâmetro de bueiro, inicialmente escolhido para o uso do nomograma, pode ser obtido do gráfico de capacidade apropriado. Em seguida, devem ser observadas as instruções para uso de nomograma para bueiros escoando à seção plena.

Deve ser ressaltado que, no caso do bueiro operar com pequenas descargas e saída não afogada, ocorrerá uma superfície d'água livre no seu interior, decrescendo em profundidade para jusante e aproximando-se da profundidade crítica próximo à saída. Como neste caso não ocorre escoamento à seção plena, a solução do nomograma apresentará uma carga hidráulica a montante, superior à necessária. Nestes casos, uma melhor estimativa da carga hidráulica real pode ser obtida através dos gráficos de capacidade, pela extrapolação de uma curva correspondente ao valor de L/100i para as condições locais.

Quando a carga hidráulica admissível for superior àquela que pode ser lida das curvas dos gráficos de capacidade, deve ser utilizado um dos nomogramas.

- Usar o nomograma apropriado, para controle na entrada, quando L/100i for igual ou menor que o valor dado pela curva de controle na entrada (linha cheia do gráfico de capacidade).
- Usar o nomograma apropriado para bueiro escoando à seção plena, quando *L/100i* for superior ao valor indicado pela curva de controle na entrada.

08667 MIOLO.indd 48 23/10/12 17:21

• Utilização dos nomogramas

Nas **Figura 1.12** e **Figura 1.13** apresentam-se exemplos de dois nomogramas utilizados para projeto de bueiros. O uso desses nomogramas está limitado ao caso em que a altura do nível d'água a jusante for superior à profundidade crítica de escoamento no bueiro. A vantagem na utilização dos gráficos de capacidade, em relação aos nomogramas, está em que os primeiros fornecem diretamente os resultados procurados, ao passo que os nomogramas pressupõem um procedimento de aproximações sucessivas. Os gráficos de capacidade não podem ser usados quando o nível d'água a jusante afoga o topo do bueiro na saída. Os nomogramas devem ser utilizados sempre que o nível d'água a jusante for superior à profundidade crítica do escoamento na saída; entretanto, ambos apresentarão o mesmo resultado quando tanto um como outro método puder ser utilizado. O procedimento para uso dos nomogramas é descrito a seguir.

- Listar os dados de projeto: Q (m³/s), L (m), cotas do fundo do bueiro na entrada e na saída, Hw (m) admissível, velocidade média e máxima do escoamento no canal natural (m/s), assim como o tipo de bueiro e de entrada para a primeira tentativa.
- Adotar, como tentativa, um diâmetro de tubo assumindo uma velocidade média baseada nas características do canal e calcular a área A = Q/V.
- Determinar Hw para o bueiro escolhido, admitindo-se, primeiro, controle na entrada e depois controle na saída. Para controle na entrada utilizar a **Figura 1.12**. Ligar com uma reta o diâmetro (D) e descarga (Q) e marcar a intercessão desta linha com a escala (1) de Hw/D. Caso sejam utilizadas as escalas (2) ou (3), estender horizontalmente o ponto de intercessão com (1) para escala (2) ou (3). Calcular o valor de Hw; se este for muito elevado ou baixo, adotar outro diâmetro antes de calcular Hw para controle na saída. A seguir, deve-se calcular Hw para controle na saída, a partir da **Figura 1.13**. Para tanto, entrar no gráfico com o comprimento, coeficiente de entrada e diâmetro do tubo adotado. Por meio de uma reta, ligar os pontos correspondentes nas escalas de comprimento e de diâmetro, para se determinar o ponto de cruzamento na linha base. Ligar esse ponto da linha – base com a descarga e ler a carga na escala H. Calcula-se, a seguir, Hw pela equação:

$$H_W = H + h_0 - L \cdot i \qquad \textbf{1.14}$$

Para Tw superior ou igual ao topo do bueiro ho = Tw, e para Tw menor que o topo do bueiro, ho = (hc + D)/2 ou Tw, qual seja o mais elevado.

Se Tw for menor que hc, os nomogramas não deverão ser usados. Na equação acima, D é o diâmetro do bueiro e hc a altura crítica que pode ser obtida a partir das diretrizes de projeto DPH14 – "Hidráulica em Drenagem Urbana", da SVP/PMSP.

- Comparar os valores calculados de carga hidráulica e usar o valor mais elevado de Hw para determinar se o bueiro está sob controle na entrada ou na saída. Se ocorrer controle na saída e Hw for inaceitável, deve-se escolher um diâmetro maior e calcular o correspondente valor de Hw através dos nomogramas de controle na saída. Caso o menor diâmetro de bueiro tenha sido selecionado, satisfazendo o valor admissível de Hw através dos nomogramas de controle na entrada, este controle não precisará ser verificado para tubos com diâmetros superiores.

08667 MIOLO.indd 49 23/10/12 17:21

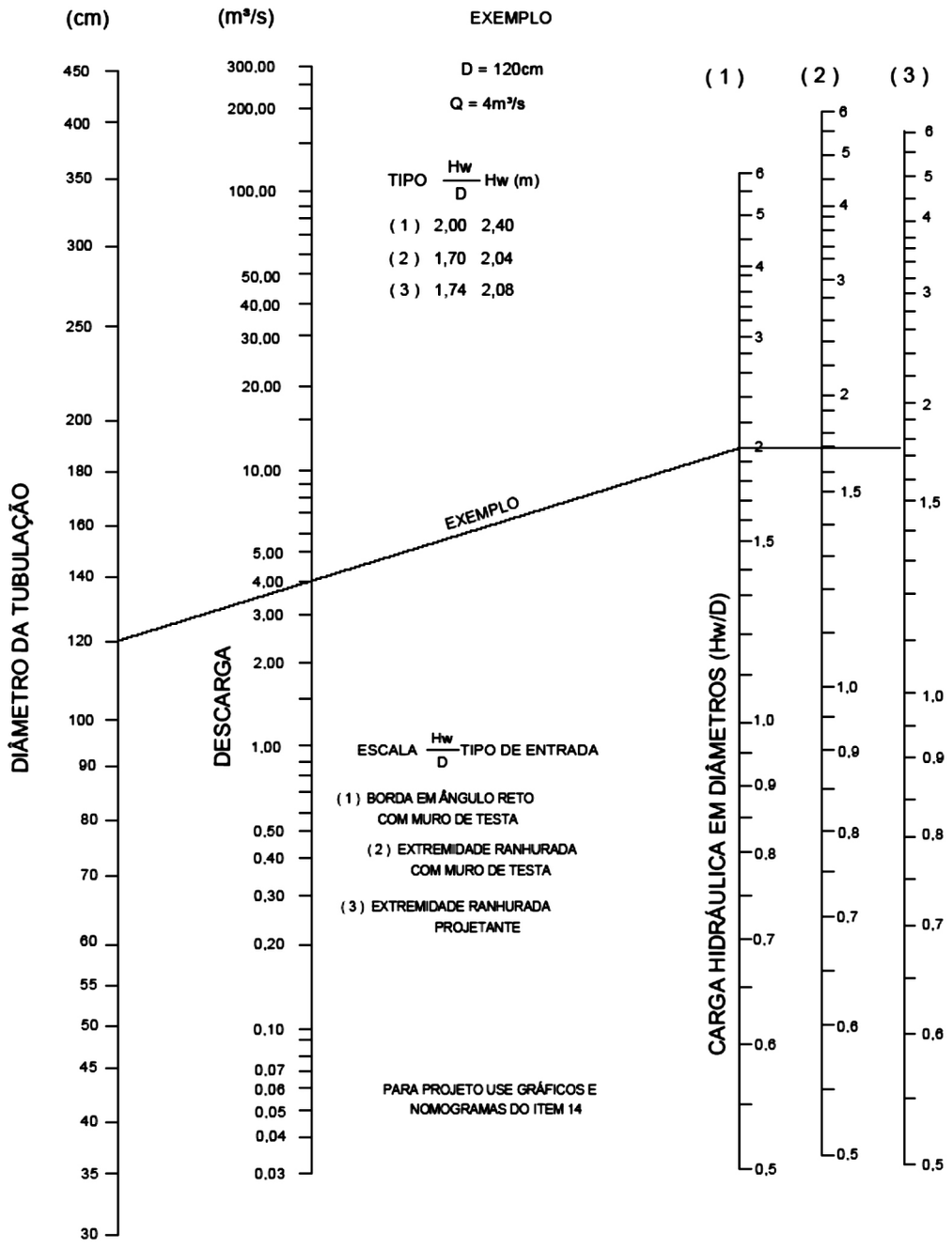


Figura 1.12 - Exemplo de nomograma para controle na entrada

08667 MIOLO.indd 50 24/10/12 16:29

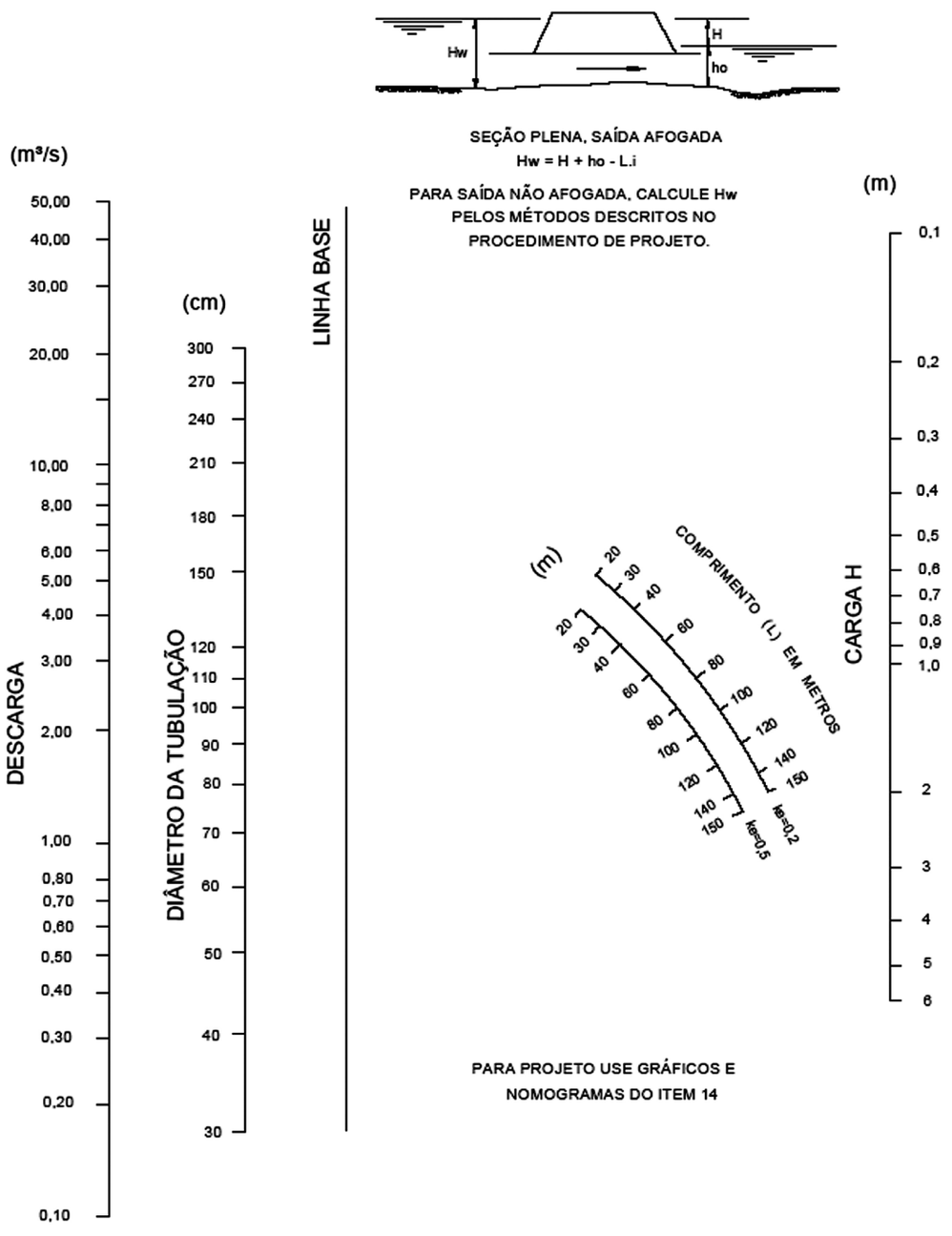


Figura 1.13 - Exemplo de nomograma para controle na saída

08667 MIOLO.indd 51 24/10/12 16:34

C) *Procedimento Geral para o Projeto de Bueiros*

Considerando-se os problemas resultantes da topografia e outros que deverão ser levados em consideração, o projeto completo de um bueiro oferece maiores dificuldades que o simples processo para seu dimensionamento. As informações que serão fornecidas servirão apenas como orientação para o projeto, uma vez que os problemas encontrados são muito variados e numerosos para serem generalizados. Entretanto, o procedimento apresentado deverá ser seguido para que nenhum problema especial seja relegado. Diversas combinações de tipos de entrada, cotas de fundo e diâmetros de tubos deverão ser pesquisados, até que seja obtido o projeto mais econômico, tendo em vista as condições impostas pela topografia e pela solução técnica adotada.

• Planilhas para cálculo de projeto

O uso de planilhas de cálculo torna possível a obtenção de um projeto consistente, com um custo mínimo de bueiro.

• Cotas do fundo do bueiro

Após a determinação da carga hidráulica admissível a montante, da altura d'água a jusante e do comprimento aproximado, as cotas do bueiro deverão ser fixadas. Havendo ou não afogamento da entrada do bueiro, não é desejável a erosão das paredes do canal quer para a condição de escoamento da vazão de projeto, quer para vazões menores. Para reduzir as possibilidades de erosão no canal a montante, deve-se, numa primeira tentativa, fixar a declividade do bueiro como sendo idêntica à do canal. Para canais naturais, as condições de escoamento a montante do bueiro devem ser investigadas, para que seja verificada a ocorrência de erosão.

• Diâmetro do bueiro

Após a determinação da declividade do bueiro e usando-se as planilhas de cálculo, gráficos de capacidade e nomogramas, deve-se determinar o diâmetro do conduto que satisfaça a imposição de carga admissível a montante. O diâmetro mínimo apresentado nos gráficos de capacidade e nomogramas é de 0,30 m. Nas obras de drenagem no Município de São Paulo o diâmetro mínimo a ser utilizado em bueiros é de 0,60 m, tendo em vista que a rugosidade do tubo influi no diâmetro do bueiro.

• Limitação da carga hidráulica a montante

Se a carga hidráulica for insuficiente para proporcionar a descarga exigida, será necessário considerar uma das seguintes soluções: aumentar o diâmetro do tubo, rebaixar o fundo da entrada, adotar uma seção transversal irregular, utilizar tubos múltiplos ou bueiros celulares, ou ainda, qualquer combinação das soluções apresentadas. Se o fundo da entrada for rebaixado, deve-se considerar um possível solapamento, e verificar a necessidade de adotar medidas contra essa erosão, tais como enrocamentos, estruturas verticais de concreto, gabiões, muros de testa com soleiras e muretas de pé.

• Saída do bueiro

Deverá ser verificada a possibilidade de erosão provocada por velocidades elevadas na saída do bueiro. Se esta possibilidade for verificada, será necessário incluir no custo do bueiro a construção de uma

08667 MIOLO.indd 52 23/10/12 17:21

seção terminal alargada, de uma estrutura de dissipação de energia, ou então, de proteção do canal com enrocamento.

• Declividade mínima

Para evitar uma possível sedimentação que iria provocar entupimento do bueiro, sua declividade deverá ser suficiente para que seja mantida uma velocidade que proporcione sua auto-limpeza. A declividade deverá ser verificada para cada projeto, e caso a velocidade mínima não seja atingida, poderá ser adotada uma das seguintes soluções: aumento da declividade do tubo, aumento do diâmetro do tubo, utilização de tubo com menor rugosidade, ou então, uma combinação dessas soluções.

Considerações Especiais sobre Bueiros

A) *Erosão e sedimentação*

Os fenômenos de erosão e sedimentação são de difícil análise, não sendo suscetíveis de sistematização através de tabelas ou fórmulas. Nos casos em que houver dúvida quanto à possibilidade de ocorrência de erosão ou sedimentação, deve ser proporcionada suficiente proteção compatível com a importância da estrutura e das propriedades vizinhas.

• Canais artificiais

A declividade e a geometria de um canal artificial devem ser fixadas de maneira que os processos de erosão ou sedimentação que eventualmente ocorram sejam significativamente inferiores aos que seriam observados, admitindo-se a situação de canal natural. Para impedir erosão e deposição, as cotas do fundo do bueiro devem ser fixadas após uma análise detalhada da linha de energia.

• Canais naturais

Os canais naturais representam um sério desafio para o bom desempenho de um bueiro. Quando a declividade do canal a montante se reduz, existe grande possibilidade de ocorrer sedimentação. No caso de ocorrer suficiente cobertura do aterro, o bueiro pode ser elevado de cerca da metade do seu diâmetro sobre o greide do canal, desde que o consequente aumento do nível d'água a montante seja aceitável. Não sendo possível esta elevação, deve-se selecionar um bueiro de maior diâmetro. Por outro lado, quando houver um aumento da declividade nas proximidades do bueiro, deve ser providenciada proteção contra a erosão que aí possa ocorrer.

A implantação de um bueiro em um canal natural deve ser precedida de uma inspeção local, para que fique estabelecido se as condições naturais do canal são de deposição, erosão ou de estabilidade.

E) *Canais oblíquos aos bueiros*

Um bueiro, sempre que possível, deve ter o mesmo alinhamento do canal. Frequentemente, essa situação não ocorre, sendo necessário o uso de muros de ala e de testa, além de revestimento de fundo. Estes dispositivos têm o objetivo de proteger o canal contra a erosão, além de tornar a entrada mais eficiente.

08667 MIOLO.indd 53 23/10/12 17:21

F) *Tombamento da entrada*

Nos bueiros funcionando em regime livre (portanto sem pressão interna), porém com altas cargas desequilibradas, é comum surgirem grandes momentos de tombamento na estrutura de entrada, devido à predominância das forças de pressão. Este problema merece especial atenção, nos casos em que as profundidades a montante do bueiro atingem 5 metros ou mais. É conveniente, nesses casos, escolher um bueiro com menor diâmetro e que funcione em carga, de maneira que, as pressões internas e externas não sejam apreciavelmente diferentes, garantindo melhores condições de estabilidade à estrutura.

Entradas de Galerias de Concreto

Os projetos de entradas de galerias de concreto devem, quanto aos aspectos hidráulicos, dispensar tantos cuidados quantos para o caso de bueiros circulares. Quanto mais elevado for o aterro e mais longo o conduto, tanto mais importante deve ser o projeto da entrada, tendo em vista reduzir os custos de implantação. Nos casos de aterros elevados, sob o ponto de vista estrutural, um bueiro de seção transversal reduzida representa sensível economia de investimento. Para condutos longos, a importância do custo do metro linear se torna ainda mais significativa.

O projetista, ao analisar as possibilidades de redução das dimensões do conduto, deve ter em conta os seguintes aspectos:

- Custo de entradas especiais;
- Pressões internas admissíveis no conduto;
- Sedimentação a montante;
- Velocidade na saída e erosão a jusante;
- Deposição de detritos na entrada;
- Carga hidráulica admissível a montante.

A) *Entradas comuns de bueiros*

Em geral, os bueiros são relativamente curtos, e o custo relativo de uma entrada é alto se comparado com o mesmo custo para o caso de um bueiro longo. Assim sendo, a entrada de um bueiro deve ser dimensionada de forma a oferecer proteção suficiente, a um custo relativamente baixo. Esta solução pode ser obtida através de muros de ala.

Tendo-se em vista suas dimensões, as entradas de bueiros devem ser projetadas como muros de arrimo, e caso seja necessário, o uso de lajes de fundo a montante para impedir erosão do canal, estas devem resistir à subpressão.

B) *Entradas especiais para bueiros*

Entradas para bueiros não podem ser caracterizadas de forma geral, sendo impossível apresentar coeficientes, curvas ou tabelas para o seu projeto. Uma entrada especial é frequentemente escolhida, tendo em vista uma função específica, como a redução das perdas de carga na entrada a valores bem abaixo dos obtidos com entradas comuns, ou proporcionar a conversão de energia potencial (nível d'água elevado, a

08667 MIOLO.indd 54 23/10/12 17:21

montante) em energia cinética (velocidade). Entradas especiais são também utilizadas para limitar a descarga no conduto, provocando armazenamento a montante e reduzindo a descarga de pico.

Entradas de Condutos Longos

Os condutos longos apresentam custos elevados e exigem um trabalho detalhado de engenharia, planejamento e projeto. Nestes casos, as entradas são extremamente importantes para o perfeito funcionamento do conduto e devem receber especial atenção no seu projeto.

A) *Entradas especiais*

A maior parte dos condutos longos requer considerações especiais quanto à estrutura de entrada, para satisfazer as características hidráulicas particulares do conduto. Geralmente, testes em modelos hidráulicos resultarão na construção de uma entrada mais eficiente e menos dispendiosa.

Considerações Gerais

A) *Entradas de canais abertos*

As entradas de canais abertos frequentemente exigem planejamento e projeto tão cuidadosos quanto o dispensado aos bueiros e condutos longos, para que seja alcançado o necessário desempenho hidráulico.

O projetista deve analisar as características do gradiente de energia para que sejam asseguradas condições para uma equilibrada distribuição de energia, além de um controle de velocidade e perda de energia que, juntamente com outros fatores, controlam as características do escoamento a jusante. As confluências de canais, em particular, devem ter cuidadoso projeto hidráulico para eliminar problemas de erosão, reduzir a ocorrência de ondas e minimizar os efeitos de remanso.

B) *Transições*

As transições de condutos fechados para canais abertos, ou de regimes subcríticos para supercríticos, devem ser projetadas com base nos conceitos de conservação de energia e de hidráulica de canais abertos. Normalmente, o projetista deverá ter como objetivo evitar excessiva perda de energia, ondas transversais e turbulência. São necessários, também, cuidados especiais com vista a evitar erosão e extravasamento do canal.

As transições em regime supercrítico devem receber maior atenção que a dedicada normalmente às transições em regime subcrítico. Em geral, se o escoamento for tranquilo, pode-se utilizar uma transição ao longo da qual os eixos dos condutos se mantenham alinhados, com suas paredes formando um ângulo de cerca de 12°30'. Devem ser tomados cuidados contra a formação de ressalto hidráulico e de velocidades que possam proporcionar o surgimento de altura crítica. Escoamentos com números de Froude entre 0,9 e 1,1 devem ser evitados.

08667 MIOLO.indd 55 23/10/12 17:21

Grades

A única função das grades nas entradas de bueiros é evitar a admissão de material que possa provocar a sua obstrução. Observa-se, no entanto, que durante a ocorrência de grandes descargas, as grades se encontram bloqueadas por detritos, reduzindo drasticamente a capacidade do bueiro. Para que este fato não ocorra, o vão entre as suas barras deve ser suficientemente grande para permitir a passagem fácil, entre elas, dos materiais de menor porte. Um vão entre as barras de no mínimo metade a um terço da menor dimensão do bueiro será suficiente.

A) *Grades passíveis de tombamento*

Em grandes bueiros onde as grades sejam necessárias, o uso do tipo passível de tombamento é o mais recomendado. Estas grades devem ser cuidadosamente projetadas, sob o ponto de vista estrutural, para que o tombamento se dê com uma carga hidrostática de cerca de metade da máxima carga admissível a montante. Este tombamento da grade deve desobstruir a seção do canal de forma a permitir uma operação adequada da entrada do bueiro. Isto pode ser obtido, por exemplo, usando-se como apoio um eixo descentrado na vertical, o que provoca o tombamento da grade quando da atuação de um empuxo em toda a vertical.

G) *Grades situadas a montante*

Em substituição às grades passíveis de tombamento e quando houver risco à segurança, uma grade situada a montante da tomada, a uma distância razoável, é frequentemente a solução mais satisfatória. Este tipo de grade pode ser constituído por uma série de tubos verticais ou de postes cravados no canal de aproximação. Quando ocorrer bloqueio da grade, a água ficará represada até atingir níveis suficientes para passar por cima dela, atingindo o bueiro.

Gráficos de Capacidade e Nomogramas

Cada gráfico de capacidade apresenta uma série de diâmetros de um determinado tipo de bueiro, com respectiva entrada, para certa gama de vazões. Para cada diâmetro, é apresentada uma curva em linha cheia, que indica controle de entrada, e uma ou mais curvas tracejadas, indicando controle na saída. Todas as curvas são identificadas por um número índice, L/100i, onde L é o comprimento do conduto, em metros, e i é a declividade do bueiro em m/m.

A linha cheia, para um determinado diâmetro, fornece a máxima descarga possível para uma determinada carga a montante do bueiro. Não haverá redução na carga hidráulica a montante, para uma dada vazão, caso o valor de L/100i seja inferior ao indicado pela linha cheia. No entanto, a comparação de curvas para os vários tipos de entrada mostrará diferentes cargas hidráulicas a montante para uma dada vazão. Para qualquer ponto sobre a linha cheia, pode ser admitido que o bueiro esteja operando com controle na entrada, isto é, a carga hidráulica dependerá somente do tipo de entrada adotado.

As curvas tracejadas indicam a relação carga hidráulica-vazão para bueiros operando com controle na saída. Neste caso, a carga a montante irá depender do comprimento, declividade e perdas no conduto. O bueiro irá operar parcialmente cheio, enquanto o nível d'água a montante, estiver substancialmente abaixo do topo do bueiro na entrada. Nos gráficos onde não existir linha tracejada para um determinado

08667 MIOLO.indd 56 23/10/12 17:21

diâmetro, a carga hidráulica operacional para controle na saída será tão próxima da carga para controle na entrada, que a curva cheia poderá ser utilizada, sem que se incorra em erro significativo.

A) *Disposição das curvas*

As curvas são dispostas, de modo que a interpolação linear para o cálculo da carga hidráulica possa ser feita entre as curvas de controle na entrada e na saída, de acordo com o valor de L/100i obtido para um dado diâmetro de bueiro. Assim, se o valor numérico de L/100i (baseado nas condições locais) estiver situado a meia distância entre a curva cheia e a tracejada relativas a um diâmetro, o valor de Hw para um determinado Q pode ser obtido por interpolação, tomando o ponto, a meia distância, entre as referidas curvas. A interpolação pode também ser feita, caso se deseje obter uma determinada vazão Q para um dado Hw, seguindo o procedimento descrito anteriormente.

É possível, também, efetuar uma interpolação linear para diâmetros intermediários aos fornecidos pelos gráficos. Neste caso, se L/100i for igual ou menor que o indicado pelas linhas cheias, para os dois diâmetros adjacentes, deve-se interpolar diretamente entre estas duas linhas, em função do diâmetro do bueiro escolhido. Quando L/100i for superior ao indicado pelas duas linhas cheias adjacentes, deve-se interpolar, inicialmente, L/100i para cada diâmetro adjacente e, a seguir, fazer a interpolação entre esses pontos para localizar o valor de Hw em função do diâmetro escolhido. A precisão não é essencial, uma vez que o diâmetro selecionado para a descarga de projeto raramente requer a carga total proporcionada pelas condições locais.

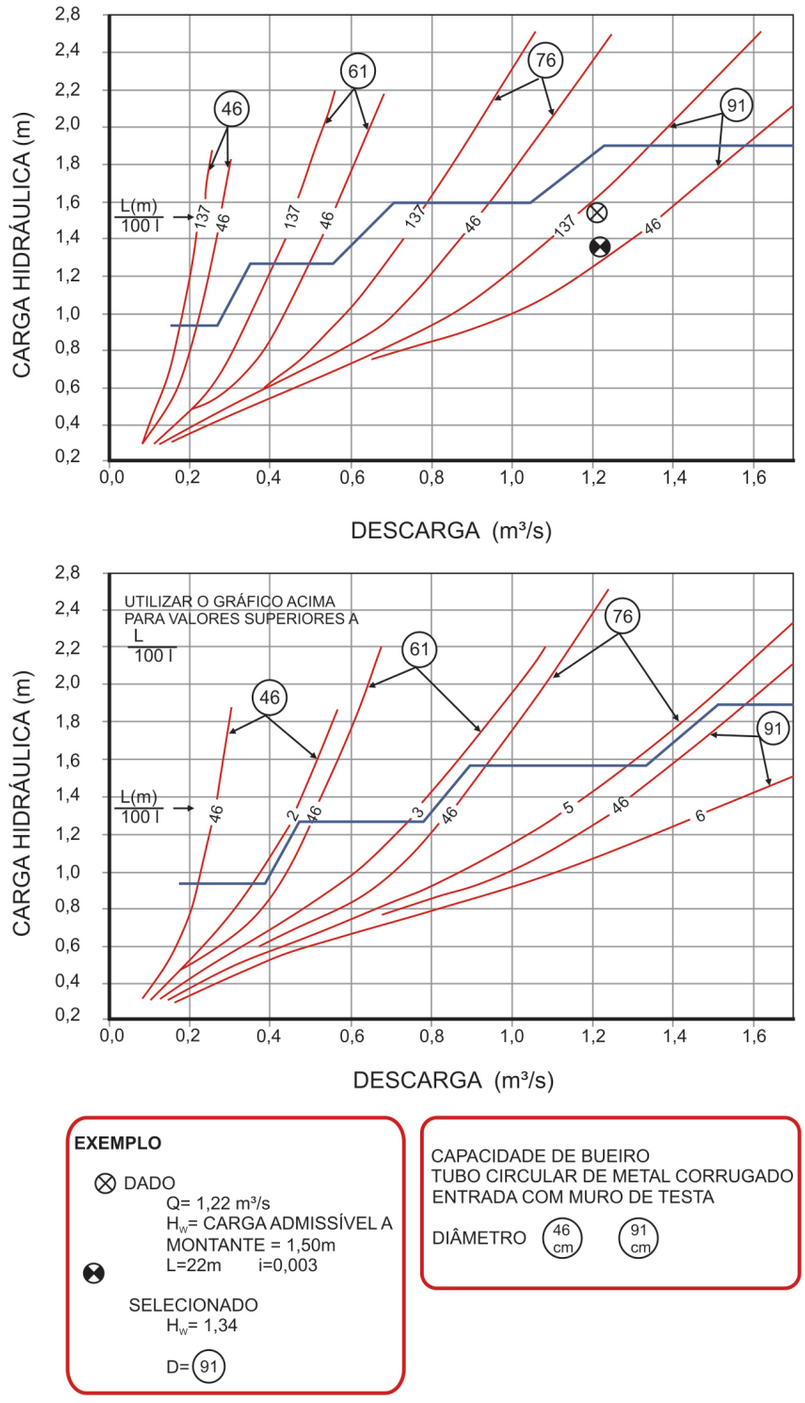
Os gráficos podem também ser aplicados para a seleção de um bueiro quando sua declividade for nula. Neste caso, o valor de L/l00i não pode ser calculado. Esta dificuldade pode ser facilmente contornada admitindo-se uma pequena declividade para o conduto, com o propósito de se calcular o valor de L/100i. Em geral, usa-se i=0,002 para condutos de concreto e i=0,004 para tubos de metal corrugado. Inicialmente, deve ser obtido Hw do gráfico para o valor hipotético de L/100i. Este valor de Hw deve ser acrescido de Li, que representa a queda do conduto admitido no cálculo.

As linhas pontilhadas são traçadas para valores de Hw equivalentes ao dobro do diâmetro do conduto. O uso dos gráficos de capacidade oferece grande precisão, sempre que os valores de Hw obtidos estejam abaixo da linha pontilhada. Por outro lado, para valores de Hw acima da referida linha, nos casos de controle na saída, a precisão diminui para certas combinações de comprimento, declividade e rugosidade do conduto. Neste caso, Hw pode ser calculado com segurança através do uso dos nomogramas para escoamento à seção plena, utilizando o diâmetro determinado por estes gráficos de capacidade.

Para os casos de baixa carga hidráulica, os gráficos de capacidade apresentados são bastante precisos. Eles abrangem uma faixa de valores que incluem cargas inferiores à altura do conduto. É justamente nesta faixa de valores de vazões que os nomogramas para escoamento à seção plena têm menos aplicação.

A seguir, são apresentados os gráficos de capacidade e os nomogramas, que cobrem toda a gama de aplicações comumente encontradas em drenagem urbana. Estes gráficos foram transcritos de publicações do "U.S. Bureau of Public Roads".

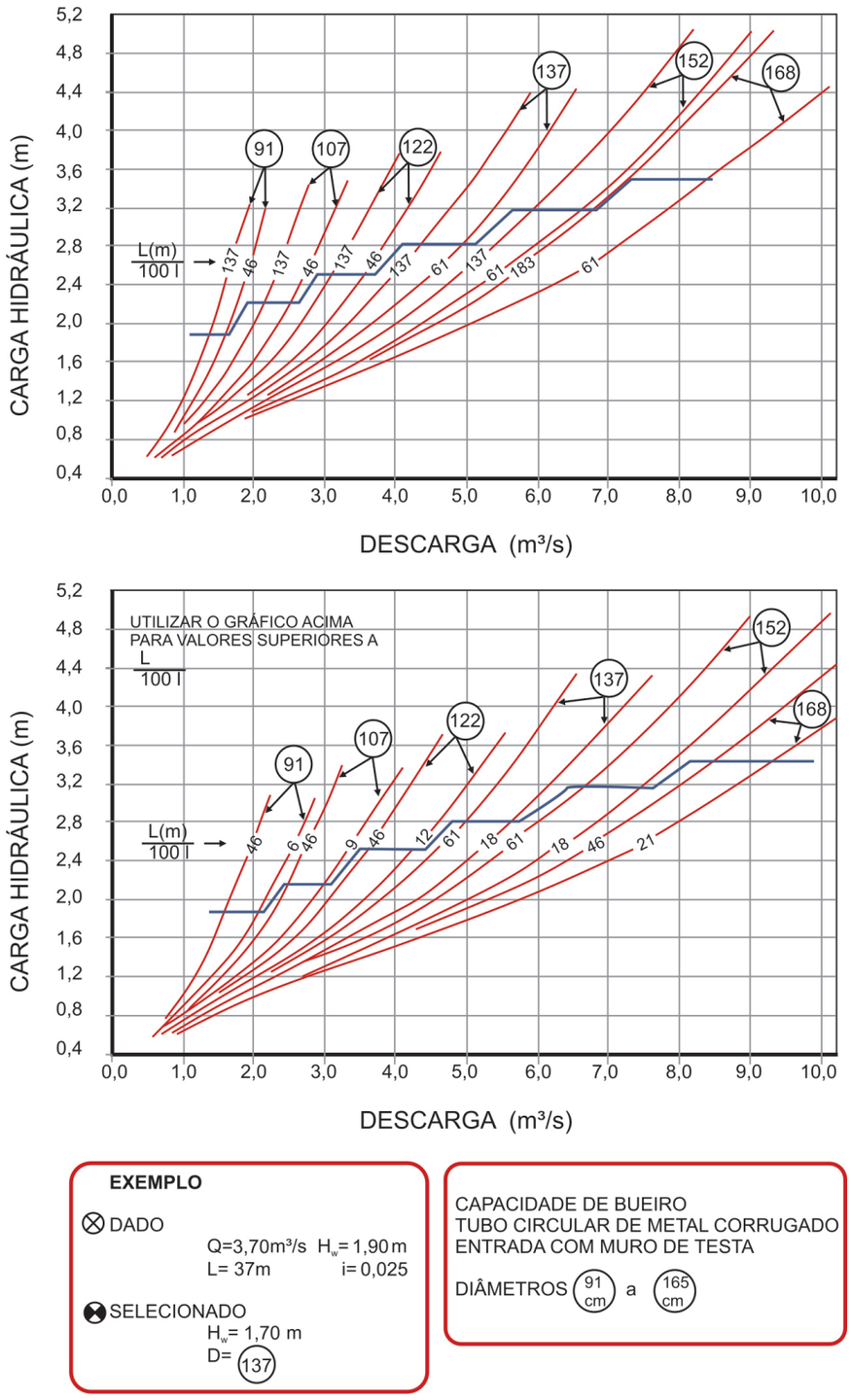
08667 MIOLO.indd 57 23/10/12 17:21



Fonte: Diretrizes de Projeto para Bueiros – Prefeitura do Município de São Paulo.

Figura 1.14 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro

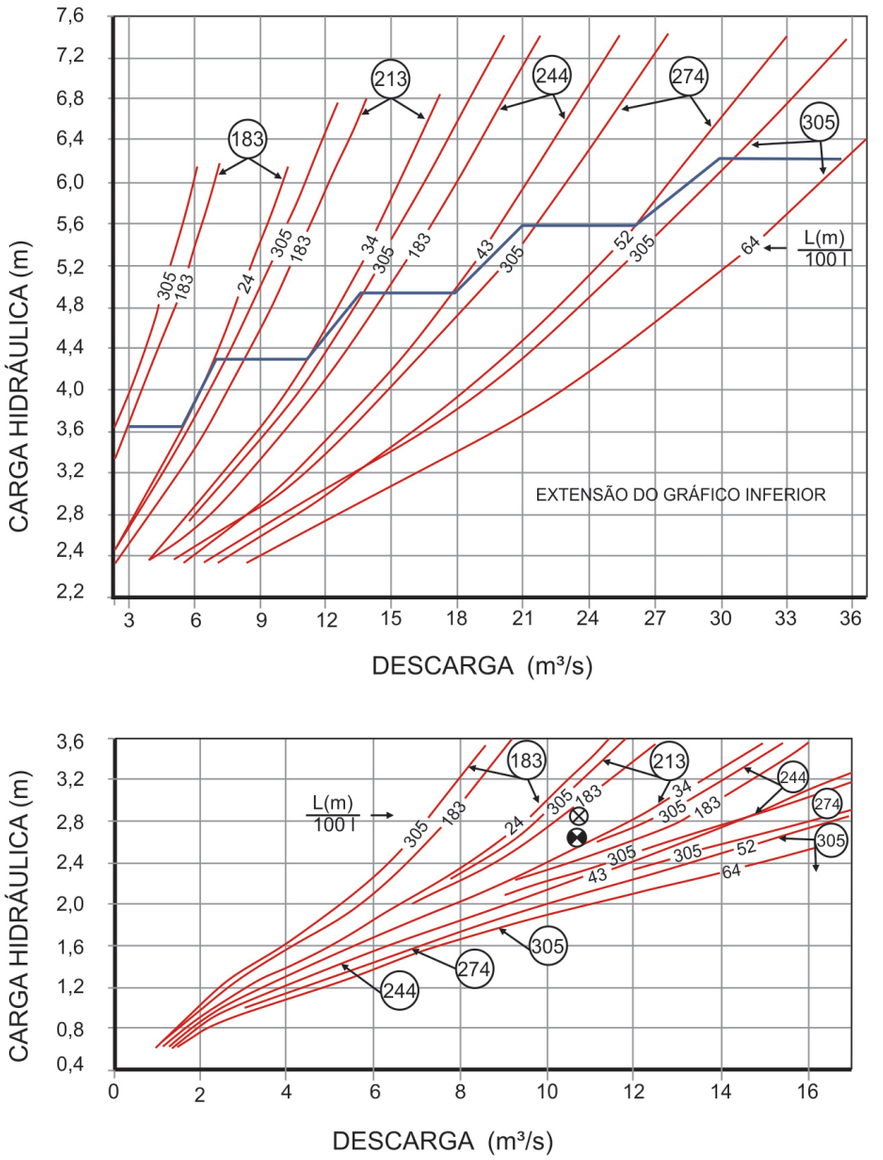
08667 MIOLO.indd 58 23/10/12 17:21



Fonte: Diretrizes de Projeto para Bueiros – Prefeitura do Município de São Paulo.

Figura 1.15 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro

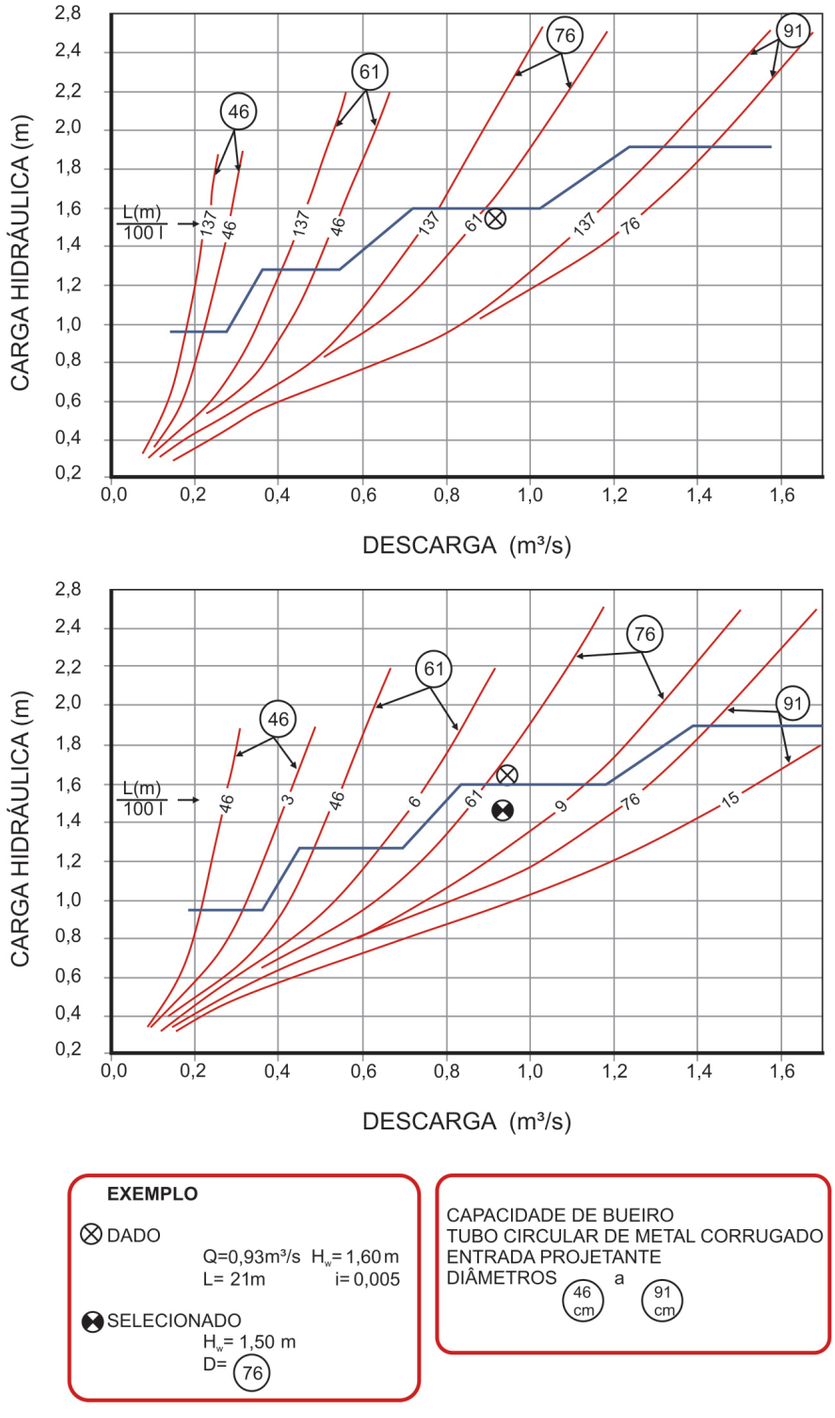
08667 MIOLO.indd 59 23/10/12 17:21



Fonte: Diretrizes de Projeto para Bueiros – Prefeitura do Município de São Paulo.

Figura 1.16 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro

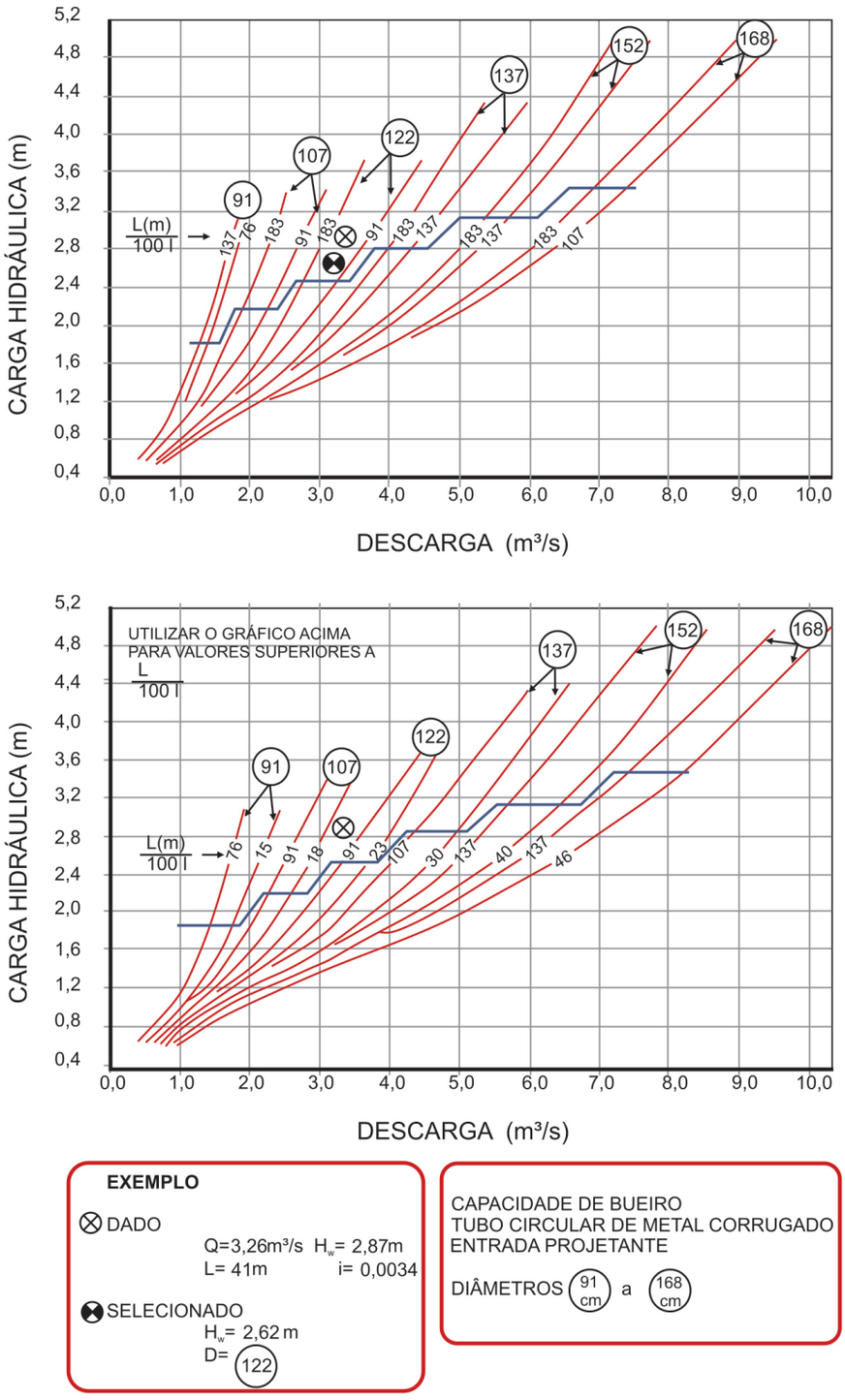
08667 MIOLO.indd 60 23/10/12 17:21



Fonte: Diretrizes de Projeto para Bueiros – Prefeitura do Município de São Paulo.

Figura 1.17 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro

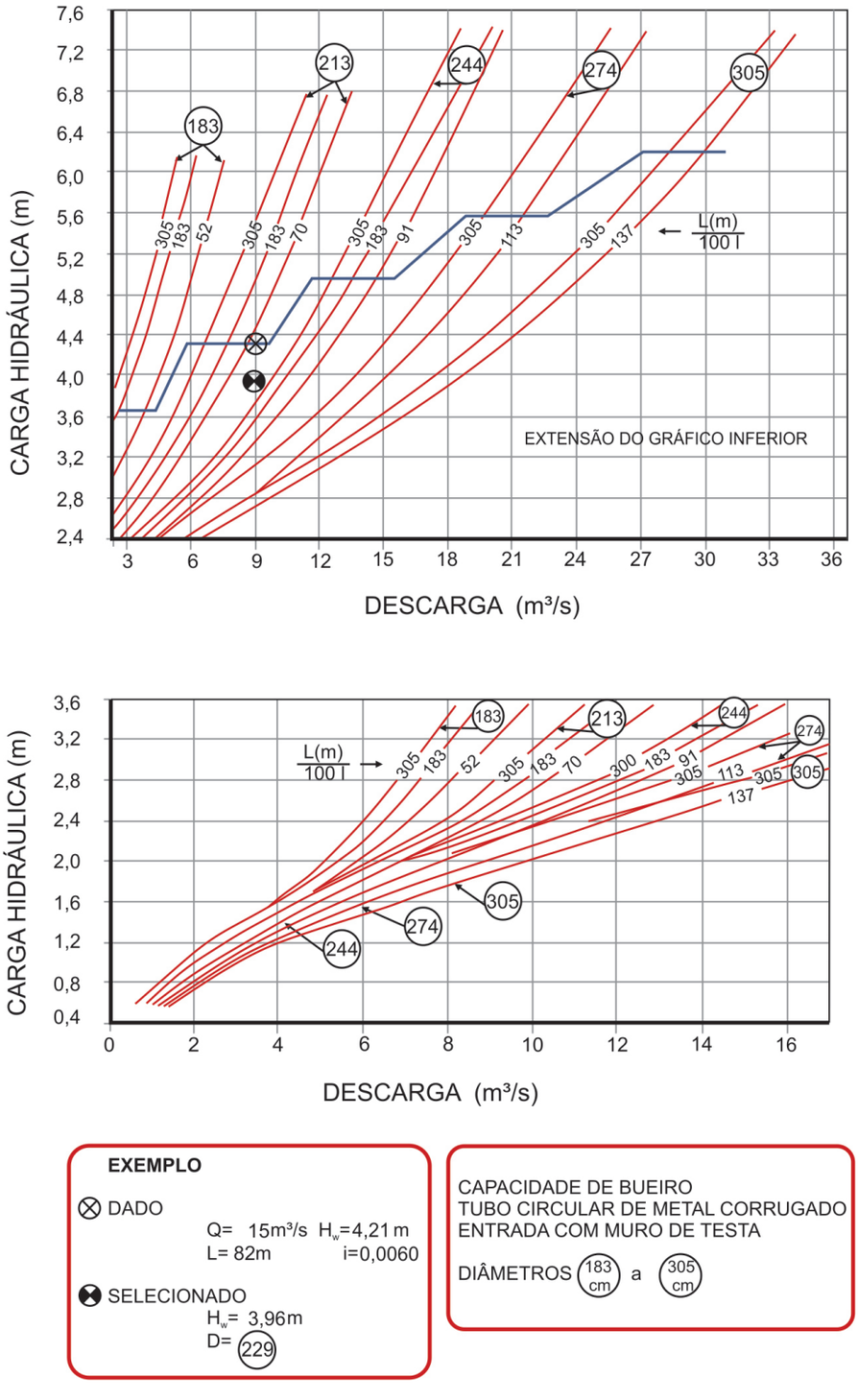
08667 MIOLO.indd 61 23/10/12 17:21



Fonte: Diretrizes de Projeto para Bueiros – Prefeitura do Município de São Paulo.

Figura 1.18 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro

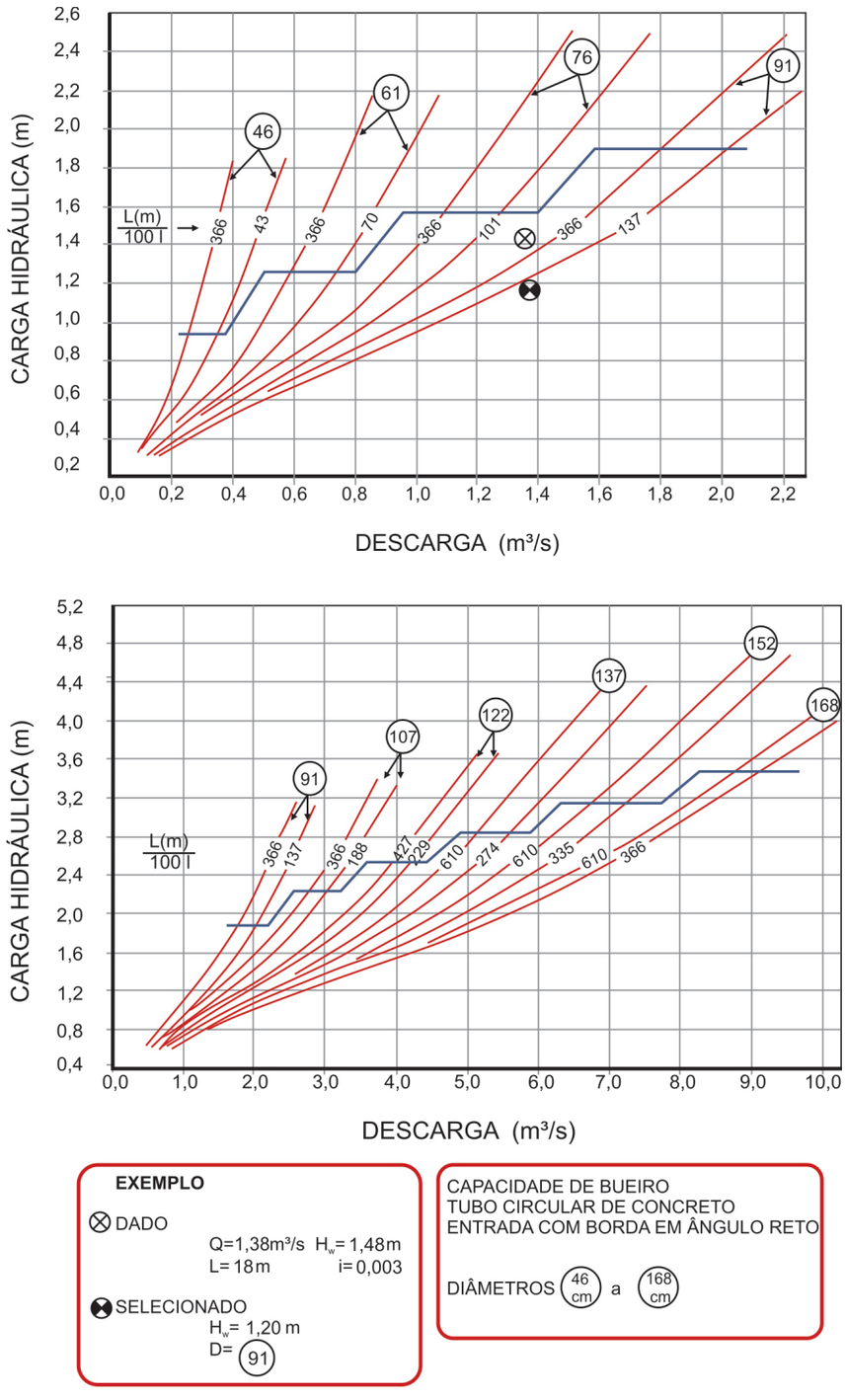
08667 MIOLO.indd 62 23/10/12 17:21



Fonte: Diretrizes de Projeto para Bueiros – Prefeitura do Município de São Paulo.

Figura 1.19 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro

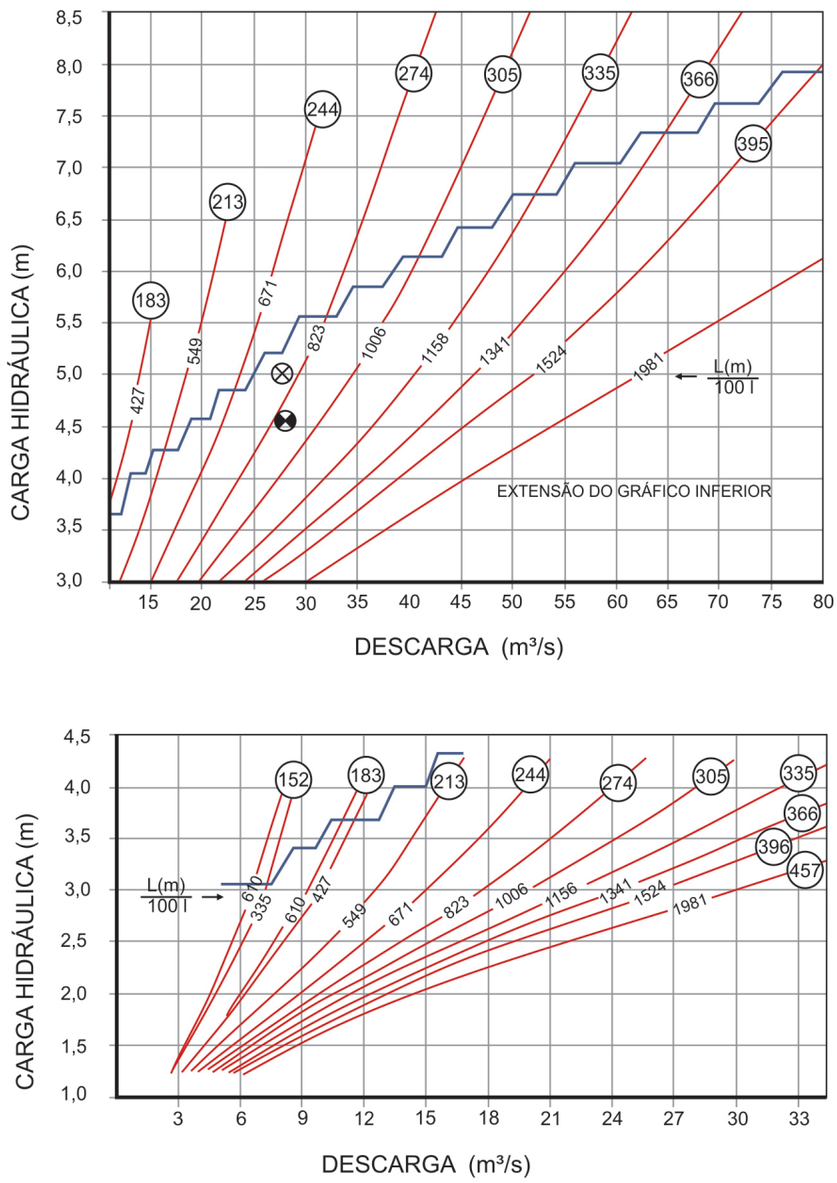
08667 MIOLO.indd 63 23/10/12 17:21



Fonte: Diretrizes de Projeto para Bueiros – Prefeitura do Município de São Paulo.

Figura 1.20 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro

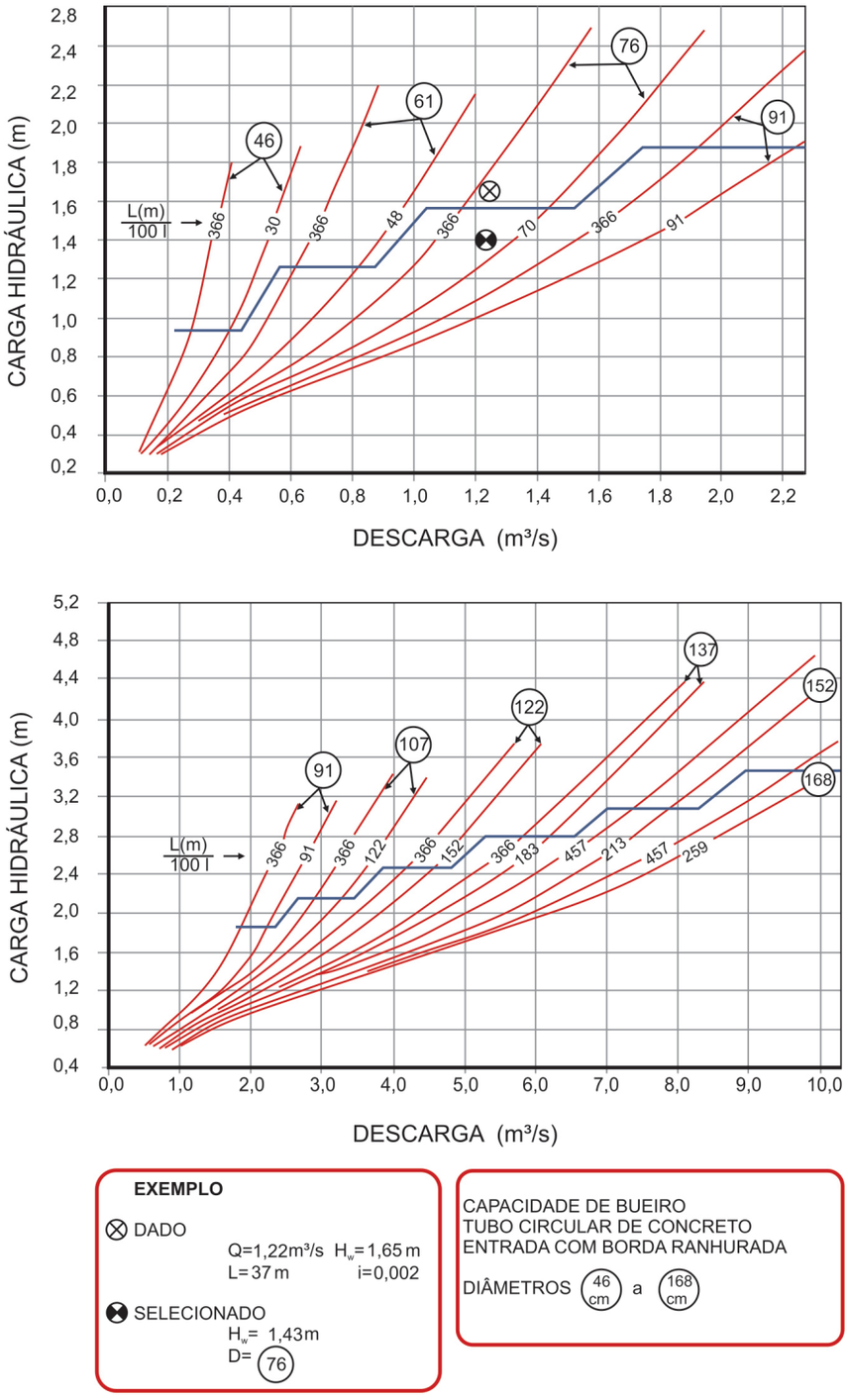
08667 MIOLO.indd 64 23/10/12 17:21



Fonte: Diretrizes de Projeto para Bueiros – Prefeitura do Município de São Paulo.

Figura 1.21 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro

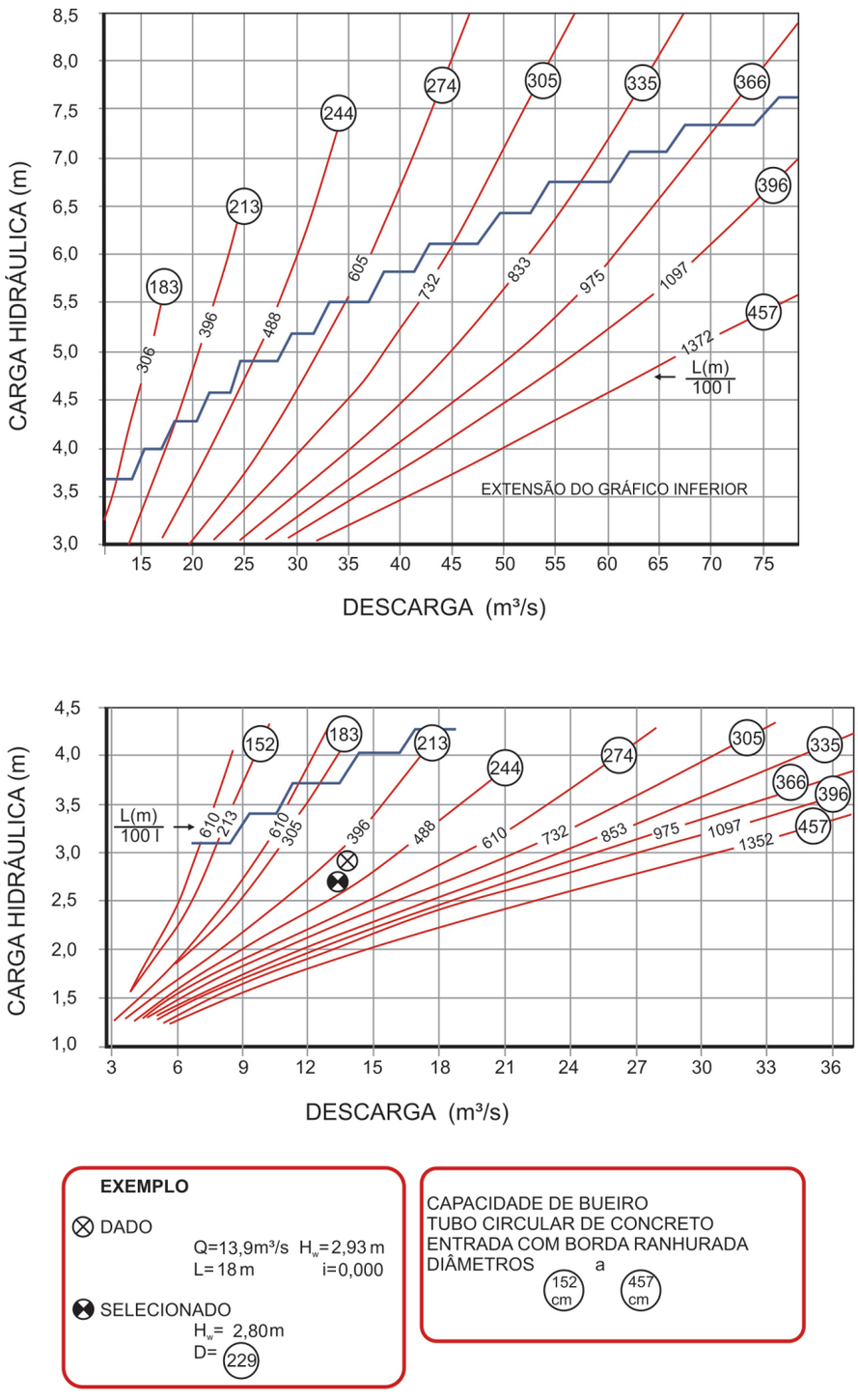
08667 MIOLO.indd 65 24/10/12 09:38



Fonte: Diretrizes de Projeto para Bueiros – Prefeitura do Município de São Paulo.

Figura 1.22 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro

08667 MIOLO.indd 66 23/10/12 17:21



Fonte: Diretrizes de Projeto para Bueiros – Prefeitura do Município de São Paulo.

Figura 1.23 - Exemplo de gráfico de capacidade de bueiro

08667 MIOLO.indd 67 23/10/12 17:21

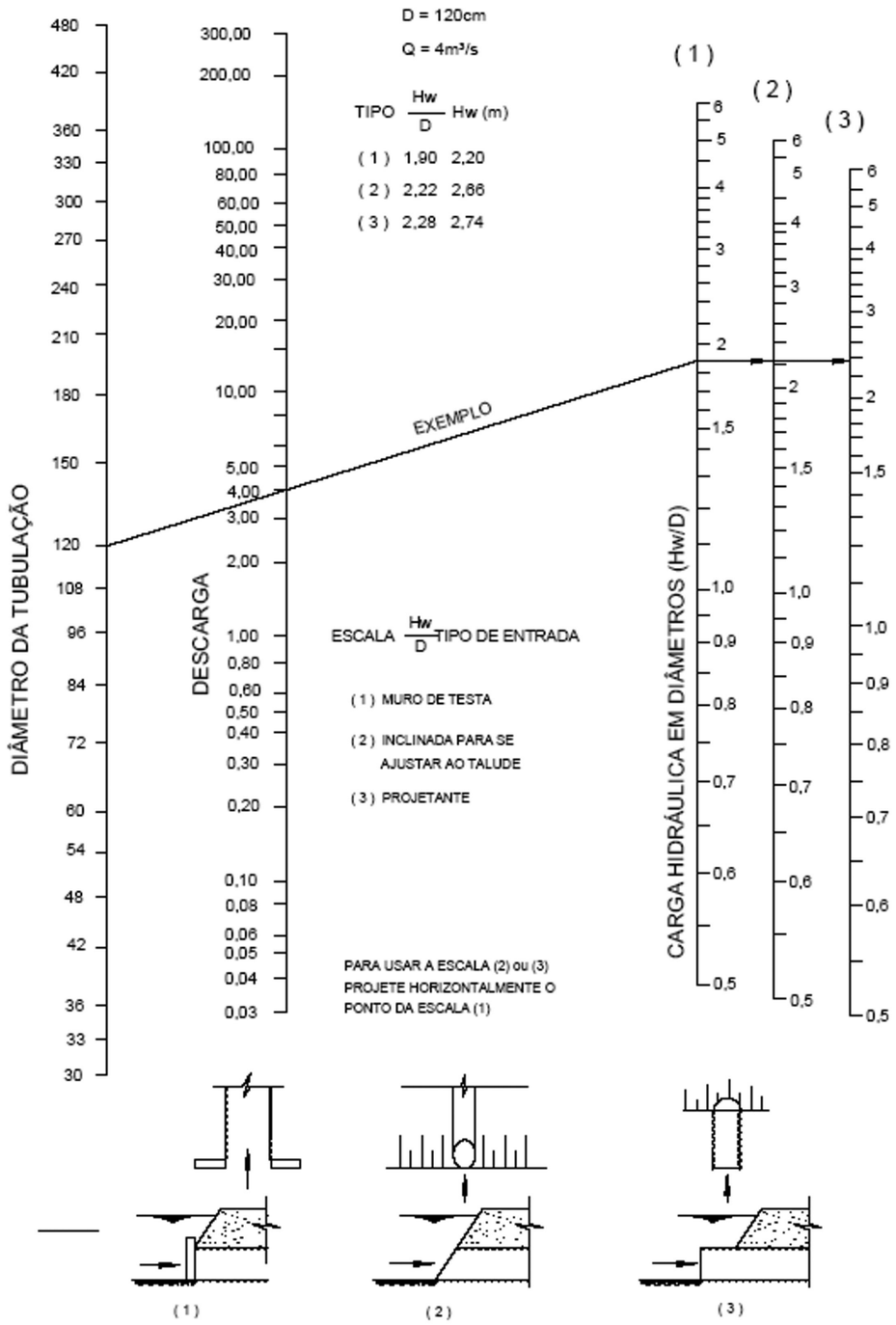


Figura 1.24 - Carga hidráulica a montante para tubos de metal corrugado com controle na entrada

08667 MIOLO.indd 68 23/10/12 17:21

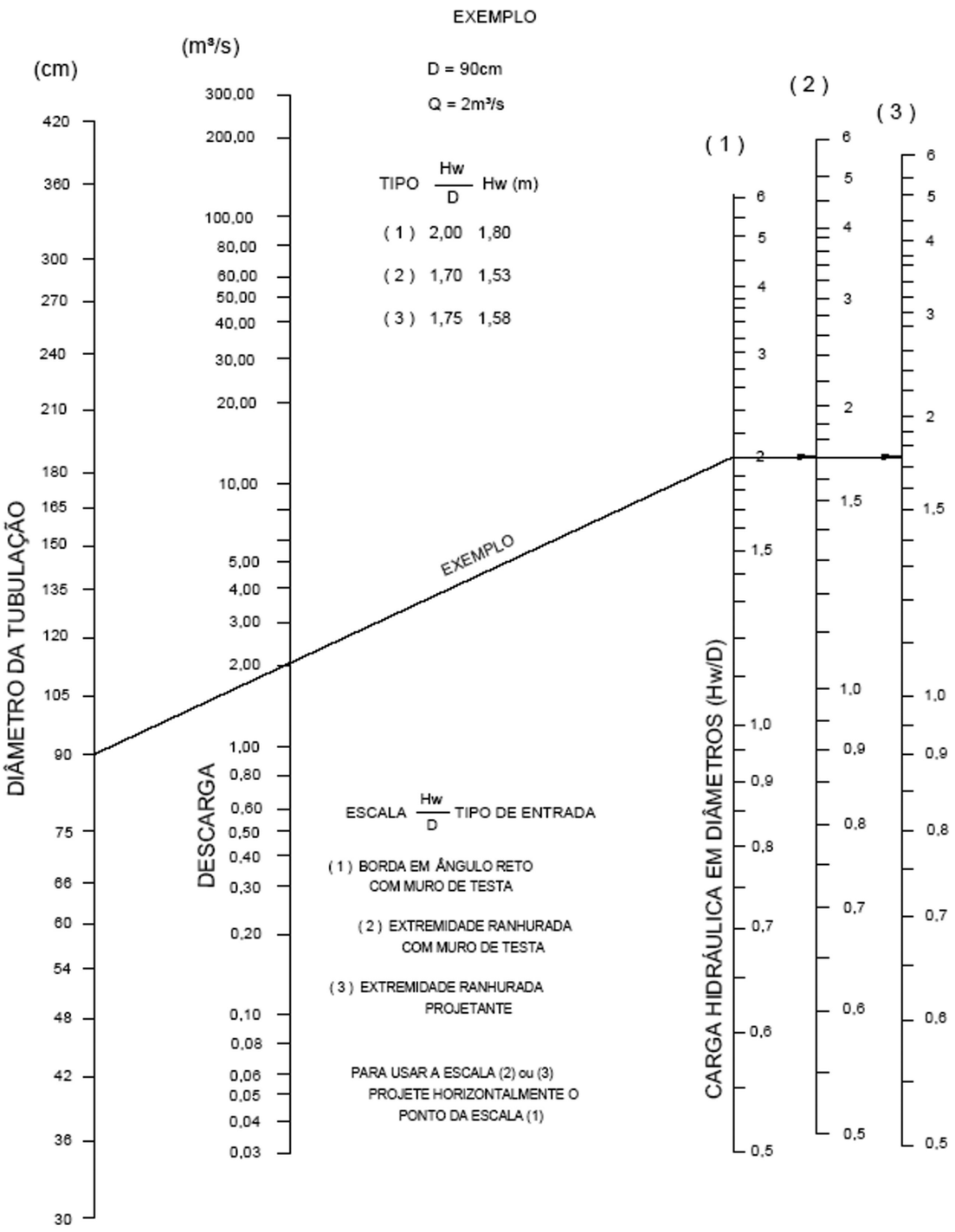
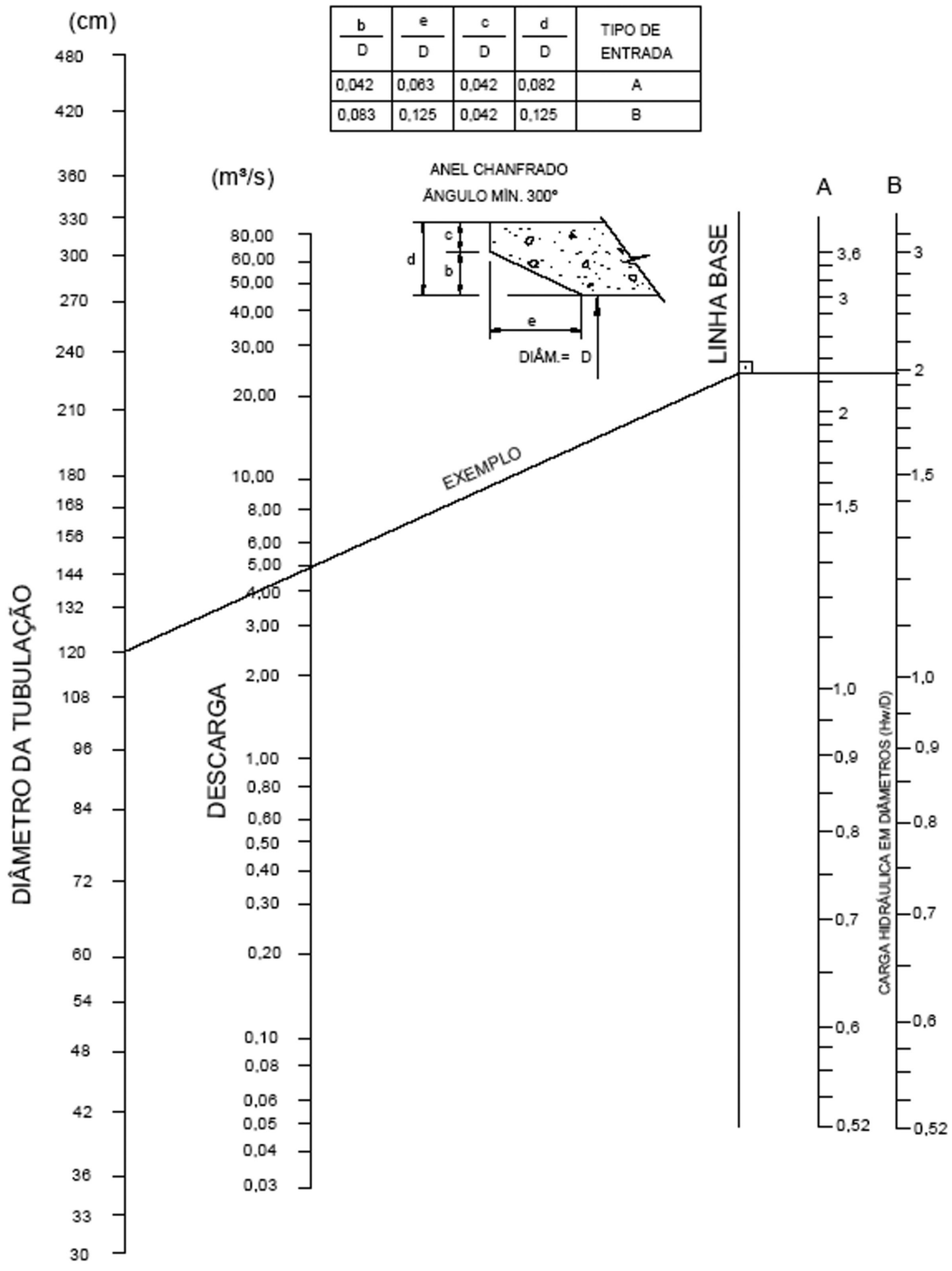


Figura 1.25 - Carga hidráulica a montante para tubos de concreto com controle na entrada

08667 MIOLO.indd 69 23/10/12 17:21



b/D	e/D	c/D	d/D	TIPO DE ENTRADA
0,042	0,063	0,042	0,082	A
0,083	0,125	0,042	0,125	B

Figura 1.26 - Carga hidráulica para tubos circulares com anel chanfrado com controle na entrada

08667 MIOLO.indd 70 23/10/12 17:21

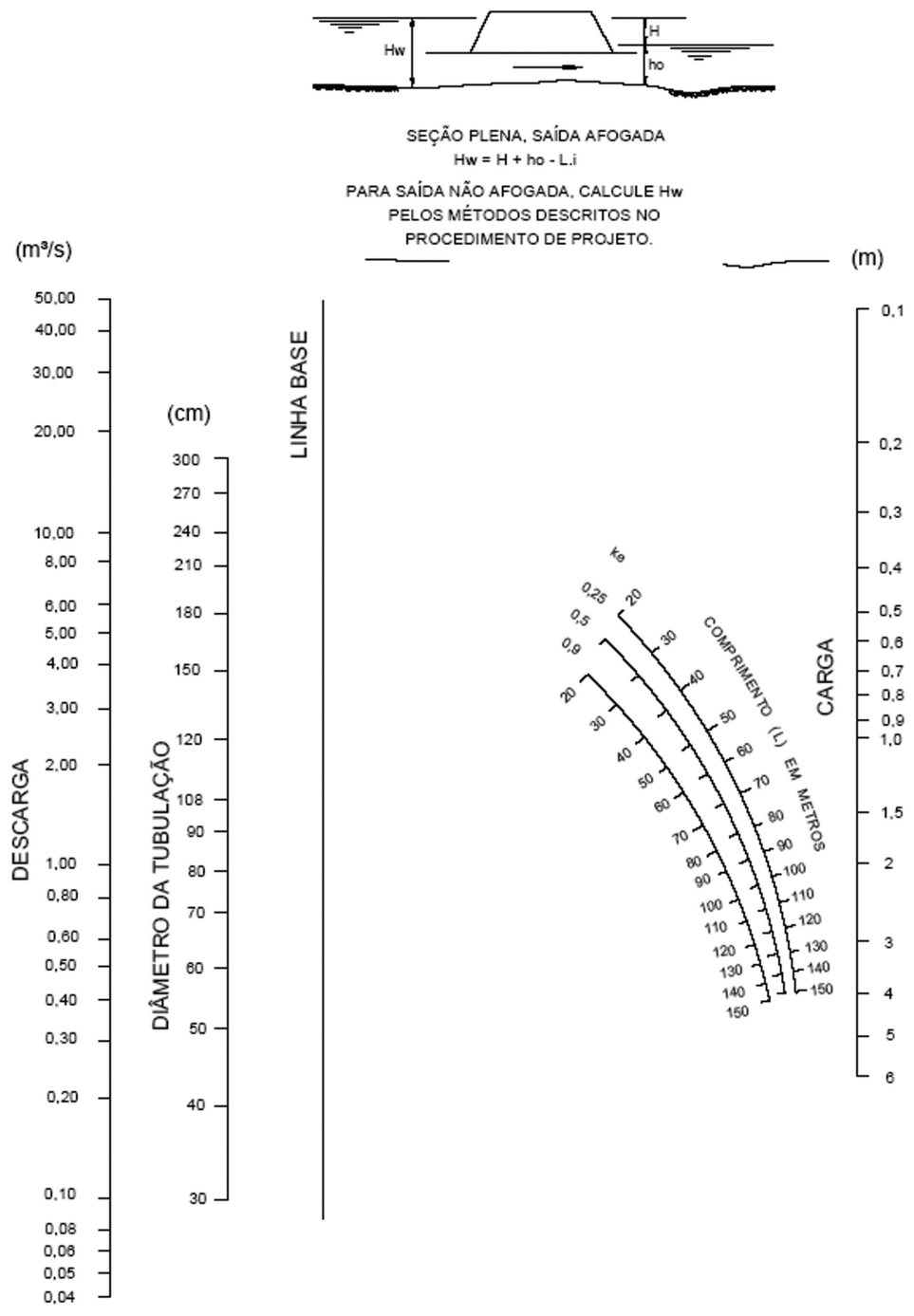


Figura 1.27 - Carga hidráulica para bueiro de metal corrugado, escoando a seção plena, n = 0,024

08667 MIOLO.indd 71 23/10/12 17:21

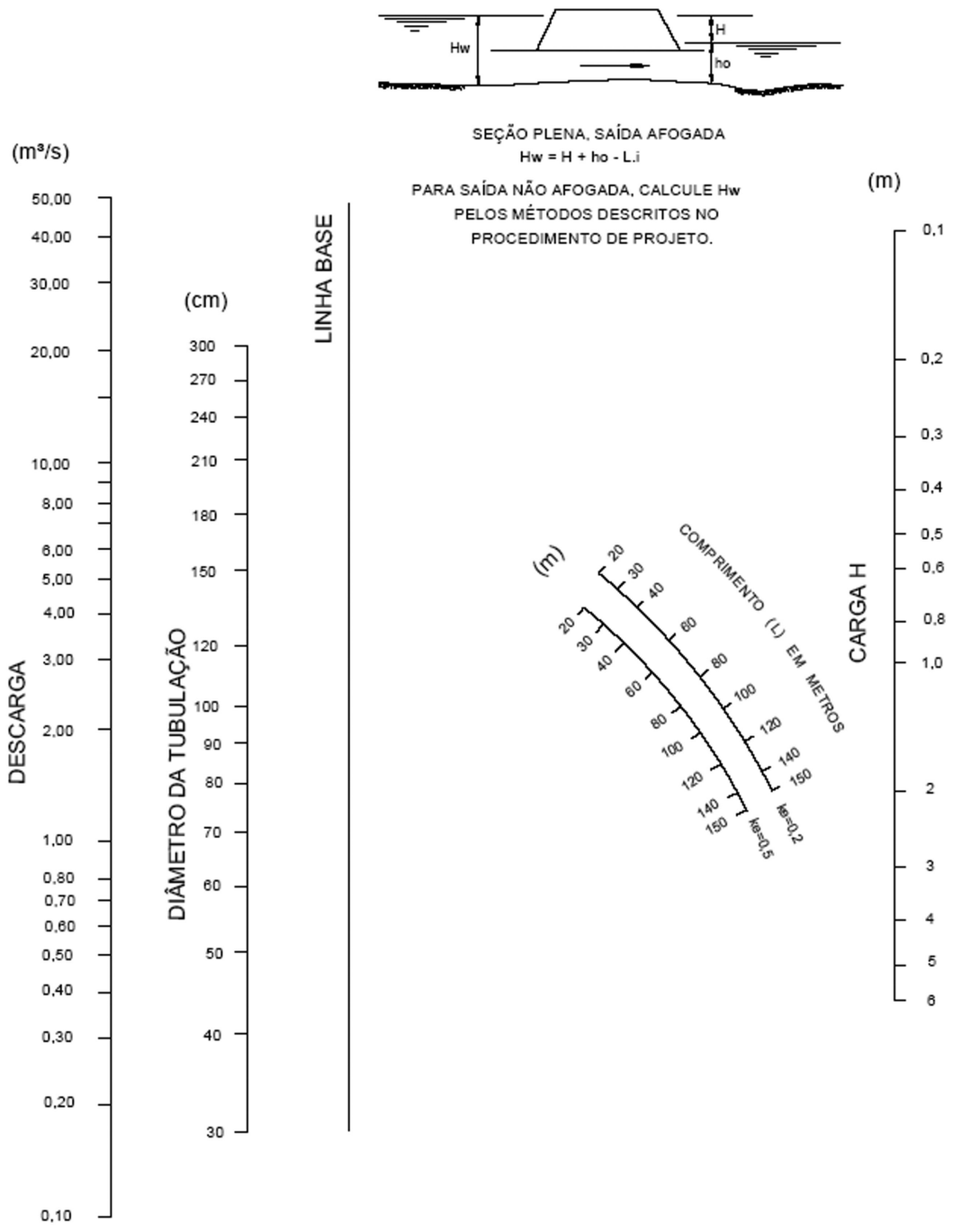


Figura 1.28 - Carga hidráulica para bueiro de concreto, escoando a seção plena, n = 0,012

08667 MIOLO.indd 72 23/10/12 17:21

1.3 PROJETO DE OBRAS DE MACRODRENAGEM

As obras de macrodrenagem compreendem as estruturas de condução principais da bacia e, em geral, originam-se nos elementos de drenagem como rios e córregos naturais e suas ampliações e canalizações. A macrodrenagem tem o papel concentrador e condutor das águas pluviais da bacia, recebendo as contribuições de diversos subsistemas de microdrenagem.

1.3.1 Elementos que compõem o sistema de macrodrenagem

O sistema de macrodrenagem é constituído, em geral, por estruturas de maiores dimensões, sendo elas, canais naturais ou construídos, reservatórios de detenção, reservatórios de retenção e de galerias de maiores dimensões.

1.3.2 Aquisição e Análise de Dados

Se uma ou mais obras de detenção e retenção estiver sendo considerada como uma alternativa para solucionar problemas de drenagem numa área urbana, determinados dados referentes à bacia drenada deverão ser levantados.

Grande parte do esforço a ser despendido para a aquisição e análise de dados nesse sentido é praticamente idêntico ao que será necessário no caso de planejamento e projeto de obras voltadas para o enfoque de afastamento rápido das águas.

Tendo por base a cartografia disponível, deverá inicialmente ser delimitada toda a área abrangida pela bacia em estudo, como também as respectivas sub-bacias relativas aos locais cogitados para possíveis obras de detenção e retenção.

Conforme já discutido anteriormente nos tópicos referentes à hidrologia, o impacto da urbanização, assim como de outras alterações no uso do solo, têm grande influência no incremento das vazões máximas de escoamento superficial, como também na determinação da qualidade das águas. Obras de detenção e retenção que venham a ser projetadas devem ser concebidas visando disciplinar as águas de escoamento superficial para a condição mais crítica de uso do solo, o que, para os propósitos de quantificação, corresponde à condição de futura ocupação. A condição mais crítica para alguns propósitos relativos à qualidade, como para o caso dos sólidos em suspensão, não corresponde nem à condição atual nem futura de ocupação, mas fundamentalmente à fase de desenvolvimento.

Muito embora as obras de detenção e retenção sejam usualmente planejadas e projetadas para uma condição crítica futura de uso do solo e de cobertura vegetal, as condições atuais devem ser devidamente avaliadas. A caracterização das condições atuais e futuras, envolvendo cálculos hidrológicos, estimativa de sólidos em suspensão e outras cargas, ajudará os tomadores de decisão a melhor compreender o impacto da urbanização e reforçarão a necessidade de recomendação de obras de detenção e retenção e outras medidas voltadas para o gerenciamento do escoamento superficial.

As condições atuais de uso e ocupação do solo devem ser analisadas com base nas informações disponíveis, assim como em reconhecimento de campo. As condições de uso futuro devem ser prognosticadas tendo por base planos existentes e projeto de zoneamento oficiais. É muito importante, contudo, considerar que em muitos casos é melhor que se façam prognósticos realistas e de bom senso, do que despender grandes esforços e recursos para levantamentos muito acurados.

Os parâmetros a serem determinados devem compreender as condições de uso do solo atuais e futuras, para cada uma das sub-bacias envolvidas, podendo ser mencionados:

08667 MIOLO.indd 73 23/10/12 17:21

- tipos predominantes de solo como, areia, argila, silte, assim como combinações possíveis, grau de suscetibilidade à erosão e outras características relevantes;
- grupo hidrológico dos solos A, B, C e D, conforme definido pelo Soil Conservation Service, tendo por base as informações disponíveis em cada sub-bacia;
- declividade nominal;
- porcentagem de impermeabilização;
- coeficientes de escoamento superficial tendo em vista a aplicação do método racional;
- número de curva (CN) tendo em vista a utilização da metodologia hidrológica do SCS, com base nas características dos solos e respectivos usos;
- tempos de concentração e tempos totais de escoamento necessários para uso do Método Racional, hidrograma unitário, como também para a utilização de modelos hidrológicos.

Dois tipos de informações sobre precipitação são necessários para o planejamento e projeto de obras de detenção e retenção. O primeiro refere-se às curvas ou equações que relacionam intensidade, duração e frequência de chuvas intensas, e o segundo refere-se aos pluviogramas ou outro tipo de informação de observação direta disponível no histórico de chuvas da região. Sempre que possível é conveniente selecionar as principais tormentas observadas, em especial as mais recentes que tenham causado problemas de inundação nas áreas objeto de estudo.

A posição do lençol freático tem importância fundamental na construção e ocupação de obras de detenção e retenção. Se, por exemplo, tratar-se de uma obra de retenção com fins recreativos ou estéticos, será necessário que o nível do lençol freático esteja situado acima do fundo do reservatório a ser criado, a fim de que seja possível garantir um nível permanente de retenção e que seja independente das condições de afluência do escoamento superficial. Por outro lado, a construção de uma obra de detenção poderia ser bastante dificultada, assim como sua operação poderia estar comprometida se o nível do lençol freático local estivesse situado acima do fundo seco desejável para o reservatório.

Como passo anterior à pesquisa de locais propícios para obras de detenção e retenção é necessário efetuar uma seleção de áreas livres, ou com ocupação não significativa, sejam elas pertencentes ao poder público ou mesmo a particulares que possam, em princípio, ser atrativas para a implantação de obras de retenção e retenção.

A seleção envolve uma série de investigações que devem ser efetuadas de forma muito cautelosa, visando identificar propriedades e respectivos proprietários, assim como possíveis intenções de uso das terras. Tais possibilidades, aliadas a uma atribuição sobre uso recreativo e outras necessidades da comunidade local, podem constituir um importante trabalho de base para o sucesso das negociações envolvidas, bem como para o empreendimento visando outros objetivos, além do controle de cheias.

1.3.3 Dimensionamento das obras

Galerias e Canais

• Canais abertos

Dentro de uma concepção geral, das mais comuns em drenagem urbana, que trata do aumento da condutividade hidráulica, a adoção de canais abertos em projetos de drenagem urbana sempre é uma solução que deve ser cogitada como primeira possibilidade pelas seguintes principais razões:

08667 MIOLO.indd 74 23/10/12 17:21

1) possibilidade de veiculação de vazões superiores à de projeto mesmo com prejuízo da borda livre;

2) facilidade de manutenção e limpeza;

3) possibilidade de adoção de seção transversal de configuração mista com maior economia de investimentos;

4) possibilidade de integração paisagística com valorização das áreas ribeirinhas, quando há espaço disponível;

5) maior facilidade para ampliações futuras caso seja necessário.

Os canais abertos apresentam, por outro lado, restrições à sua implantação em situações em que os espaços disponíveis sejam reduzidos, como é o caso de áreas de grande concentração urbana.

• Recomendações para Projeto

A escolha do tipo de seção transversal de um canal a ser projetado depende de fatores fundamentais, como o espaço disponível para implantação, as características do solo de apoio, a declividade e condições de operação.

A configuração ideal para um canal de drenagem urbana é a ***seção trapezoidal simplesmente escavada com taludes gramados***, pela sua simplicidade de execução e manutenção, assim como pelo menor custo de implantação.

O canal simplesmente escavado, por admitir normalmente velocidades máximas relativamente reduzidas, exige maior espaço para sua implantação, assim como declividades mais reduzidas.

Um dos principais méritos dos canais simplesmente escavados consiste no fato de permitirem futuras remodelações para aumento de capacidade mediante revestimento, além de preservarem faixas maiores para futuras intervenções que se façam necessárias.

Os canais simplesmente escavados constituem uma alternativa de canalização adequada para cursos d'água em áreas ainda em processo de urbanização e para as quais sejam previsíveis incrementos futuros das vazões de pico de escoamento superficial.

Quando, por outro lado, o espaço disponível para implantação do canal é limitado, o canal revestido poderá ser inevitável para garantir maiores velocidades de escoamento e, consequentemente, necessidade de menores seções transversais.

Na prática usual de projeto de canais urbanos em nosso meio técnico, é comum conceber canais visando apenas a veiculação de vazões de cheias, o que leva a sérios problemas de assoreamento e deposição de detritos para condições de operação de vazões de média intensidade, também conhecidas como vazões formativas ou modeladoras, que são as mais frequentes. Esses canais, sejam eles trapezoidais ou retangulares, normalmente têm fundos largos e incompatíveis com as vazões modeladoras. É comum ocorrer em canais nessas condições a formação de pequenos leitos meandrados, seja em meio aos sedimentos depositados, seja nos próprios fundos de canais em terra.

Para evitar tais problemas, ou pelo menos reduzi-los, a solução recomendável é adotar seções compostas, dimensionadas no seu conjunto, para veicular as vazões máximas previstas e que permitam conduzir as vazões modeladoras em subleitos menores em condições adequadas de velocidade.

Nos casos de canais trapezoidais simplesmente escavados, é possível prever um leito menor, trapezoidal ou retangular, em concreto; nos casos de canais revestidos, sejam eles de seção trapezoidal ou retangular, é possível um fundo com configuração triangular, mediante simples rebaixo do fundo ao longo do eixo.

Nas **Figura 1.29**, **Figura 1.30** e **Figura 1.31** são mostradas sugestões de seções transversais compostas.

É conveniente que tais seções sejam dimensionadas de forma a serem autolimpantes.

08667 MIOLO.indd 75 23/10/12 17:21

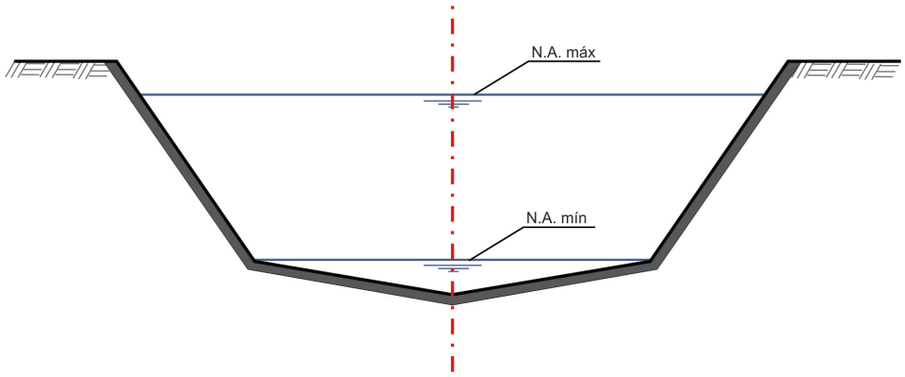


Figura 1.29 - Canal em concreto – Seção trapezoidal mista

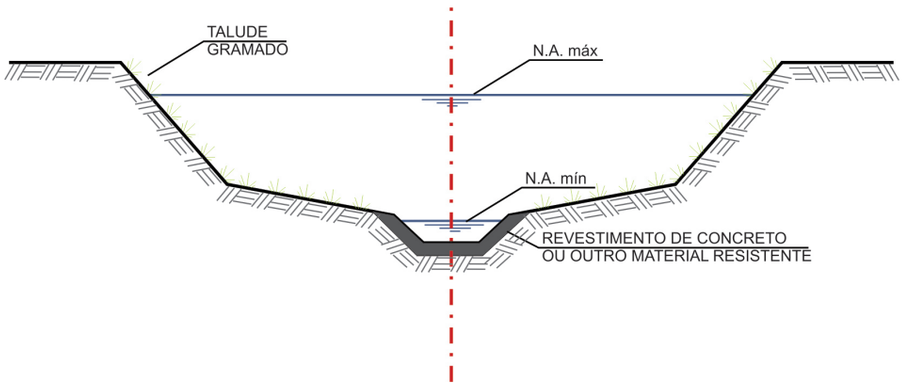


Figura 1.30 - Canal escavado – Seção mista

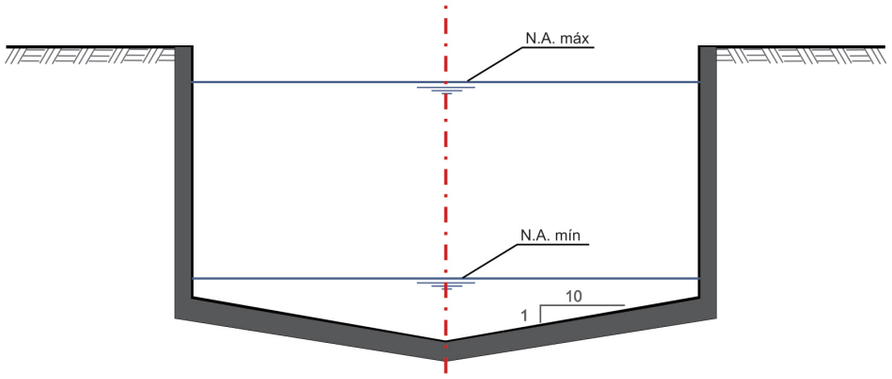


Figura 1.31 - Canal em concreto – Seção retangular mista

08667 MIOLO.indd 76 23/10/12 17:21

• Galerias de grandes dimensões

Em projetos de drenagem urbana a utilização de galerias de grandes dimensões faz se necessária em áreas densamente urbanizadas em virtude principalmente da limitação de espaço e das restrições impostas pelo sistema viário.

Ao projetar uma galeria de grandes dimensões é muito importante ter presente as limitações desse tipo de conduto que, em linhas gerais, são as seguintes:

1) as galerias têm capacidade de escoamento limitada ao seu raio hidráulico relativo à seção plena, que é inferior à sua capacidade máxima em regime livre. Em outras palavras, as galerias ao passarem a operar em carga, sofrem uma redução de capacidade que, muitas vezes, pode estar aquém das necessidades do projeto;

2) Por serem fechadas, as galerias sempre apresentam condições de manutenção mais difíceis que os canais abertos, sendo relativamente grande a probabilidade de ocorrência de problemas de assoreamento e deposição de detritos, que resultam sempre em perda de eficiência hidráulica;

3) Em determinadas circunstâncias, as galerias exigem a adoção de seção transversal de células múltiplas. Apesar desse tipo de configuração de seção transversal apresentar vantagens sob o ponto de vista estrutural, em termos de desempenho hidráulico e de manutenção é bastante problemática. O principal inconveniente de natureza hidráulica consiste no fato de ser necessária a introdução de "janelas" ao longo das paredes internas para que haja uma equalização de vazões entre as células. Essas "janelas", além de introduzir perdas localizadas não desprezíveis, constituem pontos de acúmulos de lixo e detritos que, além de reduzirem a seção livre para escoamento, causam perturbações no fluxo d'água que resultam em perda de energia, contribuindo para aumentar o coeficiente global de rugosidade, fato normalmente não considerado no projeto. Além disso, as galerias de células múltiplas existentes mostram, invariavelmente, a tendência de o escoamento das vazões menores se concentrar em apenas uma célula, com assoreamento mais acentuado nas demais, resultando em perda de eficiência na veiculação de vazões próximas à de projeto em virtude da redução da seção útil.

• Recomendações para Projeto

Pelas razões apontadas, sempre que possível, é de toda conveniência adotar galerias de célula única que permite, inclusive, prever o fundo em forma de triângulo para permitir a concentração das vazões menores em sua parte central, favorecendo o carreamento natural do material sedimentável.

Nos casos em que não seja possível evitar a utilização de galerias de células múltiplas, julga-se razoável propor as recomendações a seguir com o propósito de melhorar a sua eficiência, ou de pelo menos minimizar seus inconvenientes:

1) se possível, introduzir trechos em canal aberto que atuariam como elementos de homogeneização do fluxo d'água, situando-os principalmente nos locais de entrada das principais contribuições laterais, de modo a evitar a necessidade de janelas nas paredes internas dos tramos de galeria. Além da sua função hidráulica, os trechos em canal aberto, conforme proposto, constituiriam pontos de acesso para manutenção e limpeza em condições mais razoáveis de acesso do que no caso de galeria fechada;

2) nos casos em que as galerias de células múltiplas não possam ser evitadas, é preferível optar por galeria de apenas duas células. Se for necessária a utilização de janelas de equalização,

08667 MIOLO.indd 77 23/10/12 17:21

estas devem ser dimensionadas considerando as diferenças das afluências em cada célula, por trecho de galeria, que deverão transpassar de lado. Para simplificação na execução, esse dimensionamento deve ser encarado basicamente como uma verificação das dimensões e espaçamento entre janelas, de modo que a transferência de vazões de uma célula para outra seja assegurada. Julga-se também recomendável, no sentido de reduzir o problema de retenção de detritos nas janelas, que o seu bordo vertente esteja situado de 1/2 a 2/3 da altura livre da galeria;

3) conforme já destacado, as galerias celulares, em virtude da necessidade de janelas nas suas paredes internas, possuem coeficiente de rugosidade global maior do que as galerias de células simples.

Metodologia de cálculo de galerias e canais

A partir dos estudos hidrológicos, que fornecerão hidrogramas ou picos de vazões de projeto ao longo da canalização, podem-se utilizar equações de regime uniforme para a definição de um pré-dimensionamento de seções. Em casos específicos de canalizações de menor importância, estes valores poderão ser considerados como definitivos de projeto, desde que se prove que a linha d'água em regime gradualmente variável estará sempre abaixo dos valores calculados em regime uniforme. Esta consideração, no entanto, não isenta que se façam todos os procedimentos de cálculo de perdas localizadas, sobrelevações e borda-livre.

A partir do pré-dimensionamento, deve-se fazer o cálculo da linha d'água em regime permanente. Deve-se tomar, como condição de projeto, as vazões de pico do hidrograma de projeto de cada trecho. Esta condição de cálculo é conservativa e atende às necessidades de grande parte dos projetos. É possível utilizar técnicas simples de cálculo, como as vistas no capítulo anterior (Direct Step Method e Standard Step Method), porém deve-se ter o cuidado de inserir os cálculos de variações da linha d'água nas singularidades e verificar possibilidades de mudanças de regime. No caso de mudança de regime, mudam as condicionantes de cálculo. Deve-se, portanto, interromper o cálculo, retomando-o para a nova condição. Existem métodos, como o caso particular de modelos hidrodinâmicos, que possibilitam avançar com o cálculo sem interrupções, uma vez que faz todos os cálculos de singularidades, verificações do regime de escoamento e eventuais mudanças no sentido do cálculo automaticamente.

A utilização de uma modelação hidrodinâmica se faz necessária quando se pretende otimizar um projeto que tenha um porte que justifique tal procedimento, ou de antemão já apresente limitações externas importantes. Como exemplo, pode-se citar o caso de canalizações que cruzem regiões baixas, já bastante ocupadas, onde se deseja verificar manchas de inundações potenciais para elevados períodos de retorno, ou nos casos em que se deseja verificar o efeito de amortecimento na propagação de cheias.

• Definição dos fatores de atrito

Existem inúmeras equações que expressam o fator de resistência ao escoamento, algumas das quais de maior relevância já apresentadas no capítulo referente ao escoamento uniforme. Uma simplificação que representa um recurso bastante interessante é a equação de Manning-Strickler, que não é nada mais que um ajuste numérico da equação derivada da distribuição logarítmica de velocidades (válida para o regime turbulento rugoso), segundo a estrutura da equação de Manning. Por ter uma estrutura monomial torna mais fácil o seu uso. O fato de todas estas equações serem de uso restrito ao regime turbulento rugoso não representa qualquer problema na utilização em projetos de drenagem, uma vez que os efeitos da

08667 MIOLO.indd 78 23/10/12 17:21

viscosidade não são significativos. Assim sendo, a determinação do fator de atrito de Manning é feito pela seguinte expressão:

$$n_e = \left(\frac{\sum_{i=1}^{N} A_i n_i^{\frac{2}{3}}}{A} \right)^{\frac{2}{3}} \qquad \textbf{1.15}$$

Onde:

n_e – coeficiente de rugosidade de Manning

A – área da seção

P – perímetro molhado

R – raio hidráulico

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

Portanto, a única dificuldade neste tipo de equação é a definição adequada da rugosidade das paredes.

Dentro do que é usual em projetos de drenagem urbana, serão considerados os casos de canalizações em concreto, gabiões, enrocamentos, canais escavados em terra com taludes gramados, combinações de todos estes e, finalizando, os canais naturais, sem qualquer tratamento.

Os canais de concreto (com revestimento em todo o seu perímetro molhado), apresentam normalmente um baixo valor de fator de resistência ao escoamento. A literatura especializada indica, para revestimentos lisos bem acabados, valores de n variando entre 0,012 a 0,014, que correspondem a um valor de K_s da ordem de 1 a 2 mm. Estes valores são compatíveis com o tipo de acabamento de revestimento em concreto, desde que atendam a cuidados construtivos rigorosos.

A realidade, no entanto, mostra que mesmo se tomando todos os cuidados na fase construtiva, no decorrer da vida útil da canalização ocorrem naturalmente desgastes na superfície do concreto devido à abrasão natural, principalmente no período de cheias. Nestas ocasiões as solicitações hidrodinâmicas são mais intensas e as velocidades são mais elevadas com um consequente transporte de grande quantidade de material detrítico pesado, capaz de produzir um efeito de "martelamento" sobre a superfície de concreto. Além destes fatores, ocorrem os desgastes naturais do intemperismo, eventuais recalques localizados ou deformações, produzindo desalinhamentos, principalmente nos pontos de juntas. Finalizando, há que se considerar o apreciável incremento da rugosidade decorrente de depósitos localizados de sedimentos, lixo e vegetação nativa ou transportada, que se acumulam ao longo da canalização.

Na fase de projeto é praticamente impossível a avaliação dos efeitos de depósitos localizados e estes devem ser resolvidos a partir de serviços de manutenção adequados já na fase operacional. Porém, os efeitos naturais de desgastes devem ser previstos, devendo-se adotar para o fator de atrito valores mais realistas. Uma prática que tem sido recomendada é a de utilizar um fator de atrito de Manning igual a 0,018, que representa uma rugosidade absoluta da ordem de 10 mm, que é um valor bastante razoável, pensando-se numa condição futura. Esta rugosidade seria explicada pela remoção de parte dos agregados miúdos, deixando em exposição os agregados graúdos junto à superfície, bem como outras eventuais perdas já explicadas anteriormente.

08667 MIOLO.indd 79 23/10/12 17:21

Para o caso de canais revestidos com pedra lançada, ou gabiões, pode-se utilizar a proposta de Meyer- Peter Müller que considera $K_s = d_{90}$, onde d_{90} é o diâmetro da distribuição granulométrica acumulada correspondente à frequência de 90%. Há outras variantes que ao final resultam valores muito semelhantes. No caso de revestimentos com enrocamento, desde que bem construídos, podem ter o fator de atrito de Manning variando entre valores da ordem de 0,026 (d_{90} = 0,10 m) e 0,031 (d_{90} = 0,30 m). Já no caso dos gabiões estes valores podem ser reduzidos, uma vez que o material acaba tendo um arranjo melhor, não apresentando tantas protuberâncias como ocorre com as soluções em enrocamento.

Assim sendo, canais revestidos com colchões tipo Reno, com material bem selecionado e colocado na obra com muito cuidado, podem apresentar um fator de atrito da ordem de 0,022, enquanto que, se for revestido com gabiões enchidos com material não selecionado e colocados na obra sem cuidado, o fator de atrito passa a ser da ordem de 0,029. Segundo os fabricantes, pode-se conseguir uma rugosidade de até 0,016 em revestimentos com colchões tipo Reno perfeitamente impermeabilizados com mástique de betume hidráulico aplicado com métodos apropriados para obter uma superfície plana e bastante lisa. Não se recomenda a adoção deste valor extremamente reduzido pelos mesmos motivos já apresentados no que se refere aos acabamentos em concreto. Numa condição futura o acabamento superficial deteriora-se, aumentando o valor do fator de atrito adotado em projeto. Neste caso convém superestimar o valor do fator de atrito, a exemplo do que se aconselha para revestimentos em concreto, prevendo uma deterioração natural da superfície de acabamento.

O fator de atrito para canais escavados em terra depende muito da técnica utilizada na construção, dos cuidados com o acabamento da obra, da sua manutenção e cuidados com a vegetação ribeirinha. De maneira geral, nas obras correntes com um bom cuidado no acabamento, pode-se ter um fator de atrito em torno de 0,030, o que corresponde a uma rugosidade média de 0,22 m. Em canais naturais, desde que em condições razoáveis, sem vegetação obstruindo o canal, depósitos importantes de detritos, irregularidades de seções ou outras anomalias, é razoável que o fator de atrito se situe numa faixa entre 0,030 e 0,035, o que corresponde a uma rugosidade média variando entre 0,22 m e 0,57 m. Estes valores são bastante compatíveis com as rugosidades de forma que se encontram em rios aluvionares com fundo arenoso.

Nos canais escavados em terra com cobertura de grama, a rugosidade depende não só da espécie plantada mas da condição em que é mantida. Existem alguns trabalhos que tratam exclusivamente do assunto, como por exemplo o do Geological Survey Water Supply (apud Wright-Mclaughin -1979), que recomenda para canais revestidos com gramas curtas, de profundidades superiores a 1,0 metro, um fator de atrito de Manning da ordem de 0,030. Para profundidades inferiores a 0,5 metro, deve-se adotar um fator de atrito variando entre 0,035, para gramas com alturas de 5 cm, e 0,040, para gramas com altura entre 10cm e 15 cm. No caso de espécies gramíneas mais alongadas, com comprimento superior a 30 cm, recomenda um fator de atrito da ordem de 0,035 para profundidades superiores a 1,0 metro e da ordem de 0,070 para profundidades inferiores a 0,5 metro. Neste último caso o fator de atrito pode chegar a um valor da ordem de 0,100 para vegetação densa e longa, superior a 60 cm de comprimento.

- Composição da rugosidade

É normal que ocorram soluções de projeto que empreguem diferentes tipos de revestimento ao longo do perímetro molhado, como os casos de paredes laterais em concreto ou gabião e fundo em terra, ou outros tantos tipos de combinações. Em casos como este é necessário fazer algum tipo de ponderação do fator de atrito. Existem alguns métodos difundidos na bibliografia que tratam do assunto, sendo que um dos mais conhecidos, de autoria atribuída a H. Einstein (apud Chow - 1959), é expresso da forma:

08667 MIOLO.indd 80 23/10/12 17:21

$$n_e = \left(\frac{\sum_{i=1}^{N} A_i n_i^{\frac{2}{3}}}{A} \right)^{\frac{2}{3}} \qquad \textbf{1.16}$$

Há casos de soluções que atendem aos princípios de estabilidade, conforme será visto mais adiante, que utilizam seções compostas. Estas seções apresentam um leito principal que atende vazões mais frequentes e um leito secundário destinado a vazões excepcionais, produzindo um efeito semelhante ao que ocorre em canais aluvionares naturais. Nestas condições normalmente há diferenças marcantes entre os fatores de atrito do leito principal e do secundário.

A equação de Einstein, vista anteriormente sobre a ponderação do fator de atrito de Manning, parte da suposição de que a seção foi dividida em células de igual velocidade, correspondentes aos diferentes fatores de atrito. Esta equação, no entanto, não pode ser aplicada ao caso em questão dada a diferença de magnitude das velocidades no leito principal e secundário. Neste caso deve-se fazer a subdivisão entre os escoamentos do leito principal e do(s) secundário(s), como se fossem canais distintos. A vazão total passa a ser a soma das vazões parciais em cada uma destas parcelas.

É importante observar que ao considerar a velocidade média em toda a seção mista, deve-se fazer a composição dos coeficientes a da equação da energia e b da equação da quantidade de movimento.

Uma forma de se fazer esta composição pode ser através das seguintes equações (Chow - 1959):

$$\alpha = \frac{\sum_{1}^{N} \left(\frac{\alpha_N K_N^3}{\Delta A_N^2} \right)}{\frac{\left(\sum_{1}^{N} K_n \right)^3}{A^2}} \qquad \textbf{1.17}$$

$$\beta = \frac{\sum_{1}^{N} \left(\frac{\beta_N K_N^2}{\Delta A_N} \right)}{\frac{\left(\sum_{1}^{N} K_n \right)^2}{A}} \qquad \textbf{1.18}$$

onde:

K_N = condutividade hidráulica parcial referente à parcela de área ΔA_N . A condutividade hidráulica é definida como sendo a razão $Q\, i_{0,5}$ e sua expressão é função do tipo de equação de resistência ao escoamento com que se esteja tratando. No caso da equação de Manning é expressa da forma:

$$K = \frac{A R_h^{\frac{2}{3}}}{n} \qquad \textbf{1.19}$$

• Regime de escoamento

Os escoamentos supercríticos em canais de drenagem urbana acarretam inconvenientes tais como formação de ondulações produzidas por instabilidades superficiais, níveis elevados de perdas de carga localizadas,

08667 MIOLO.indd 81 23/10/12 17:21

necessidade de um cuidado maior quanto à estabilidade do canal, entre outros. Por razões como estas deve-se, sempre que possível, evitar projetos neste regime. Em casos que isto seja inevitável, deve-se ter um cuidado especial tanto nas considerações de cálculos hidráulicos, bem como estruturais, e cuidados construtivos. De uma forma geral os canais de concreto são os mais adequados para o atendimento a todas estas restrições.

Um cuidado especial deve ser tomado para que o número de Froude do escoamento não esteja situado dentro de uma faixa variando entre 0,7 e 1,4 , faixa esta correspondente a uma situação de instabilidade de escoamento.

É importante ter bem definidos os pontos de mudança de regime, como, por exemplo, degraus ou pontos de formação de ressalto.

• Borda livre

Não há um consenso quanto ao dimensionamento da borda livre de canalizações, mesmo porque, dependendo de cada finalidade, podem-se ter critérios mais ou menos restritivos. A título de exemplo, canais de irrigação cujas condições de escoamento são bastante controladas não necessitam dos mesmos níveis de folga que um canal de drenagem ou de navegação. Os critérios encontrados na literatura são apontados a partir de uma experiência prática ou do bom senso. Assim sendo, serão apresentadas a seguir algumas recomendações encontradas e sugere-se que se adote sempre o critério mais restritivo.

De acordo com o U.S. Bureau of Reclamation (apud-Chow-1959), os valores adotados para borda livre em canais, têm variado numa faixa aproximada de 0,3 m a 1,2 m, para canalizações com vazões variando entre 0,5 m³/s a aproximadamente 80 m³/s. Apenas como uma orientação inicial aconselha o uso da seguinte expressão:

$$BL = (ay)^{0,5} \qquad \textbf{1.20}$$

onde:

BL = valor da borda livre;

y = profundidade de escoamento para a vazão de projeto, em metros;

a = constante que varia entre 0,4, para valores baixos de vazão de projeto (próximos ao limite inferior de 0,5 m³/s), e 0,8 para valores elevados de vazão de projeto (igual ou superior a 80 m³/s), num limite máximo de 1,2 m.

No caso que seja inevitável o projeto da canalização em regime torrencial, deve-se acrescentar a esses valores propostos o incremento correspondente às ondulações de superfície. Também nos pontos de mudança de direção, deve ser acrescentado o valor correspondente à sobrelevação do nível de água devido ao efeito de curvatura.

Em seções fechadas a determinação da borda livre merece especial atenção, uma vez que em caso de afogamento do conduto há uma brusca redução da condutividade hidráulica. Nos casos convencionais de projeto, com vazão de dimensionamento com período de retorno de 25 anos, convém também fazer a verificação de seu comportamento hidráulico para a vazão com período de retorno de 100 anos. Caso nesta última condição o conduto entre em carga, deve-se impor que a linha piezométrica não ultrapasse os níveis mais baixos dos terrenos laterais. A estrutura deve ser dimensionada para suportar todas as solicitações, bem como se deve tomar todos os cuidados construtivos para atender a esta situação de escoamento em carga.

08667 MIOLO.indd 82 23/10/12 17:21

Dispositivos de armazenamento

• Dispositivos de armazenamento

A utilização de dispositivos de armazenamento em projetos de drenagem urbana não é uma tradição no Brasil. A literatura técnica internacional mostra, contudo, que esse tipo de instalação vem sendo crescentemente utilizado praticamente em todos os países de primeiro mundo há mais de vinte anos.

Cabe destacar que, na fase inicial de desenvolvimento das obras de drenagem urbana, o princípio fundamental que norteava os projetos era o de garantir o rápido escoamento das águas. Com o crescimento das áreas urbanas, especialmente nas atuais metrópoles, os picos de cheias dos cursos d'água principais passaram a alcançar níveis extremamente elevados em relação às condições primitivas de ocupação, com graves problemas de inundação. Isso permitiu constatar que a filosofia de projeto de obras de drenagem deveria ser radicalmente alterada, no sentido de propiciar maiores tempos de permanência das águas precipitadas sobre uma dada bacia com o propósito de reduzir as vazões de pico, excessivamente elevadas, nos seus pontos mais a jusante.

A partir de então, os dispositivos de detenção passaram a ter uma especial importância nos projetos de drenagem urbana.

Além do que já foi dito, acrescentam-se os benefícios de caráter ambiental e estabilidade morfológica dos cursos d`água receptores que, com isto, não têm a mesma amplitude de variação de vazões escoadas, conforme ocorre nos projetos em que se contemplam apenas as soluções de canalização.

A função básica dos dispositivos de armazenamento é a de retardar as águas precipitadas sobre uma dada área, de modo a contribuir para a redução das vazões de pico de cheias em pontos a jusante.

Os dispositivos de armazenamento compreendem dois tipos distintos, que são os de ***controle na fonte*** e os de ***controle a jusante***.

Os dispositivos de ***controle na fonte*** são instalações de pequeno porte colocadas próximas ao local de origem do escoamento superficial de modo a permitir uma utilização mais eficiente da rede de drenagem a jusante.

Esse tipo de dispositivo possui grande flexibilidade em termos de escolha de local de implantação, apresenta possibilidade de padronização da instalação, permite uma melhoria das condições de drenagem a jusante, bem como do controle em tempo real das vazões. Permite, ainda, um incremento de capacidade de drenagem global do sistema. Por outro lado, dificulta o monitoramento e a manutenção destas pequenas unidades instaladas em grande número e em diferentes locais. Isto implica também em elevados custos de manutenção.

Os dispositivos de ***controle a jusante***, por outro lado, envolvem um menor número de locais de armazenamento. As obras de armazenamento podem, por exemplo, estar localizadas no extremo de jusante de uma bacia de porte apreciável, ou mesmo numa sub-bacia de porte também expressivo.

É necessário destacar que não há uma distinção clara entre os dois tipos de dispositivos mencionados, existindo dispositivos que se enquadram em ambos os tipos.

Para melhor esclarecer a terminologia acima apresentada são descritos adiante, com mais pormenores, os diferentes tipos de dispositivos existentes. A **Tabela 1.9**, a seguir, dá uma visão geral dos diferentes tipos de dispositivos de armazenamento ou retenção normalmente utilizados:

08667 MIOLO.indd 83 23/10/12 17:21

Tabela 1.9 - Classificação dos dispositivos de armazenamento ou retenção

Controle na fonte	Disposição local	Leitos de infiltração
		Bacias de percolação
	Controle de entrada	Pavimentos porosos
		Telhados
	Detenção na origem	Estacionamentos
		Valas
		Depressões secas
		Lagos escavados
		Reservatórios de concreto
Controle a jusante	Detenção em linha	Reservatório tubular
		Rede de galerias
		Reservatório tubular
		Reservatório de concreto
		Túnel em rocha
		Reservatório aberto
	Detenção lateral	Reservatórios laterais

• Disposição Local

A disposição local das águas de chuva tem conquistado considerável aceitação nos últimos anos. Algumas comunidades norte-americanas vêm adotando a sua utilização em áreas em processo de urbanização.

O termo disposição local é utilizado para as instalações que se valem da infiltração e da percolação para o afastamento das águas de chuva. Essa prática procura aproveitar as próprias condições naturais de encaminhamento das águas precipitadas para as tormentas de pequena magnitude.

Quando as condições de solo assim o permitirem, as águas precipitadas em áreas impermeáveis são encaminhadas para um local com cobertura vegetal para infiltração no solo.

Caso não haja disponibilidade de local para infiltração, as águas de chuva podem ser conduzidas a um dispositivo subterrâneo de armazenamento para posterior percolação no solo.

• Controle de Entrada

As águas de chuva podem ser controladas em sua origem por meio de detenção no próprio local onde precipitam, mediante estrangulamento das entradas no sistema de escoamento. Dessa maneira, o volume de detenção pode ser obtido em locais adequadamente preparados para isso como telhados, áreas de estacionamento, pátios industriais e outras áreas julgadas adequadas.

• Detenção na Origem

A detenção na origem caracteriza-se por um "congestionamento" de todos os dispositivos de armazenamento que se situam a montante do sistema de afastamento das águas.

A primeira diferença entre a detenção na origem, a disposição local e o controle de entrada, con-

08667 MIOLO.indd 84 24/10/12 16:47

siste na magnitude da área a ser interceptada. A detenção na origem geralmente intercepta o escoamento superficial de várias parcelas isoladas de uma dada área ou mesmo de uma única área dividida em segmentos distintos. A detenção na origem pode ser conseguida a partir da construção adequada de valas, fossos secos, lagos, reservatórios de concreto, reservatórios tubulares (tubos agrupados), entre outros.

• Detenção em Linha

O termo ***"em linha"*** refere-se à inserção de dispositivos de detenção na própria linha de tubos de um sistema de galerias. A detenção em linha pode utilizar a capacidade excedente existente num dado sistema de galerias, ou exigir a instalação de dispositivos adicionais que permitam obter o volume necessário. A detenção em linha pode ser conseguida, por exemplo, com a construção de reservatórios de concreto, volumes excedentes nas redes existentes, reservatórios tubulares, túneis, cavernas subterrâneas, reservatórios de superfície, entre outras formas que poderiam ser citadas.

• Detenção Lateral

A detenção lateral consiste em dispor o volume de detenção não alinhado com o sistema de drenagem.

Isso é feito desviando-se o fluxo do sistema de escoamento para o armazenamento lateral quando a descarga veiculada ultrapassa um dado limite previamente estabelecido. A água desviada é retida por um período suficiente para que as afluências baixem a magnitudes compatíveis com a capacidade de escoamento a jusante.

Com relação à detenção lateral, é necessário decidir inicialmente a maneira como o reservatório deverá ser enchido e, no projeto dos dispositivos que compõem o conjunto, devem ser considerados os seguintes aspectos: o tempo de detenção adequado para evitar a formação de maus odores ou problemas de saúde pública, a capacidade de escoamento do sistema de descarga a jusante, a possibilidade de contribuições adicionais antes do reservatório estar cheio e as afluências que podem ocorrer a jusante em dado intervalo de tempo.

• Obras de Detenção e Retenção

Encerrando o presente capítulo é importante destacar os conceitos relativos às obras de detenção e retenção do escoamento superficial, obras estas que fazem parte do contexto da macro-drenagem e que vêm assumindo uma importância crescente dentro das conceituações modernas no trato da drenagem urbana. Conforme já foi mencionado inicialmente, existem duas abordagens distintas de controle da quantidade e qualidade do escoamento superficial, uma voltada para o esgotamento rápido das águas provenientes do escoamento superficial e outra para o seu armazenamento. Estas duas formas de abordagem não são mutuamente excludentes.

Neste item será feita uma apresentação geral dos conceitos e procedimentos fundamentais para planejamento e projeto de obras de detenção e retenção. Convém enfatizar que não é possível, nem desejável, estabelecer uma metodologia detalhada neste sentido, face à grande variabilidade de possibilidades de soluções. Entretanto é possível, com base na experiência, identificar os aspectos essenciais relativos ao planejamento e projeto de obras de detenção e retenção, e mostrar caminhos possíveis na busca de soluções.

As expressões "obras de detenção" e "obras de retenção" têm os mais variados significados e interpretações, tanto na literatura técnica como também nos termos de uso corrente. No âmbito do presente trabalho, serão adotadas as seguintes definições para obras dessa natureza:

08667 MIOLO.indd 85 23/10/12 17:21

• Bacias de detenção (BD)

São obras que permitem o armazenamento de água de escoamento superficial, normalmente secas, projetadas para "deter" temporariamente as águas, durante e imediatamente após um evento. Constituem exemplos de dispositivos de detenção: valas naturais em levantamento transversal atuando como estrutura de controle, depressões naturais ou escavadas, caixas ou reservatórios subsuperficiais, armazenamento em telhado e bacias de infiltração.

• Bacias de retenção (BR)

São obras que permitem o armazenamento de águas de escoamento superficial com o objetivo de dar uma destinação destas águas retidas para fins recreativos, estéticos, abastecimento, ou outros propósitos. A água de escoamento superficial é temporariamente armazenada acima do nível normal de retenção, durante e imediatamente após um evento de precipitação. Constituem exemplos de dispositivos de retenção, reservatórios e pequenos lagos em áreas públicas, comerciais ou residenciais.

• Bacias de sedimentação (BS)

São dispositivos que permitem o armazenamento de águas de escoamento superficial com o objetivo de reter material sólido em suspensão, bem como detritos flutuantes carreados através do sistema de drenagem. Estes, por sua vez, podem ser parte integrante de um sistema mais amplo, tendo em vista múltiplos propósitos.

• Procedimentos de Planejamento e Projeto

O planejamento e projeto de obras de detenção e retenção é muito mais do que um simples exercício de hidrologia e de hidráulica. Existem muitos aspectos técnicos que devem ser cuidadosamente considerados além da hidrologia e da hidráulica. Destacam-se:

- a determinação da inclinação máxima de talude para escavação de reservatórios de armazenamento em locais potencialmente favoráveis para isso, assim como de pequenos levantamentos em valas naturais que ofereçam condições propícias para armazenamento;
- a estimativa da carga anual de transporte de material sólido da bacia tributária, verificando se será necessário prever bacia(s) de sedimentação ou outros meios de controle de sedimentos;
- a seleção das variedades de grama para proteção de taludes que resistam a inundações ocasionais que possam durar várias horas ou mesmo vários dias.
- Devem também ser consideradas as condicionantes e as necessidades de natureza não técnica, dentre as quais ressaltam-se:
- a análise das necessidades da comunidade local, inclusive as relativas à recreação de modo a inserir as possíveis obras de detenção e retenção num contexto de uso múltiplo;
- a análise dos riscos que possam comprometer as condições de segurança e prever os meios de mitigá-los;
- a procura dos caminhos adequados, tendo em vista o financiamento de desapropriações, construção e manutenção das obras.

Para uma abordagem completa e adequada de todos os aspectos fundamentais no planejamento e projeto de um sistema de obras de detenção e retenção, recomendam-se seguir os passos discriminados abaixo:

08667 MIOLO.indd 86 23/10/12 17:21

- aquisição e análise de dados relativos à bacia drenada;
- configuração preliminar da concepção hidrológica do projeto;
- estudos de amortecimento de cheias e definição da faixa operativa;
- identificação dos possíveis locais para armazenamento;
- análise e consolidação de todas as restrições e condicionantes laterais e verticais;
- estudo do vertedouro de emergência e estabelecimento de critérios de segurança;
- desenho do projeto hidrológico-hidráulico;

Os passos acima não se aplicam a todas as situações, podendo surgir circunstâncias especiais. Os tópicos a seguir abordam cada um dos passos acima indicados em seus aspectos essenciais.

• Cuidados Específicos quanto às Obras de Detenção

Os dispositivos de detenção nos sistemas de drenagem urbana, muito embora possam ter uma grande eficiência em termos de redução dos picos de cheias, apresentam alguns aspectos negativos que devem ser devidamente considerados.

Os principais problemas que podem ocorrer são resultantes da deposição de sedimentos e detritos que podem desencadear uma série de dificuldades, cabendo destacar: a perda de capacidade de armazenamento nos reservatórios de detenção caso os sedimentos depositados não sejam removidos em tempo hábil, o aparecimento de maus odores e problemas de saúde pública resultantes da decomposição da matéria orgânica dos depósitos e, finalmente, problemas de colmatação, com perda de capacidade de detenção em obras previstas para infiltração e percolação.

Para evitar tais problemas é fundamental tomar alguns cuidados, cabendo atentar para os aspectos mencionados a seguir:

1) é conveniente que as áreas onde venham a ser implantadas obras de detenção já sejam consolidadas em termos de ocupação urbana;

2) é também conveniente que essas áreas sejam dotadas de um razoável sistema de coleta de lixo e de limpeza das vias públicas, a fim de que os detritos carreados pelo sistema de drenagem sejam de pequena monta;

3) é importante atentar para o nível de educação da população dessas áreas, uma vez que este aspecto tem uma relação muito estreita com o lixo lançado diretamente no sistema de drenagem;

4) quanto às feiras livres, que existem em diversos pontos das cidades como São Paulo, é importante lembrar que constituem importante fator de produção de lixo que, em parte, é inevitavelmente carreado pelo sistema de drenagem, mesmo em áreas consolidadas e dotadas de coleta regular de lixo e limpeza das vias públicas;

5) no projeto de obras de detenção, de maneira geral, é necessário prever condições de acesso que facilitem os trabalhos de remoção de detritos e limpeza, em particular nos casos de obras subterrâneas que, pela sua própria natureza, envolvem dificuldades inerentes a esse tipo de obra;

Identificação de Possíveis Locais para Armazenamento

Neste passo é efetuada uma escolha prévia dos locais potencialmente favoráveis à obra de detenção e retenção antes de efetuar uma análise mais detalhada de cada um deles. A seguir são mencionados os fatores que devem ser considerados nessa abordagem, aproximadamente na ordem em que devem ser tratados.

08667 MIOLO.indd 87 23/10/12 17:21

Uma primeira consideração relativa à obra de detenção e retenção é que ela esteja localizada a montante, e tão próximo quanto possível da área que requer proteção. Quanto mais próximo o local de armazenamento esteja da área sujeita a inundação, maior será a porção da área de drenagem controlada pela obra cogitada.

Um local potencialmente utilizável deve revelar, mesmo numa avaliação aproximada, um porte adequado em termos de área, bem como de volume que possa conter armazenamento temporário. Uma vez conhecidas as características da área tributária ao local em consideração, é possível efetuar uma estimativa aproximada do volume de escoamento superficial que deve ser desviado ou retido no local de armazenamento. Uma primeira estimativa pode ser feita considerando uma chuva de grandes proporções e que tenha causado inundações na região ou chuvas com período de retorno escolhido para projetor pesquisando-se a duração crítica da chuva, um coeficiente de escoamento superficial ou um número de curva (CN) representativo da área de drenagem, convertendo em seguida esta precipitação em volume de escoamento superficial.

Obviamente é sempre preferível que uma obra de detenção e retenção possa operar exclusivamente por gravidade, tanto em termos de captação das águas a serem armazenadas como da sua restituição para o sistema local de drenagem. Constitui condição necessária para que tal possibilidade exista que se trate de local de armazenamento situado em área com declive relativamente acentuado.

Em certos casos, a área favorável para implantação de uma obra de detenção e retenção pode estar situada no próprio vale do curso local a ser controlado, podendo haver ou não a necessidade de escavação adicional para obter o volume de armazenamento necessário. Em tais casos as condições de entrada serão simplificadas, restringindo-se as estruturas de controle apenas ao ponto de descarga.

Há situações em que as áreas favoráveis podem estar situadas fora do vale do curso local, havendo a necessidade de obras de transposição, devendo-se prever então obras de captação e desvio para o local de armazenamento. Poderá haver ou não a necessidade de escavações adicionais para a obtenção do volume necessário de armazenamento.

Para o estudo das possibilidades em questão é imprescindível um conhecimento detalhado dos sistemas de drenagem locais existentes em termos de suas características hidráulicas, hidrológicas e limitações principais.

Outros fatores relevantes poderão eventualmente ser considerados, pelo menos ainda no âmbito de uma análise preliminar, dependendo das circunstâncias. Alguns locais potencialmente favoráveis para obras de detenção e retenção podem ser aproveitados em condições quase que imediatas. Como exemplo hipotético pode-se citar uma área baixa situada a montante de uma rodovia que passa sobre um bueiro que, mediante a inclusão de um dispositivo de restrição de capacidade em sua entrada, pode atuar como obra de controle e permitir que a citada área atue como reservatório de detenção.

Critérios de Dimensionamento de Reservatório de Detenção (e Retenção)

Os reservatórios de detenção são obras que permitem controlar a vazão num trecho de canal, natural ou não. Eles fazem parte de um conjunto de medidas estruturais que permitem à cidade conviver com o regime sazonal dos rios. Esses reservatórios podem permanecer vazios durante boa parte do tempo, só armazenando água durante a ocorrência de chuvas, são os chamados reservatórios de detenção, também podem permanecer parcialmente com água, formando um lago para compor com o paisagismo local, são os chamados reservatórios de retenção. Os reservatórios exercem duas funções básicas, controlar a vazão a jusante da sua instalação e compor com outras obras de drenagem de um sistema de controle de cheias na sua bacia hidrográfica, ou seja, eles exercem um controle local e um controle sistêmico em função da sua posição na bacia hidrográfica.

08667 MIOLO.indd 88 23/10/12 17:21

Do ponto de vista hidrológico/hidráulico, o dimensionamento de um reservatório envolve basicamente três elementos:

- Dimensionar o volume total de armazenamento
- Dimensionar a sua estrutura de entrada
- Dimensionar a sua estrutura de saída

Todos esses componentes estão tecnicamente conectados e eles são determinados em função do grau de proteção requerido pelo reservatório e pelo sistema de obras no qual ele está inserido. A fixação do grau de proteção, dado pelo risco hidrológico, é fundamental e sua definição deve ser feita quando da execução do programa de bacia hidrográfica, conforme foi apresentado anteriormente neste Manual.

O reservatório de detenção pode modificar o regime de cheias de um canal de duas formas distintas. Ele pode ser instalado de forma a interceptar transversalmente o canal, toda vazão do rio passa pelo seu interior e sai por sua estrutura de descarga, e pode ser instalado lateralmente ao canal e a vazão do rio pode ser desviada para o seu interior. No primeiro caso, o mais tradicional do ponto de vista da reservação, ele é chamado de reservatório in-line, o segundo caso, é chamado de off-line. Do ponto de vista hidrológico/hidráulico, como será visto, o comportamento dos dois reservatórios é totalmente diferente. A **Figura 1.32** abaixo mostra esquematicamente a posição dos dois reservatórios em relação a um canal.

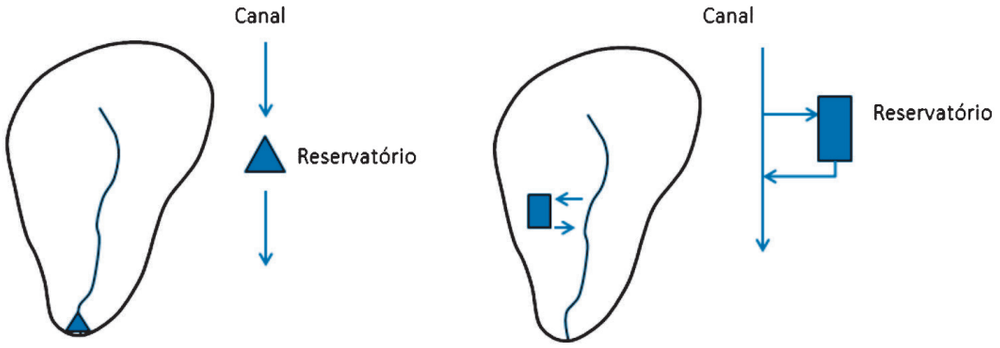


Figura 1.32 - Reservatório in-line e off-line

A escolha do tipo de reservação é muito complexa, principalmente em cidades densamente ocupadas como é o caso de São Paulo.

Os principais condicionantes para a escolha do tipo de reservatório são:

- O objetivo da reservação (proteção local e/ou sistêmica)
- A disponibilidade de área para sua instalação
- As condições geotécnicas e hidrogeológicas da região
- Impactos sociais, ambientais e econômicos envolvidos nas fases de obra, operação e manutenção do reservatório

Antes de detalhar os critérios de dimensionamento dos reservatórios, é importante apresentar, de forma geral, o efeito que os dois tipos de reservatórios, in-line e off-line, causam na onda de cheia natural que translada e amortece no canal.

Na **Figura 1.33** apresentam-se os dois tipos de efeito. Na **Figura 1.33a** está o efeito do reservatório in-line. A onda de cheia entra totalmente no reservatório (onda afluente) e a sua estrutura de saída

08667 MIOLO.indd 89 24/10/12 16:30

permite a sua saída (onda efluente), percebe-se nitidamente que a onda de cheia natural é amortecida e que a vazão máxima efluente ocorre exatamente no ponto de interseção dos dois hidrogramas, ou seja, este processo de amortecimento, também conhecido por *routing*, permite controlar desde o início da cheia a vazão que vai para jusante.

Na **Figura 1.33b** está o efeito do reservatório off-line. Percebe-se nitidamente a diferença no efeito de armazenamento, a cheia natural passa pelo canal até que o nível d'água alcança a cota da estrutura de desvio lateral, passando então a restringir a vazão de jusante e a encher o reservatório. Em geral, o reservatório off-line só passa a efluir quando o nível d'água a jusante é inferior à cota da estrutura de desvio lateral. O nível de corte da vazão é função da capacidade do canal a jusante e da função sistêmica do reservatório no contexto de outras obras na bacia.

As áreas hachuradas correspondem aos volumes que devem estar disponíveis para o amortecimento. O volume requerido pelos reservatórios in-line é, em geral, inferior ao volume requerido pelo off--line. Também existe uma percepção ambiental de que, em geral, os reservatórios in-line são mais adequados para integrar o paisagismo de uma região uma vez que o rio está inserido no seu interior, ao contrário dos reservatórios off-line que ficam boa parte do tempo secos. Isso não é verdade, pois existem inúmeros exemplos de obras em que os reservatórios off-line podem ser instalados em praças, em regiões de ocupação temporária, perfeitamente inseridos na paisagem da região. Portanto, nos dois casos o conceito da sustentabilidade no projeto pode ser aplicado.

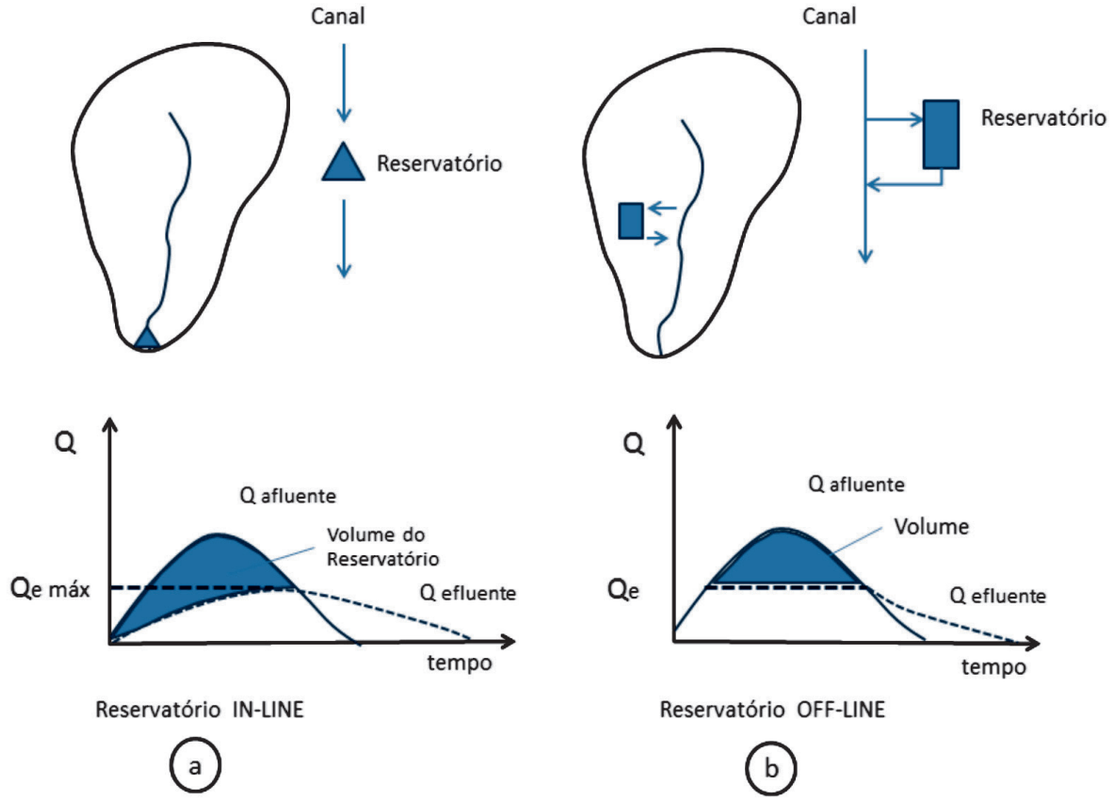


Figura 1.33 - Efeito de amortecimento dos reservatórios in-line (a) e off-line (b)

08667 MIOLO.indd 90 24/10/12 16:30

Quanto aos critérios de dimensionamento, os dois tipos de reservatórios empregam técnicas diferentes.

Os reservatórios in-line podem ser dimensionados de três formas diferentes, conforme o critério adotado em relação ao risco hidrológico e às descargas ao canal a jusante:

- Critério de vazão de restrição a jusante
- Critério associado à condição de sazonalidade natural do regime a jusante
- Critério de ponderação entre armazenamento e condutividade hidráulica a jusante

O critério de vazão de restrição a jusante ocorre quando, por diversos motivos, existe a jusante do local de reservação uma restrição de descarga, por exemplo, restrição por limitação física da condutividade do canal existente, por uma travessia, etc. Neste caso, o reservatório é dimensionado de tal forma que a vazão máxima efluente deve ser igual à vazão de restrição em qualquer situação, isto é, independentemente do evento de precipitação que está ocorrendo a vazão máxima não pode ultrapassar a vazão de restrição. Fixando-se o risco hidrológico, o período de retorno, estima-se o hidrograma de projeto para esta probabilidade, considerando a ocupação do solo a montante do reservatório correspondente ao horizonte de projeto considerado no projeto. Esta cheia de projeto amortecida no reservatório e mais a vazão efluente máxima predefinida, a vazão de restrição, servem como critério para dimensionamento das estruturas hidráulicas, sendo o volume do reservatório dado por este processo de amortecimento e propagação aqui descrito. A **Figura 1.34** ilustra este tipo de critério de dimensionamento.

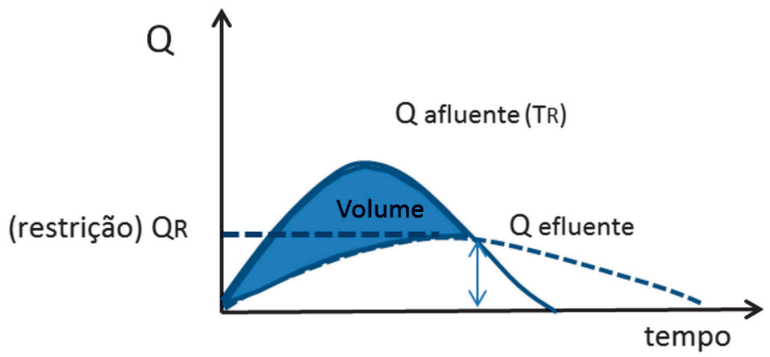


Figura 1.34 - Definição do volume do reservatório in-line segundo o critério de vazão de restrição a jusante

O critério associado à sazonalidade hidrológica é aquele que permite manter a jusante do reservatório a relação entre o período de retorno e vazão máxima de cheia, até o risco hidrológico de projeto, definidor do volume máximo do reservatório e da máxima vazão efluente permitida. Ou seja, este tipo de critério objetiva manter o regime variável de escoamento no canal, na condição preexistente natural ou numa nova condição "possível" de restabelecer, mesmo que parcialmente, o regime renaturalizado do rio. O reservatório neste caso deve possuir uma estrutura de descarga que permita variar a vazão de saída em função da cheia afluente. A estrutura de saída é dimensionada de tal forma que possa amortecer diferentes cheias, relacionadas a diferentes períodos de retorno. A **Figura 1.34** ilustra melhor esta condição.

08667 MIOLO.indd 91 24/10/12 17:03

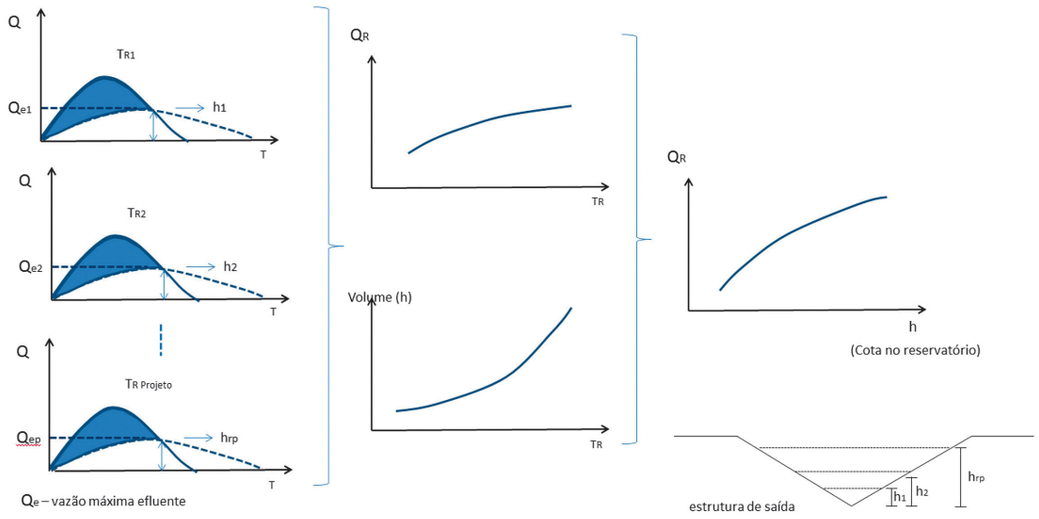


Figura 1.35 - Dimensionamento de reservatório com preservação da sazonalidade das vazões a jusante

Observa-se nesta figura que é possível determinar a partir de diversos "*routings*", para diferentes períodos de retorno, a relação entre a vazão efluente e os volumes retidos no reservatório. Com a curva cota x volume do reservatório é possível determinar a relação entre a vazão efluente e a cota do nível d'água no reservatório, o que permite determinar a curva de descarga de um vertedor (indica-se na figura um vertedor triangular). Observa-se que para este tipo de dimensionamento o reservatório não vai seguir uma vazão de restrição como o caso anterior, ele vai descarregando as vazões para jusante em função do nível d'água afluente, preservando a sazonalidade das cheias. Percebe-se que para o mesmo risco hidrológico, o reservatório dimensionado deste modo apresenta um volume máximo inferior ao método da vazão de restrição. A **Figura 1.35** também complementa a relação entre os dois métodos.

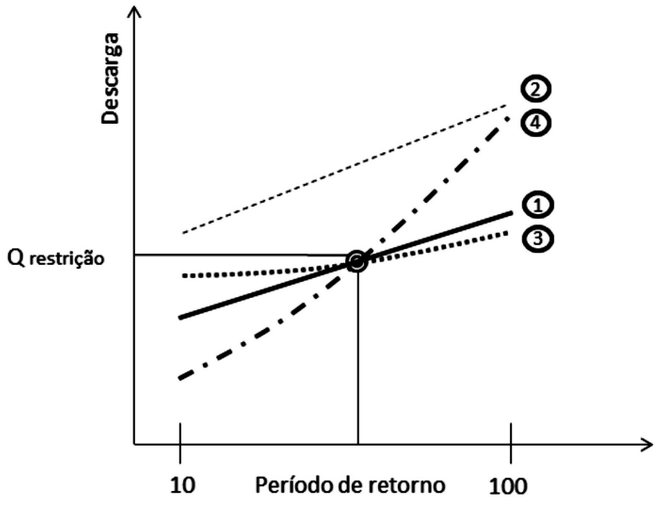


Figura 1.36 - Relação entre os critérios de restrição e de sazonalidade de cheias

08667 MIOLO.indd 92 24/10/12 17:08

A curva 1 da **Figura 1.36** corresponde à relação entre os picos de cheia e os correspondentes períodos de retorno da bacia na condição preexistente, natural ou atual. Ela representa o que se deseja alcançar com o projeto de reservação: manter a sazonalidade. A curva 2 é a mesma curva mas com a condição de uso e ocupação do solo para o horizonte de projeto (HP). Deseja-se "trazer" a curva 2 para a curva 1, com a ocupação prevista no HP. O ponto indicado na figura corresponde à vazão de restrição, obtido pelo primeiro critério. As curvas 3 e 4 indicam os prováveis comportamentos da relação pico x período de retorno com o reservatório operado para manter a vazão de restrição a jusante com a ocupação do HP. As curvas se afastam da curva 1 desejada.

Portanto, a decisão final sobre esses dois critérios se baseia na análise geral dos efeitos dos dois critérios.

O terceiro critério é intermediário entre os métodos anteriores, ele procura definir um conjunto de alternativas entre a reservação e a melhoria da condutividade hidráulica no canal de jusante. A análise benefício-custo neste caso permite indicar a alternativa de maior eficiência econômica, porém a decisão deve envolver os aspectos sociais e ambientais envolvidos.

O reservatório off-line é dimensionado segundo critério diferente, mais próximo da condição de sazonalidade. Estabelece-se em função da condutividade de jusante uma vazão de "corte" do hidrograma, a partir desse valor a vazão do rio é desviada para o reservatório. Do ponto de vista hidráulico, esse desvio em geral é feito por um vertedor lateral, instalado longitudinalmente ao canal. A eficácia desse sistema depende de alguns condicionantes hidráulicos, essenciais para o bom desempenho do sistema. Muitas vezes a modelação física é necessária para o perfeito layout das obras. O esvaziamento dos reservatórios off-line pode ser feito por gravidade ou por bombeamento. Em geral admite-se que o esvaziamento desse reservatório deve iniciar logo após constatação de que a vazão no canal é inferior à vazão correspondente à de desvio para o canal lateral, isto é, o esvaziamento inicia quando o nível do canal é inferior à cota da crista do vertedor lateral.

Cabe comentar que o layout das obras de reservação é extremamente dinâmico, não existem dois casos em que as condicionantes hidrológicas/hidráulicas sejam iguais.

Tanto os reservatórios in-line como os off-line podem ser subterrâneos, isso depende de condicionantes locais e sistêmicos.

Finalmente, cabe mencionar que os reservatórios devem ser sempre analisados de forma sistêmica, conforme já salientado neste Manual, a inserção de um reservatório deve ser avaliada localmente e no conjunto de todas as obras hidráulicas operando simultaneamente. Os critérios hidrológicos locais são importantes para dimensionamento das obras no seu ponto de instalação. Quando avaliadas no seu conjunto, os efeitos hidrológicos devem ser revistos, pois passam a predominar os efeitos espaciais dos eventos chuvosos.

Os eventos chuvosos variam no tempo e no espaço. A bacia hidrográfica e todas as suas obras hidráulicas exibem comportamento diferente diante de eventos muito diversos. A combinação entre duração de chuva, intensidade da chuva, distribuição espacial e condição inicial do estado do sistema, cria uma série de combinações de eventos que devem ser avaliados. Para tal a técnica de concepção de cenários de eventos chuvosos é fundamental, e deve ser aplicada em modelos matemáticos hidrológicos/hidráulicos que possam avaliar a eficácia das obras em diferentes condições. Isso é fundamental para que se possa efetivamente estimar o risco real a que o sistema está sujeito. O próprio conceito do período de retorno das obras perde o seu valor porque é muito difícil se estimar a probabilidade de falha de um evento aleatório multidimensional. A técnica da concepção de cenários deve ser aplicada para que se possa melhor avaliar a segurança das obras.

Obras múltiplas de Detenção e Retenção

A implantação indiscriminada das obras de detenção e retenção numa dada bacia visando apenas a solução de problemas localizados, pode levar a efeitos adversos e deve ser sempre evitada. É importante destacar duas situações que podem ocorrer em decorrência da presença de obras de detenção e retenção numa bacia que

08667 MIOLO.indd 93 23/10/12 17:21

são: o surgimento de um falso senso de segurança em determinadas áreas e o efeito de sincronismo de picos de cheias de sub-bacias resultando, em certos pontos, descargas maiores que antes da implantação das obras.

Embora obras de detenção e retenção individuais numa dada bacia permitam resolver problemas localizados de inundação (i.e. imediatamente a jusante delas), podem interagir com a bacia como um todo de forma a agravar problemas de inundação em outros locais da bacia a jusante.

A **Figura 1.37** ilustra esquematicamente como uma nova obra de detenção e retenção pode provocar um problema de sincronismo adverso numa bacia. Conforme se observa na **Figura 1.37**, a construção de uma obra de detenção e retenção num tributário de um dado curso d'água pode ter um efeito favorável de atenuação de inundações no próprio tributário, enquanto que, no curso principal, poderá ter um efeito desfavorável ou mesmo agravar problemas existentes de inundação.

Mein (1980) propõe que nos estudos de detenção e retenção seja estabelecido, como objetivo principal de projeto, manter descargas máximas permissíveis em determinados pontos de controle, e recomenda a utilização de chuvas com durações diferentes. Em suas investigações ele conclui que uma obra de detenção e retenção é mais eficiente do que duas obras em série, e que duas são mais eficientes do que três em série e assim por diante.

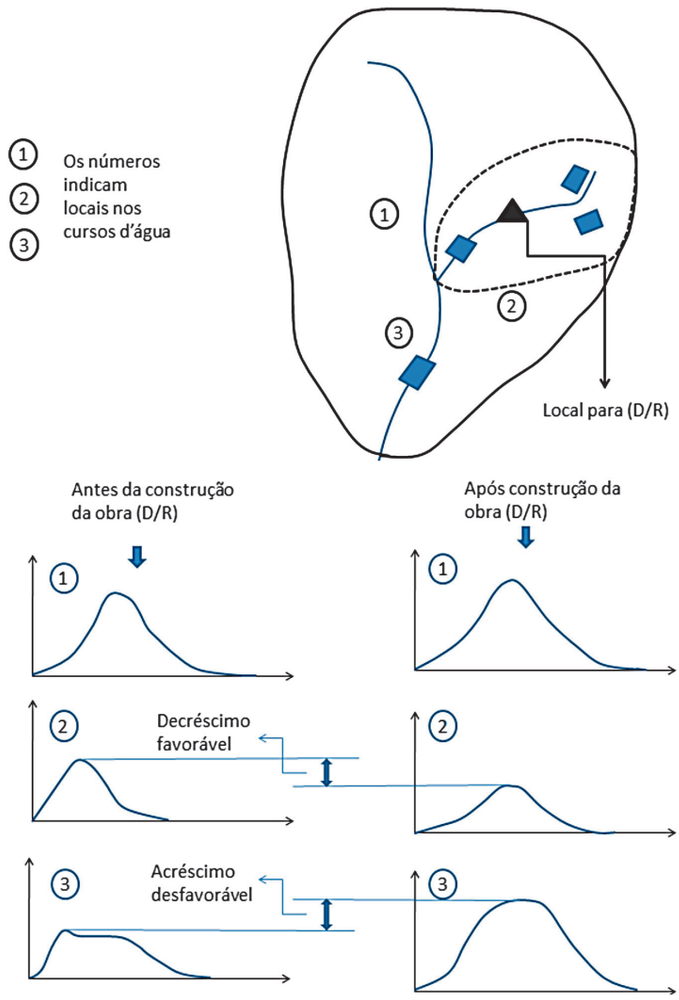


Figura 1.37 - Interação adversa de hidrogramas de cheias como consequência de uma obra de detenção/retenção

08667 MIOLO.indd 94 24/10/12 16:33

Um sistema de obras de detenção e retenção no qual o critério de dimensionamento corresponda à probabilidade simples, não permite um efeito significativo de redução de picos de cheias, tanto para eventos de grandes como de pequenas magnitudes, o que constitui um dos aspectos do "falso senso de segurança".

Isto significa que um sistema com uma ou mais obras de detenção e retenção numa bacia, pode controlar apenas uma pequena parte da gama de possibilidades de cheias que possam ocorrer, permanecendo determinadas áreas da bacia sujeitas a inundações para condições hidrológicas diferentes daquelas consideradas no projeto.

Mein (1980) indica que embora um conjunto de obras de detenção e retenção em série ou paralelo possam não incrementar significativamente os picos de cheias ao longo de uma bacia, elas podem também produzir um efeito interativo de modo a não proporcionar nenhuma redução dos picos, o que constitui um outro aspecto de "falso senso de segurança". Em outras palavras num sistema de obras de detenção e retenção pode ocorrer um tipo de efeito interativo inesperado, de modo que umas anulem os benefícios de outras, causando problemas em áreas a jusante.

Conforme foi visto, a implantação de um sistema de obras de detenção e retenção numa bacia é bastante complexa. É recomendável, para evitar efeitos indesejáveis, efetuar um estudo amplo considerando todas as obras existentes e planejadas, analisando o seu comportamento de forma global.

Aspectos negativos e usos inadequados de obras de detenção e retenção

As obras de detenção e retenção constituem uma das possíveis medidas de natureza estrutural e não estrutural tendo em vista o gerenciamento das águas urbanas em termos de quantidade e de qualidade. Elas não constituem uma panaceia universal, e seu uso deve ser efetuado com as devidas cautelas.

Debo e Ruby (1982) efetuaram uma abordagem dos aspectos negativos das obras de detenção e retenção com base em cerca de 10 anos de experiência na área metropolitana de Atlanta. Os problemas citados incluem:

1) manutenção inadequada ou não continuada, particularmente quando as obras não são de responsabilidade do proprietário próximo. Possível solução: atribuir a responsabilidade pela operação à municipalidade, com exceção dos casos em que os setores industrial e comercial locais possam assumir tal encargo;
2) dificuldade de acesso para manutenção;
3) taludes muito inclinados, criando dificuldades para implantação e manutenção de vegetação;
4) dispositivo de controle de vazão de dimensões muito reduzidas que acarretam os problemas de obstrução, resultando em dificuldades de operação e água estagnada após a ocorrência de chuvas;
5) problemas de controle de mato e ervas daninhas, particularmente em obras com armazenamento permanente, ou como consequência de falta de manutenção;
6) proliferação de mosquitos, ratos e outros vetores de doenças;
7) problemas de segurança, particularmente de crianças, devido a profundidades muito grandes e velocidades excessivas;
8) inexistência de controle de cheias a jusante ou o agravamento dos problemas de inundação, como consequência de efeitos interativos inesperados de duas ou mais obras de detenção e retenção na bacia;
9) ocorrência de erosão imediatamente a jusante dos dispositivos de descarga;

08667 MIOLO.indd 95 23/10/12 17:21

10) surgimento ou agravamento de problemas de erosão no canal a jusante, como possível consequência de um tempo mais prolongado de permanência das vazões escoadas;

11) reduzido ou nenhum efeito sobre as cheias em outros locais que não aquele em que se situa a obra de detenção e retenção.

Drenagem forçada

Apesar dos condutos fechados destinados à drenagem urbana terem como premissa de projeto o seu funcionamento como regime livre, há situações em que se deve fazer algum tipo de verificação do escoamento em regime forçado (para casos de vazões excepcionais em regiões muito baixas, por exemplo).

O procedimento de cálculo, neste caso, também é feito com o uso do princípio da conservação de energia. A diferença é que, calcula-se o caminhamento da linha piezométrica e não da linha d'água.

Com esta informação pode-se saber, por exemplo, a possibilidade de eventuais extravasamentos em terrenos baixos, ou de afogamentos das seções de saída das galerias ou tubulações dos sistemas de micro ou macrodrenagem contribuintes.

Assim sendo, tomando-se como base o desenho da **Figura 1.38**, aplica-se a equação da conservação de energia entre as seções de cálculo 1 e 2 :

$$\Delta H_{1-2} = \left(Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{\alpha V_1^2}{2g} \right) - \left(Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{\alpha V_2^2}{2g} \right) \qquad \textbf{1.21}$$

onde Pi/γ corresponde ao termo piezométrico.

O primeiro termo da equação pode ser calculado pela composição das parcelas correspondentes às perdas distribuídas através da fórmula universal de perda de carga e por equações correspondentes às perdas localizadas, ou seja:

$$\Delta H_{1-2} = \sum \Delta H_{distribuidas} + \sum \Delta H_{localizadas} \qquad \textbf{1.22}$$

sendo:

$$\Delta H_{distribuida} = \frac{f}{4} \frac{\Delta x_i}{Rh_i} \frac{V^2}{2g} \qquad \textbf{1.23}$$

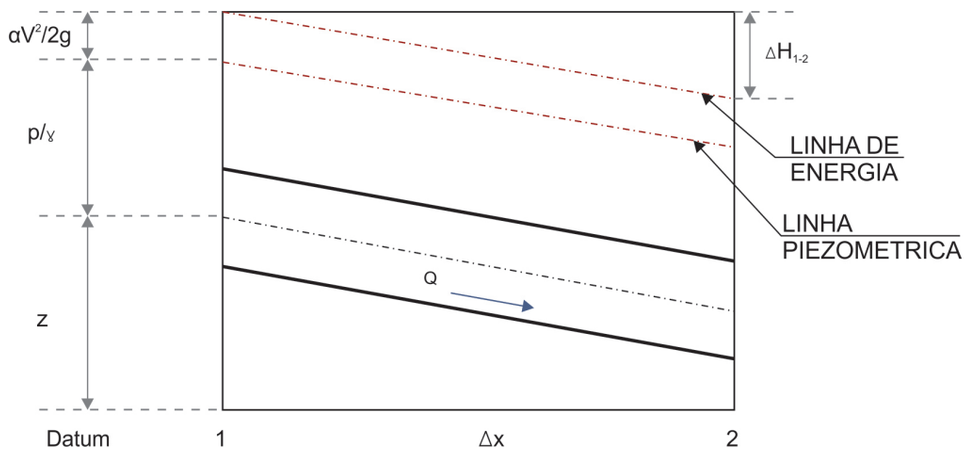


Figura 1.38 - Esquema da variação da linha de energia em galerias funcionando em carga

08667 MIOLO.indd 96 23/10/12 17:21

$$\Delta H_{localizada} = K_i \frac{V^2}{2g} \quad \textbf{1.24}$$

onde:

Dxi extensão do trecho em conduto forçado com uma determinada seção típica de raio hidráulico Rhi;

Ki coeficiente de perda de carga localizada da singularidade considerada;

f fator de resistência ao escoamento, podendo ser determinado pela equação de Colebrook:

$$f = \left[-2\log\left(\frac{K_s}{14{,}8Rh} + \frac{2{,}52}{\mathrm{Re}\sqrt{f}} \right) \right]^{-2} \quad \textbf{1.25}$$

$$\mathrm{Re}\sqrt{f} = 8\sqrt{2}\frac{V * Rh}{v} \quad \textbf{1.26}$$

onde:

n = coeficiente cinemático de viscosidade;

v = velocidade de atrito.*

Portanto, conhecidas as condições de jusante, determinam-se as parcelas de perdas de carga distribuídas e localizadas. Com estes dados calcula-se a posição do nível na seção de montante e sucessivamente.

1.3.4 Estabilidade de Canais Naturais

Equações da Teoria do Regime

A ***Teoria do Regime*** nasceu do estudo de canais de irrigação estáveis, construídos em território indiano, em meados do século XX. A primeira contribuição que se tem notícia é a de Kennedy (1895), produto de observações das vazões dominantes (de seção plena) e respectiva geometria, resultando na seguinte equação:

$$V = 1{,}29 \cdot m \cdot h_m^{0{,}64} \quad \textbf{1.27}$$

onde:

V velocidade média na seção;

h_m profundidade média;

m fator que depende da natureza do material de fundo, tendo um valor normal para as areias médias igual à unidade e assumindo valores de 1,1 a 1,2 para as areias grossas e 0,8 a 0,9 para as areias finas.

Outras equações se sucederam, mas das que tiveram maior difusão foram as propostas por Lacey (1958) em sua versão final. Estas equações são recomendadas, assim como outras pertencentes à Teoria do Regime, para rios com taxas baixas de transporte de sedimentos, inferior a valores da ordem de 500 ppm para a vazão modeladora. O conjunto das equações de Lacey, escritas no Sistema Internacional é o seguinte:

08667 MIOLO.indd 97 23/10/12 17:21

$$f = 55{,}7 \cdot d^{0{,}5} \quad \textbf{1.28}$$

$$V = 0{,}439 \cdot Q^{\frac{1}{6}} \cdot f^{\frac{1}{3}} \quad \textbf{1.29}$$

$$B = 4{,}84 \cdot Q^{\frac{1}{2}} \quad \textbf{1.30}$$

$$A = 2{,}27 \cdot Q^{\frac{5}{6}} \cdot f^{\frac{-1}{3}} \quad \textbf{1.31}$$

$$R_h = 0{,}472 \cdot Q^{\frac{1}{3}} \cdot f^{\frac{-1}{3}} \quad \textbf{1.32}$$

$$i = 0{,}000302 \cdot Q^{\frac{-1}{6}} \cdot f^{\frac{5}{3}} \quad \textbf{1.33}$$

onde:

f fator de sedimentação de Lacey;

d diâmetro do material do leito (em metro);

Q vazão modeladora;

B largura superficial, também tomado como o perímetro molhado;

A área da seção de escoamento plena;

R_h raio hidráulico;

i declividade da linha de energia.

As equações de Lacey admitem a simplificação de que a seção tenha uma largura da ordem de 20 vezes o valor da profundidade e que possa ser considerada retangular, hipótese bastante razoável face à natureza deste Manual.

Existem outras contribuições posteriores que resultam de algumas modificações do método de Lacey, mas que não levam a resultados significativamente diferentes. Dentre estes existem os estudos elaborados por Bray (apud Hey et alli – 1982), de cerca de 70 rios situados em Alberta, Canadá, apresentando as características em termos da vazão bianual e a dimensão dos sedimentos. Os resultados se assemelham aos de Lacey. Para efeito de confrontação com este método, será apresentado um segundo conjunto de equações propostas por Blench (1957 – apud Garde-Raju 1985) e outro de Simons e Albertson (1963 – apud Garde-Raju 1985), dentro desta mesma escola:

Blench (1957):

$$V = 7{,}75 \cdot d^{0{,}25} \cdot h_m^{0{,}5} \quad \textbf{1.34}$$

$$B = 17{,}33 \cdot d^{0{,}25} \cdot Q^{0{,}5} \quad \textbf{1.35}$$

$$A = 0{,}66 \cdot d^{-0{,}083} \cdot Q^{0{,}83} \quad \textbf{1.36}$$

$$R_h = 0{,}0381 \cdot d^{-0{,}333} \cdot Q^{0{,}333} \quad \textbf{1.37}$$

$$i = 0{,}077 \cdot d^{0{,}417} \cdot Q^{-0{,}167} \quad \textbf{1.38}$$

08667 MIOLO.indd 98 23/10/12 17:21

Simons-Albertson (1963):

$$V = 10{,}8 \cdot R_h \cdot i^{\frac{1}{3}} \qquad \textbf{1.39}$$

$$B = 4{,}74 \cdot Q^{0{,}512} \qquad \textbf{1.40}$$

$$A = 2{,}25 \cdot Q^{0{,}873} \qquad \textbf{1.41}$$

$$R_h = 0{,}475 \cdot Q^{0{,}361} \qquad \textbf{1.42}$$

$$i = 0{,}00117 \cdot V^{1{,}63} \cdot R_h^{-1} \cdot B^{-0{,}37} \qquad \textbf{1.43}$$

Admite-se em ambos os casos as mesmas hipóteses mencionadas no método de Lacey, ou seja, o canal é retangular e bastante largo, para que o raio hidráulico confunda-se com a profundidade e a largura seja praticamente igual ao perímetro molhado.

Equações baseadas no Transporte de Sedimentos

As equações da ***Teoria do Regime*** admitem uma taxa de transporte sólido algo inferior a 500 ppm. Quando o transporte sólido é mais significativo, é conveniente considerar-se as equações de resistência a fundo móvel e de transporte sólido. Infelizmente existem poucas equações disponíveis para a determinação da tercez`ira variável, que é a largura e, ainda assim, são de natureza puramente empírica, com pouca comprovação de resultados.

Neste item foram escolhidas algumas equações, que pela estrutura de formulação são mais convenientes para o propósito a que se destinam. Portanto, foram escolhidas as equações de Engelund-Hansen (1966), Brownlie (1981), e um dos métodos adotados pelo Instituto de Engenharia do México (apud Subsecretaria de Infraestructura Hidráulica – SIH-1981). Este último utiliza-se das equações de Manning, para a resistência ao escoamento líquido, de Meyer-Peter e Müller, para o transporte sólido e a de Gluskov para a definição da largura. A equação de Gluskov foi integrada também às equações de Brownlie.

Engelund-Hansen(1966):

$$V = 10{,}97 \cdot R_h^{\frac{5}{4}} \cdot i^{\frac{9}{8}} \cdot d^{\frac{-3}{4}} \qquad \textbf{1.44}$$

$$B = 0{,}786 \cdot Q^{0{,}525} \cdot d^{-0{,}316} \qquad \textbf{1.45}$$

$$Q_s = 0{,}1 \cdot P \cdot f_d^{-1} \cdot \left[\left(\gamma' \frac{s}{\gamma}\right) \cdot d^3\right]^{0{,}5} \cdot \left\{R_h \cdot \frac{i}{\left[\left(\gamma' \frac{s}{\gamma}\right) \cdot d\right]}\right\}^{0{,}25} \qquad \textbf{1.46}$$

onde:

f_d fator de resistência ao escoamento de Darcy-Weissbach;

$\gamma' s/\gamma$ peso específico submerso do sedimento ($\cong$ 1,65);

Q_s vazão sólida total.

08667 MIOLO.indd 99 23/10/12 17:21

Destas chegam-se às seguintes simplificações:

$$A = 0{,}0849 \cdot Q^{0{,}842} \cdot d^{-0{,}106} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q}\right)^{-0{,}286} \quad \textbf{1.47}$$

$$R_h = 0{,}108 \cdot Q^{0{,}317} \cdot d^{0{,}210} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q}\right)^{-0{,}286} \quad \textbf{1.48}$$

$$i = 12{,}8 \cdot Q^{-0{,}212} \cdot d^{0{,}527} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q}\right)^{0{,}571} \quad \textbf{1.49}$$

Brownlie (1981):

$$\left(\frac{Q_s}{Q}\right) = 0{,}0090 \left\{ \frac{(V - V_{cr})}{\left[\left(\gamma' \frac{s}{\gamma}\right) \cdot g \cdot d\right]^{0{,}5}} \right\}^{1{,}98} \cdot i^{0{,}66} \cdot \left(\frac{R_h}{d}\right)^{-0{,}33} \quad \textbf{1.50}$$

$$V \cdot \frac{R_h}{\left(g \cdot d^3\right)^{0{,}5}} = 4{,}57 \cdot \left(\frac{R_h}{d}\right)^{1{,}529} \cdot i^{0{,}389} \quad \textbf{1.51}$$

onde:

g valor da aceleração da gravidade.

Estas equações podem ser simplificadas, tendo-se em consideração que de um modo geral $V >> V_{cr}$. Juntamente com a equação de Gluskov (apud SIH - 1981) tem-se o seguinte conjunto de equações:

Gluskov (1981):

$$B = 13{,}9 \cdot h^{1{,}43} \quad \textbf{1.52}$$

$$A = 0{,}0788 \cdot Q^{0{,}880} \cdot d^{-0{,}146} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q}\right)^{-0{,}238} \quad \textbf{1.53}$$

$$R_h = 0{,}119 \cdot Q^{0{,}362} \cdot d^{-0{,}060} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q}\right)^{-0{,}098} \quad \textbf{1.54}$$

$$i = 13{,}8 \cdot Q^{-0{,}180} \cdot d^{0{,}531} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q}\right)^{0{,}749} \quad \textbf{1.55}$$

Instituto de Engenharia do México (I.E.M.): Um dos métodos recomendados por esta instituição, para qualquer situação de transporte sólido, utiliza as equações de Manning, de Meyer-Peter e Müller e de Gluskov, conforme já foi explicado. Portanto, tem-se:

08667 MIOLO.indd 100 23/10/12 17:21

$$V = R_h^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{i^{\frac{1}{2}}}{n} \quad \textbf{1.56}$$

$$Q_s = 8 \cdot P \cdot \left[\left(\gamma' \frac{s}{\gamma} \right) \cdot d^3 \right]^{0,5} \cdot \left\{ \left(\frac{n'}{n} \right) \cdot R_h \cdot \frac{i}{\left[\left(\gamma' \frac{s}{\gamma} \right) \cdot d \right]} \right\}^{1,5} \quad \textbf{1.57}$$

A equação de Meyer-Peter e Müller já se encontra na forma simplificada, a exemplo do que foi feito com a equação de Brownlie, uma vez que, para as condições normais de transporte sólido, a tensão de cisalhamento é bastante superior à condição crítica de início de movimento. Também nesta equação, *n'* é o fator de atrito do sedimento determinado por:

$$n' = \frac{d^{\frac{1}{6}}}{26} \quad \textbf{1.58}$$

Rearranjando estas equações chega-se a:

$$B = 13,9 \cdot h^{1,43} \quad \textbf{1.59}$$

$$A = 2,05 \cdot n^{0,765} \cdot Q^{0,765} \cdot d^{0,064} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q} \right)^{-0,391} \quad \textbf{1.60}$$

$$R_h = 0,455 \cdot n^{0,315} \cdot Q^{0,315} \cdot d^{0,026} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q} \right)^{-0,161} \quad \textbf{1.61}$$

$$i = 0,57 \cdot n^{0,051} \cdot Q^{0,051} \cdot d^{-0,162} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q} \right)^{0,975} \quad \textbf{1.62}$$

1.3.5 Seções Estáveis e Fatores que Afetam o seu Equilíbrio

Seções Morfologicamente Estáveis

Existem inúmeras outras equações baseadas na Teoria do Regime ou em equações da capacidade de transporte sólido. Foram selecionadas somente as seis precedentes apenas com a finalidade de proceder a uma análise das grandezas características envolvidas. Convém também ressaltar que as equações da Teoria do Regime foram desenvolvidas para canais com transporte sólido discreto, ao contrário das equações de transporte sólido. Para poder confrontar estas duas famílias de equações, deve-se considerar que sejam atendidas as condições da faixa comum de aplicação de todas as equações, ou seja, a concentração limite para as equações da Teoria do Regime, da ordem de 500 ppm.

A título de exercício, portanto, pode-se fazer as comparações destas equações em termos das variações das declividades, profundidades (ou raios hidráulicos), larguras e velocidades médias para as condições de equilíbrio, tomando como variável a vazão modeladora, conforme se apresentam nos gráficos das **Figura 1.39** a **Figura 1.42**. Foi considerado, para efeito de comparação, que se trata de leito aluvionar com areia média, e no método preconizado pelo I.E.M., considerou-se o coeficiente de Manning constante igual a 0,03. Estes gráficos dão condições, numa primeira aproximação, de verificar se uma determinada seção

08667 MIOLO.indd 101 23/10/12 17:21

está dentro de uma faixa que se possa considerar de equilíbrio, ou em caso contrário, qual a variação que se pode esperar. Em outras palavras, caso as grandezas envolvidas estejam fora da faixa apresentada por estas curvas, haverá uma tendência de alterações para que a morfologia recupere o estado de equilíbrio. Evidentemente, nas aplicações de problemas reais, é necessário fazer uma verificação da adequabilidade destas equações, ou da necessidade de utilização de outras, face às características específicas de cada caso.

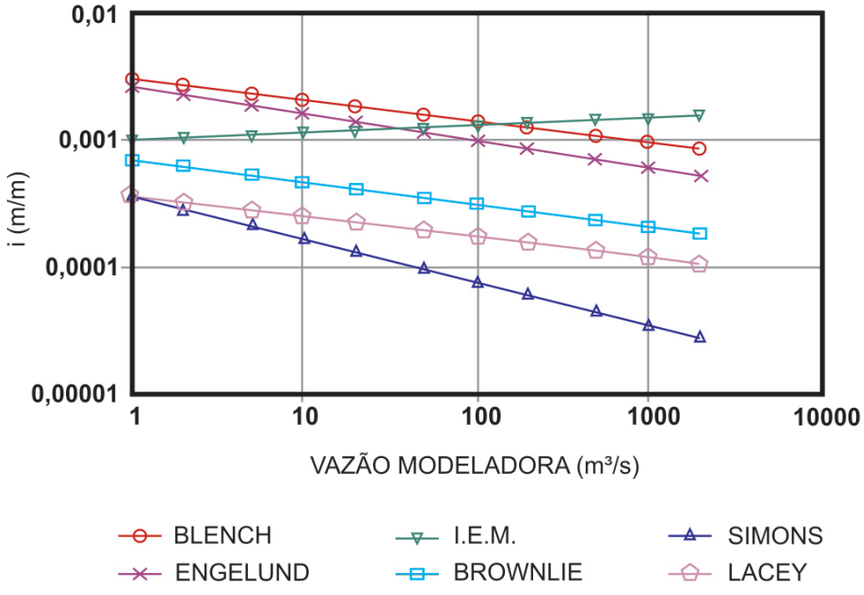


Figura 1.39 - Variação de declividades

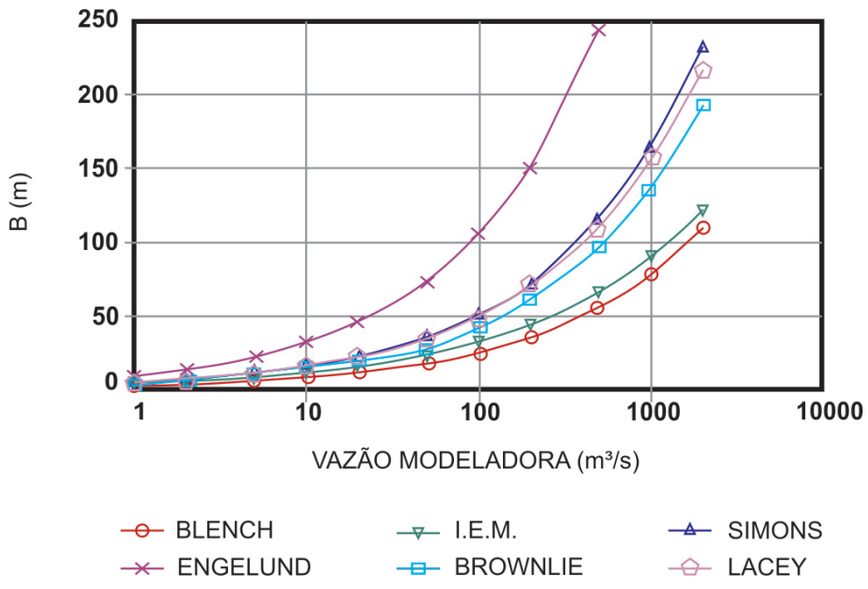


Figura 1.40 - Variação da largura

08667 MIOLO.indd 102 23/10/12 17:21

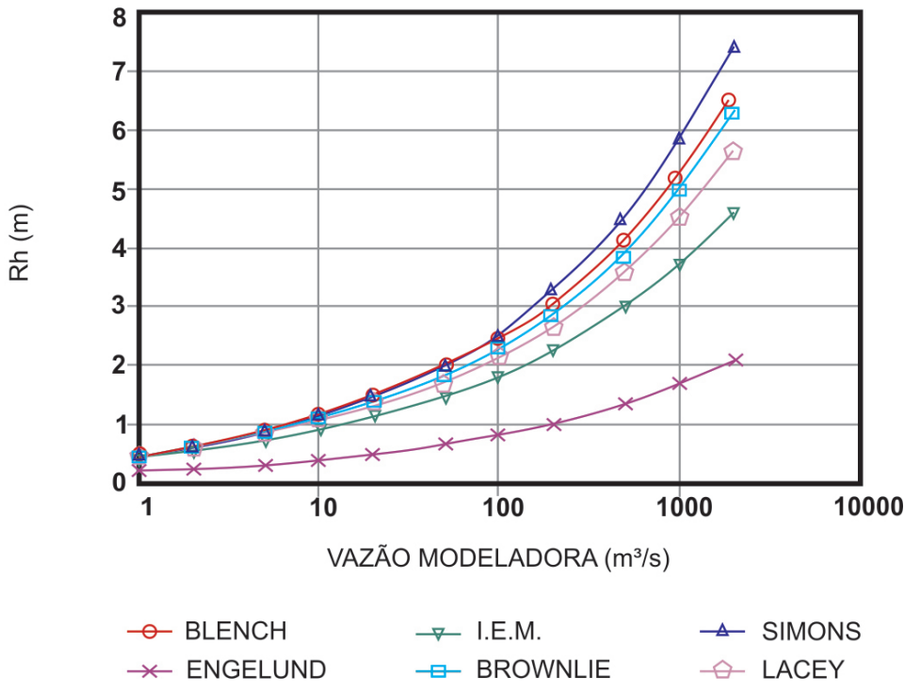


Figura 1.41 - Variação do raio hidráulico

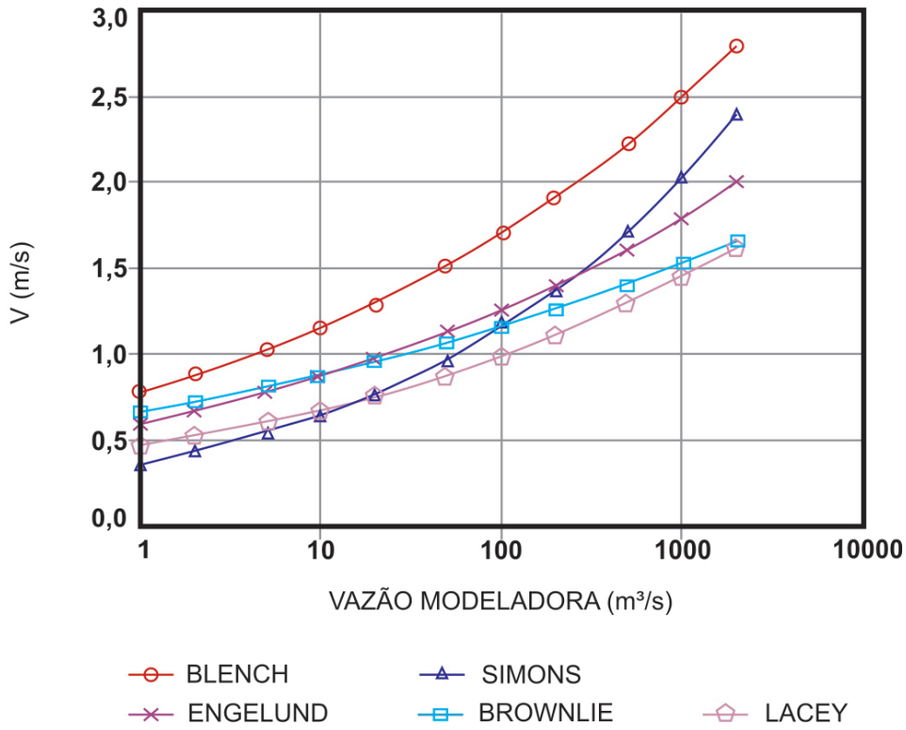


Figura 1.42 - Variação da velocidade

08667 MIOLO.indd 103 23/10/12 17:21

Principais Intervenções que podem afetar o Equilíbrio Fluvial

As ações antrópicas que afetam o equilíbrio de um rio podem ser resultado de uma intervenção direta, pontual ou ao longo de um trecho mais extenso, ou por intervenções indiretas, fruto de alterações na bacia. A seguir serão apresentadas as principais possibilidades de ações de instabilização, com correspondentes exemplos de formas de intervenções. Eventuais exemplos não citados poderão ser explicados por algumas das possibilidades apresentadas.

Um tipo de ação muito comum é a que altera a declividade natural de um rio, quer pela retificação do traçado ou pela construção de soleira ou barragens. A primeira aumentando a declividade e a segunda diminuindo-a. Ao alterar-se esta grandeza independente (a declividade), as demais responderão com intensidade correspondente ao estabelecido pelas equações que regem o equilíbrio, conforme será visto mais adiante. Neste caso a razão entre as declividades original (*2*) e modificada (*1*) será representada da forma:

$$\frac{i_1}{i_2} = \lambda i \qquad \textbf{1.63}$$

em que λi será inferior à unidade nos casos de aumento de declividade e superior à unidade no caso contrário.

Os diques longitudinais ou a constrição de seções, em passagens de ponte, por exemplo, bem como as bifurcações em canais de alívio, ou alargamento de seções para comportar vazões de enchente, introduzem uma alteração da vazão específica modeladora, aumentando-a nos primeiros casos ou reduzindo-a nos últimos. A representação da razão entre as vazões específicas, a exemplo da anterior, será feita da forma:

$$\frac{q_1}{q_2} = \lambda q \qquad \textbf{1.64}$$

Neste caso será inferior à unidade nos casos de contrição de seção e superior à unidade no caso contrário.

As atividades de extração de areia têm o mesmo efeito do que ocorre a jusante de barragens. A retirada ou retenção de areia produz um déficit no transporte sólido natural do rio. Já as ações ocorrentes na bacia quer de desmatamentos, aproveitamentos agrícolas mal conduzidos, movimentos de terra de obras públicas ou de extração mineral, ocupação urbana desordenada, entre outras que poderiam ser citadas, produzem um efeito contrário, dando um acréscimo do aporte sólido em relação do que seria o natural e para o qual o rio está modelado. Como nos casos anteriores, representa-se esta redução, ou acréscimo, do transporte sólido através de:

$$\frac{q_{s1}}{q_{s2}} = \lambda q_s \qquad \textbf{1.65}$$

Novamente, aqui, λq_s será inferior à unidade nos casos de redução do transporte sólido e superior à unidade no caso acréscimo de contribuição.

Estudo Qualitativo do Grau de Instabilidade de Seções

Para uma avaliação bastante simplificada das respostas, pode-se fazer uso das equações de transporte sólido, como, por exemplo, os três últimos conjuntos de equações apresentadas anteriormente (Enge-

08667 MIOLO.indd 104 23/10/12 17:21

lund-Hansen, Brownlie e do I.E.M.). As equações da Teoria do Regime, embora sejam úteis na avaliação da geometria de equilíbrio, são muito pobres para este tipo de estimativa.

Partindo destas considerações, preparou-se, a título de exemplo, a análise do primeiro caso típico apresentado no item anterior. As variáveis independentes do problema são a declividade da linha de energia (i), a vazão líquida (Q) e a vazão sólida (Q_s - em termos de suprimento e não de capacidade de transporte). Para este caso específico a única mudança que se tem é na declividade. Como hipótese simplificadora admitiu-se invariáveis a granulometria e a largura do canal, em todos os casos analisados, ou seja:

$$\lambda d = \lambda B = 1 \qquad \textbf{1.66}$$

O fato de admitir a granulometria constante não afeta o resultado das conclusões, pois nos processos de transformações morfológicas de um rio, a variação granulométrica não é tão sensível, a menos que haja um significativo processo de encouraçamento do leito. Na hipótese assumida de que largura deva ser constante, admite-se implicitamente que as margens são formadas por materiais consideravelmente mais resistentes que o leito, e, portanto, estáveis. Em contrapartida, a inclusão destas variáveis nas análises implicariam num nível de detalhamento e representação matemática muito elaborados, fugindo aos propósitos deste texto.

As escalas de variação que são apresentadas a seguir estão acompanhadas de gráficos de variação, tanto na **Figura 1.43** quanto na **Figura 1.45**. Para oferecer uma melhor visualização gráfica representaram-se somente as variações de escala $\lambda > 1$, o que representa uma redução da grandeza analisada. Para o caso contrário, basta apenas fazer a inversão do valor encontrado.

Admitindo que a variação da declividade seja representada por um fator $\lambda_i = \lambda$, então resultam os seguintes fatores de conversão segundo cada equação considerada:

Equações de Engelund-Hansen:

$$\lambda Q_s = \lambda C = \lambda^{1,75} \qquad \textbf{1.67}$$

$$\lambda R_h = \lambda^{-0,500} \qquad \textbf{1.68}$$

$$\lambda V = \lambda^{-0,500} \qquad \textbf{1.69}$$

onde:

λQ_s escala de variação da Capacidade de transporte sólido (não do suprimento da bacia);

λC escala de variação da correspondente concentração;

λR_h escala de variação do raio hidráulico;

λV escala de variação da velocidade média na seção.

Equações de Brownlie:

$$\lambda Q_s = \lambda C = \lambda^{1,34} \qquad \textbf{1.70}$$

$$\lambda R_h = \lambda^{-0,131} \qquad \textbf{1.71}$$

$$\lambda V = \lambda^{0,131} \qquad \textbf{1.72}$$

08667 MIOLO.indd 105 23/10/12 17:21

Equações do Instituto de Engenharia do México:

$$\lambda Q_s = \lambda C = \lambda^{0,090} \quad \textbf{1.73}$$

$$\lambda R_h = \lambda^{-0,206} \quad \textbf{1.74}$$

$$\lambda V = \lambda^{0,206} \quad \textbf{1.75}$$

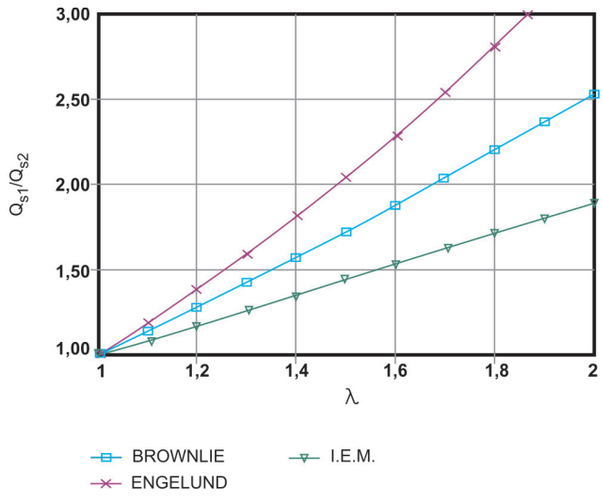


Figura 1.43 - Variação da vazão sólida

Efeitos Secundários e Compensações Naturais

Além destes casos típicos gerais existem efeitos secundários, que podem ser tratados especificamente, se o caso assim o requerer. Como exemplos podem-se citar as captações importantes em pequenos rios, ou o seu caso contrário, que seriam as transposições de bacias. Em ambas as situações o regime de escoamento do rio pode ser afetado, dependendo das magnitudes das vazões desviadas.

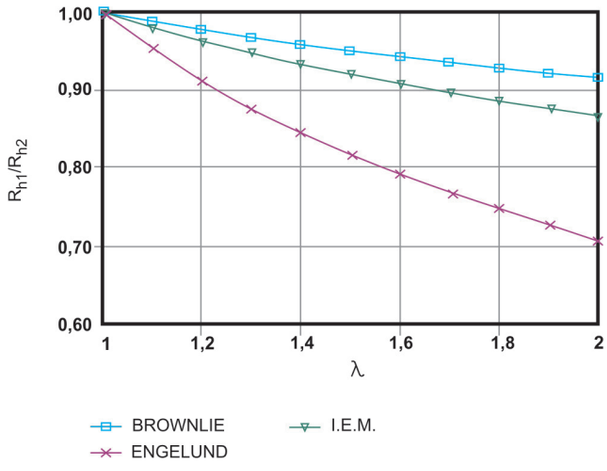


Figura 1.44 - Variação do raio hidráulico

08667 MIOLO.indd 106 23/10/12 17:21

Também há situações de alteração da ocupação da bacia que podem ter o seu comportamento modificado com o passar do tempo e, nestes casos, deve-se fazer uma avaliação de cenário futuro. Como exemplo, pode-se citar a consolidação de áreas urbanas. Na sua fase inicial, de uma maneira geral, há um acréscimo significativo do aporte sólido, proveniente da erosão do solo exposto dos movimentos de terra, juntamente com um acréscimo da vazão modeladora. Nos estágios mais avançados de ocupação há uma tendência ainda de acréscimo da vazão modeladora, devido ao aumento das áreas impermeabilizadas, porém com um decréscimo do aporte sólido, devido à consolidação das urbanizações. Efeito semelhante pode ocorrer nas áreas rurais em processo de recuperação.

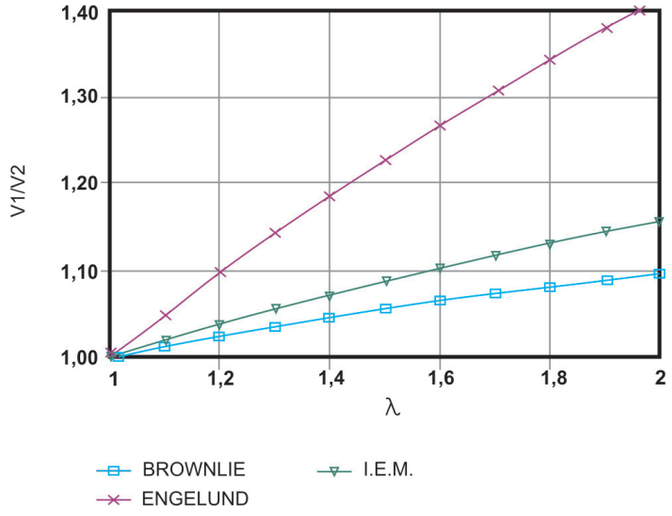


Figura 1.45 - Variação da velocidade

Um outro aspecto que não foi considerado, devido à complexidade de tratamento e, portanto, à necessidade de um número maior de informações diz respeito ao efeito de encouraçamento de leito, ou seja, a segregação de sedimentos formando uma carapaça de material mais grosseiro na superfície do leito. Este fenômeno acarreta uma redução dos níveis de erosão. No seu caso oposto, a tendência ao anastomoseamento de rios com processo intenso de sedimentação, produz o alargamento de seção e redução das profundidades. Particularmente no caso do encouraçamento, as previsões de erosão desconsiderando este efeito acabam por dar resultados conservativos.

1.3.6 Dimensionamento de Galerias e Tubos Não Assoreáveis

Condição de Início de Transporte de Sedimentos

Um critério prático e de uso bastante disseminado para o dimensionamento de canalizações auto-limpantes, consiste na utilização da velocidade crítica para o transporte de sedimentos. Existem alguns métodos, como o de Hjulström (apud ASCE-Vanoni-1977), que relaciona a velocidade crítica com o diâmetro característico do sedimento, cujos valores médios de ajuste da curva original podem ser expressos de forma aproximada pelas seguintes equações:

08667 MIOLO.indd 107 23/10/12 17:21

$$V_c = 0{,}0473 \cdot d^{-0{,}565} \quad \text{para } 0{,}001 < d < 0{,}1 \qquad \textbf{1.76}$$

$$V_c = 0{,}197 \quad \text{para } 0{,}1 < d < 1{,}0 \qquad \textbf{1.77}$$

$$V_c = 0{,}265 \cdot d^{0{,}591} \quad \text{para } 1{,}0 < d < 80 \qquad \textbf{1.78}$$

onde:

d diâmetro (mm);

V_c velocidade crítica (m/s).

O efeito de coesão, embora seja função específica das propriedades geológicas de cada tipo de sedimento (além de outros fatores), pode ser visto a partir da **Equação 1.76** para sedimentos finos, em que a velocidade crítica aumenta com a redução do diâmetro. A **Equação 1.78**, para sedimentos mais grosseiros, assemelha-se muito à equação apresentada por Novak e Nalluri (1984), para fundos móveis:

$$V_c = 0{,}20 \cdot (S-1)^{0{,}50} \cdot d^{0{,}38} \qquad \textbf{1.79}$$

ou, considerando o peso específico do sedimento relativo ao da água S igual a 2,65 , resulta a seguinte expressão:

$$V_c = 0{,}257 \cdot d^{0{,}38} \qquad \textbf{1.80}$$

Portanto, a partir deste critério, se a canalização for dimensionada para velocidade média superior à correspondente condição crítica, então haverá uma tendência à erosão do leito e isto faz com que o canal seja autodragável.

Apesar de prático, este critério para ser fisicamente consistente deve estar associado à profundidade de escoamento. A curva de Hjulström, por exemplo, foi elaborada a partir de dados experimentais de escoamentos com profundidades de até 1,0 m, porém não está explicitamente referida à profundidade correspondente. Assim sendo, é mais correta a utilização de critérios que considerem a tensão crítica de início de movimento. Neste caso, destaca-se um método de uso bastante consagrado que é o critério de Shields. Admitindo-se que o peso específico do sedimento seja de 2 650 kgf/m^3, resultam as seguintes equações:

$$\tau_c = 0{,}0157 \quad \text{para } d \leq 0{,}16 \qquad \textbf{1.81}$$

$$\tau_c = 0{,}0292 \cdot d^{0{,}36} \quad \text{para } 0{,}16 < d \leq 0{,}40 \qquad \textbf{1.82}$$

$$\tau_c = 0{,}0478 \cdot d^{0{,}90} \quad \text{para } 0{,}40 < d \leq 0{,}80 \qquad \textbf{1.83}$$

$$\tau_c = 0{,}0547 \cdot d^{1{,}29} \quad \text{para } 0{,}80 < d \leq 6{,}0 \qquad \textbf{1.84}$$

$$\tau_c = 0{,}0908 \cdot d \quad \text{para } 6{,}0 < d \qquad \textbf{1.85}$$

O diâmetro d é expresso em mm e a tensão crítica de início de movimento τ_c está em kgf/m^2. Por razões práticas, os limites de validade destas equações foram aproximados, resultando com isto alguma imprecisão nos extremos, porém perfeitamente negligenciável.

Aqui, novamente, se a canalização for dimensionada tendo uma tensão de cisalhamento superior à correspondente condição crítica, haverá uma tendência à erosão do leito. Como no critério anterior, isto faz com que o canal seja autodragável.

08667 MIOLO.indd 108 23/10/12 17:21

Estudo da Condição Crítica em Fundo Fixo

As equações vistas anteriormente foram desenvolvidas para canais de fundo móvel. No caso tubos de drenagem e galerias em fundo fixo há um comportamento diferente, quer pelas condições hidráulicas de escoamento serem substancialmente distintas, como pelo próprio grau de vinculação dos sedimentos neste tipo de piso.

Estudos realizados por Novak e Nalluri (1984), demonstram que as condições de início de movimento são significativamente inferiores às encontradas para fundo móvel. Seus experimentos foram efetuados em tubos lisos de PVC, persplex circulares e canal de vidro retangular. Os sedimentos ensaiados eram constituídos por areias e seixos naturais, com granulometria variando entre 0,6 mm e 50 mm, e materiais sintéticos com dimensões dentro desta mesma ordem de grandeza.

Como resultado final chegaram à seguinte equação em termos da velocidade crítica:

$$V_c = 0{,}48 \cdot (S-1)^{0{,}50} \cdot d^{0{,}16} \qquad \text{para canais circulares} \qquad \textbf{1.86}$$

$$V_c = 0{,}89 \cdot (S-1)^{0{,}50} \cdot d^{0{,}24} \qquad \text{para canais retangulares} \qquad \textbf{1.87}$$

Considerando o caso de sedimentos naturais em que a densidade S é igual a 2,65, resultam:

$$V_c = 0{,}617 \cdot d^{0{,}16} \qquad \text{para canais circulares} \qquad \textbf{1.88}$$

$$V_c = 1{,}143 \cdot d^{0{,}24} \qquad \text{para canais retangulares} \qquad \textbf{1.89}$$

o diâmetro d em todas as equações está em m.

Em termos da tensão de cisalhamento foi proposta uma equação geral do tipo:

$$\tau_c = K \cdot (S-1) \cdot d^{0{,}40} \qquad \textbf{1.90}$$

onde:

K constante de ajuste, determinada para canais circulares e retangulares.

Admitindo-se o valor de S igual a 2,65, têm-se as seguintes equações:

$$\tau_c = 0{,}277 \cdot d^{0{,}40} \qquad (\text{kgf/m}^2) \qquad \text{para canais circulares} \qquad \textbf{1.91}$$

$$\tau_c = 0{,}347 \cdot d^{0{,}40} \qquad (\text{kgf/m}^2) \qquad \text{para canais retangulares} \qquad \textbf{1.92}$$

Presença de Materiais Coesivos

Conforme já foi visto, a presença de material coesivo aumenta significativamente a velocidade ou a tensão de cisalhamento críticas para o início de transporte sólido. Experimentos realizados por Nalluri et alli (1989), apresentam alguns resultados interessantes a respeito. Estes experimentos foram realizados com "laponita", um material sintético constituído por SiO2 (59,5% em peso), MgO (27,3%), LiO (0,8%), Na2O (3,8%) e H2O intersticial (8,1%), em condutos circulares de PVC de 150 mm e 300 mm. Esta argila, preparada em forma de gel, numa concentração de 24 g/l foi misturada em diferentes proporções à areia com diâmetro médio de 0,36 mm.

Nos experimentos os autores verificaram um acréscimo substancial da tensão crítica de início de movimento com o aumento da proporção do material argiloso, atingindo um ponto de máximo para voltar a decrescer novamente, como pode ser visto na **Tabela 1.10** a seguir. Evidentemente, trata-se do estudo de um caso particular e sabe-se que o comportamento dos materiais coesivos depende de características próprias de cada argila. Porém, há um mérito didático importante neste trabalho de apontar o quanto a composição do material coesivo pode afetar as características de início de transporte sólido, ressaltando o cuidado que se deve ter no dimensionamento de canalizações quanto a estes aspectos.

Tabela 1.10 - Efeito da presença de material coesivo na condição crítica de início de movimento.

Proporção de argila (%)	Densidade do depósito (kgf/m³)	Tensão crítica τ_c (kgf/m²)
0	1618	0,0296
20	1907	0,184 a 0,257
25	1848	0,438 a 0,664
30	1814	0,628 a 0,689
35	1797	0,792 a 0,944
40	1781	1,076 a 1,101
60	1345	0,566 a 0,568

08667 MIOLO.indd 110 24/10/12 09:45

1.4 MEDIDAS ESTRUTURAIS DE CONTROLE NA FONTE

1.4.1 Critérios de escolha das obras de redução e controle

A escolha dos tipos de técnicas de medidas de controle na fonte a serem adotadas em uma bacia ou sub-bacia é dependente de fatores urbanísticos, sociais, econômicos e ambientais. Estas podem ser utilizadas em diversas situações, no entanto, devem levar em consideração algumas características da bacia estudada para que suas potencialidades sejam efetivas.

Dentre os fatores que condicionam as medidas de controle na fonte podem ser citados:

• Área de drenagem

Normalmente utilizada como parâmetro para o cálculo hidrológico e hidráulico das obras na bacia, sendo a área que contribui para o local de controle e que deve ser estimada através da determinação do divisor de águas.

• Capacidade de infiltração do solo

Característica utilizada para o dimensionamento de dispositivos de infiltração, podendo viabilizar ou inviabilizar a sua aplicação. Por exemplo, em solos argilosos, a capacidade de infiltração é reduzida quando em comparação a capacidade de infiltração dos solos arenosos.

• Nível do lençol freático

O nível elevado do lençol freático pode reduzir a capacidade de infiltração no solo, acarretando as mesmas restrições citadas para a capacidade de infiltração.

• Declividade do terreno

A declividade determina a condição de escolha das estruturas, podendo inviabilizar estruturas de infiltração, terrenos de elevada declividade produzem escoamento com alta velocidade.

• Disponibilidade de área

Conforme a disponibilidade de área pode-se optar, segundo o tamanho e a disposição, pelos dispositivos mais adequados. Em áreas menores, é aconselhado dispersar os dispositivos.

• Instalações subterrâneas

A presença de instalações subterrâneas pode inviabilizar certos tipos de dispositivo. Isto ocorre pela interferência na infiltração, disposição de espaço e incorre na possibilidade de contaminação no caso de rede de água potável.

• Poluição por esgoto

A poluição proveniente do sistema de coleta separador de esgoto e águas pluviais, por via de

08667 MIOLO.indd 111 23/10/12 17:21

descargas irregulares acaba despejando poluentes no sistema de águas pluviais. Deve ser considerado para que sejam utilizados dispositivos que possam melhorar as condições de qualidade do efluente.

• Sedimentos

Assim como ocorre com a afluência de poluentes, alguns dispositivos não operam bem com um aporte de sedimentos, como é o caso das bacias de retenção e detenção. Portanto, os projetos devem constar de dispositivos que sejam operados facilmente, não necessitando de limpeza e manutenção tão constantes.

• Sistema viário adjacente e intensidade de tráfego

O sistema viário adiciona restrições na instalação de canais e galerias. A instalação de dispositivos de infiltração também é restringida pela dimensão das vias.

• Poluição difusa

A poluição difusa é gerada pelo escoamento superficial, em áreas urbanas e rurais, proveniente da deposição de poluentes, de maneira esparsa, sobre a área contribuinte da bacia hidrográfica. Elas aderem aos corpos d'água ao longo de sua extensão.

De acordo com Baptista et al. (2005)[1], o processo de escolha e de concepção de sistemas pluviais com medidas de controle na fonte pode se dar em duas etapas: a de eliminação e a de decisão ou escolha, propriamente dita. A fase de eliminação baseia-se na análise de suas características físicas e de suas implicações para a área de implantação. Os critérios de análise são fundados essencialmente no confronto entre a tipologia da técnica, seus princípios de funcionamento, de armazenamento e de esvaziamento e em requisitos e restrições de uso.

Diversos são os fatores que condicionam a viabilidade das diferentes medidas. Com base nas experiências norte-americana (Schueler, 1987[2]) e francesa (Azzout et al., 1994[3]), podem ser apontados os seguintes fatores:

- Área da bacia de contribuição a ser controlada: dependente da natureza do dispositivo que pode ser projetado para o controle de pequenas ou grandes áreas;
- Capacidade de infiltração do solo: tem influência sobre o desempenho dos dispositivos de infiltração;
- Nível do lençol freático: o nível máximo do lençol freático deve ser de até 1 m abaixo do fundo do dispositivo de infiltração, proximidades maiores reduzem a capacidade de infiltração. Em reservatórios subterrâneos pode haver infiltração de água para o seu interior, exigindo bombeamento;
- Risco de contaminação de aquífero: ocorre devido à infiltração de águas superficiais poluídas;

1 Baptista, M.; Nascimento, N.; Barraud, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. 266 pág. Porto Alegre: ABRH. 2005.

2 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.

3 Azzout, Y.; Barraud, S.; CRES, F.N.; Alfakih, E.; Techniques Alternatives en Assainissement Pluvial : Choix, Conception, Réalisation et Entretien, LCPC, INSA Lyon, Certu, Agences de l'Eau, Lavoisier Technique et Documentation, Paris. ASCE,1969. Design and Construction of sanitary and storm sewers. New York, 1994.

08667 MIOLO.indd 112 23/10/12 17:21

- Fragilidade do solo à ação da água: possibilidade de desestruturação do solo em presença de água, o que restringe a implantação de dispositivos de infiltração. É o caso de solos argilosos ou com muitos finos;
- Permeabilidade do subsolo: limita o escoamento da água percolada nos dispositivos de infiltração;
- Declividade do terreno: altas declividades restringem a implantação de dispositivos de detenção e infiltração;
- Ausência de exutório: limita a utilização de dispositivos de detenção, pois estes exigem um local de destino para a descarga do volume armazenado. Isto pode ser dar pela inexistência de uma rede pluvial ou curso d´água nas proximidades ou devido a questões ambientais que podem impedir este tipo de despejo;
- Disponibilidade de área: restringe a implantação de dispositivos que necessitam espaços amplos;
- Presença de instalações subterrâneas: interferências com outras redes subterrâneas é limitante;
- Restrição de urbanização: áreas com alta densidade habitacional restringem a implantação de valas de inundação, enquanto a maioria dos pavimentos porosos não resiste ao tráfego intenso;
- Afluência poluída: as técnicas compensatórias, em sua maioria, não toleram afluências com altas concentrações de poluentes (esgotos ou carga difusa); nestes casos é recomendada a utilização de pré-tratamento;
- Afluência com alta taxa de sedimentos e lixo: igualmente à afluência poluída, as técnicas compensatórias não toleram afluências com altas concentrações de sedimentos e lixo, deve-se considerar manutenção como rotina;
- Risco sanitário por falha de operação: a manutenção periódica é essencial para contornar este tipo de risco;
- Risco sedimentológico por falha de operação: neste caso também é essencial que seja realizada manutenção periódica;
- Esforços e tráfego intensos: esforços e vibrações podem danificar a estruturas de bacias subterrâneas e condutos enterrados; dispositivos de infiltração sofrem degradação sob tráfego intenso;
- Flexibilidade de desenho: restringe a implantação de estruturas que exigem escoamento por gravidade, como é o caso do micro reservatório e bacias subterrâneas. Já os telhados reservatórios são limitados à configuração da edificação;
- Limites de altura ou profundidade da medida compensatória (MC): é dependente do tempo de residência desejado (MCs de infiltração) e da capacidade de infiltração do solo.

A **Tabela 1.11** sintetiza os fatores que orientam a análise das técnicas mais adequadas para o manejo de águas pluviais.

A **Tabela 1.12**, **Tabela 1.13** e **Tabela 1.14** apresentam as matrizes de aplicabilidade das medidas de controle na fonte desenvolvida por WOODS BALLARD et al. (2007).

08667 MIOLO.indd 113 24/10/12 09:39

Tabela 1.11 - Fatores condicionantes para a implantação e operação das técnicas compensatórias em drenagem urbana

Medidas de controle na fonte	Áreas Contribuintes Adequadas	Capacidade de Infiltração no Solo Adequadas (mmh^{-1})	Condições Solo-Aquífero				Condições de Localização					Condições Sanitárias e Sedimentológicas				Restrições Estruturais e de Desenho		
			Freático alto	Aquífero em risco	Solo frágil à água	Subsolo impermeável	Declividade alta	Ausência de exutório	Restrição de área disponível	Presença de instalações subterrâneas	Restrição de urbanização	Afluência poluída	Afluência com alta taxa de sedimentos e lixo	Risco sanitário por falha de operação	Risco sedimentológico por falha de operação	Esforço e tráfego intensos	Flexibilidade de desenho	Limite na altura da MC
Pavimento poroso	< 10 ha	7,0 a 200,0	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Trincheira de infiltração	< 6 ha	7,0 a 200,0	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Vala de infiltração	< 6 ha	7,0 a 200,0	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Poço de infiltração	< 6 ha	4,0 a 200,0	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Microrreservatório	< 2 ha	7,0 a 200,0 (*)	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Telhado reservatório	< 2 ha	N.A.	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Reservatório de detenção	> 2 ha	1,0 a 200,0 (**)	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Reservatório de retenção	> 6 ha	0,5 a 60,0	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Reservatório subterrâneo	< 8 ha	N.A.	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Condutos de armazenamento	< 4 ha	N.A.	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Faixa gramada	< 6 ha	1,0 a 200,0	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●

● = *viabilidade de implantação;* ● = *viabilidade dependente de condição específica;* ● = *inviável, a princípio*

(*) variante infiltrante (sem fundo); (**) variante bacia de infiltração

(Adaptado do Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba - PR)

08667 MIOLO.indd 114 23/10/12 17:21

Tabela 1.12 - Matriz de aplicabilidade em relação ao uso e ocupação do solo

Grupo	Técnica	Baixa Densidade	Residência	Ruas	Comércio	Indústria	Construção	Zonas Industriais em Reurbanização	Área Contaminada
Retenção	Reservatório de retenção	●	●	●[1]	●	●[2]	●[3]	●	●[2]
	Reservatório enterrado	●	●	●	●	●	●[3]	●	●
Alagados Construídos	Alagado raso	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Detenção em alagado	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Tanque/Alagado	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Alagado pequeno	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Alagado subsuperficial	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Alagado em canal	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
Infiltração	Trincheira de infiltração	●	●	●[1]	●[2]	●	●	●	●[4]
	Bacia de infiltração	●	●	●[1]	●[2]	●	●	●	●[4]
	Sumidouro	●	●	●[1]	●[2]	●	●	●	●[4]
Filtração	Filtro de areia superficial	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Filtro de areia subsuperficial	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Filtro de areia perimetral	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Biorretenção	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
	Trincheira de filtração	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●	●	●[2]
Detenção	Bacia de detenção	●	●	●[1]	●[2]	●[1,2]	●[3]	●	●[2]
Canais Abertos	Vala comum	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●[3]	●	●[2]
	Vala seca	●	●	●[1]	●[2]	●[2]	●[3]	●	●[2]
	Vala úmida	●	●	●[1]	●[2]	●[1]	●[3]	●	●[2]
Controle na Fonte	Telhado verde	●	●	●	●[2]	●	●	●	●
	Cisterna	●	●	●	●[2]	●	●	●	●
	Pavimento poroso	●	●	●	●[2]	●[1]	●	●	●[2]

● = *sim;* ● = *não ; [1] pode necessitar de mais um estágio de tratamento; [2] pode necessitar de mais dois estágios de tratamento; [3] pode necessitar de reabilitação após a contrução; [4] o projeto de inibir a movimentação dos contaminantes*

08667 MIOLO.indd 115 23/10/12 17:21

Tabela 1.13 - Matriz de aplicabilidade em relação às características locais

Grupo	Técnica	Solo		Área de drenagem		Prof. do lençol		Declividade		Carga hidráulica		Espaço disponível	
		Impermeável	Permeável	0 a 2 ha	>2 ha	0-1 m	>1 m	0 – 5 %	>5 %	0 – 1 m	1 – 2 m	Pouco	Muito
Retenção	Reservatório de retenção	●	●[1]	●	●[5]	●	●	●	●	●	●	●	●
	Reservatório enterrado	●	●	●	●[5]	●	●	●	●	●	●		●
Alagados Construídos	Alagado raso	●[2]	●[4]	●[4]	●[6]	●[2]	●[2]	●	●	●	●	●	●
	Detenção em alagado	●[2]	●[4]	●[4]	●[6]	●[2]	●[2]	●	●	●	●	●	●
	Tanque/Alagado	●[2]	●[4]	●[4]	●[6]	●[2]	●[2]	●	●	●	●	●	●
	Alagado pequeno	●[2]	●[4]	●[4]	●	●[2]	●[2]	●	●	●	●		●
	Alagado subsuperficial	●[2]	●[4]	●[4]	●[6]	●[2]	●[2]	●	●	●	●	●	●
	Alagado em canal	●[2]	●[4]	●[4]	●[6]	●[2]	●[2]	●	●	●	●	●	●
Infiltração	Trincheira de infiltração	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Bacia de infiltração	●	●	●	●[5]	●	●	●	●	●	●	●	●
	Sumidouro	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Filtração	Filtro de areia superficial	●	●	●	●[5]	●	●	●	●	●	●	●	●
	Filtro de areia subsuperficial	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Filtro de areia perimetral	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Biorretenção	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Trincheira de filtração	●	●[1]	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Detenção	Bacia de detenção	●	●[1]	●	●[5]	●	●	●	●	●	●	●	●
Canais Abertos	Vala comum	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●[3]	●	●
	Vala seca	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●[3]	●	●
	Vala úmida	●[2]	●[4]	●	●	●	●	●	●	●	●[3]	●	●
Controle na Fonte	Telhado verde	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Cisterna	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Pavimento poroso	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●

● = *sim;* ● = *não ;* [1] *com manta impermeável;* [2] *com provável vazão base;* [3] *a não ser que siga curvas de nível;* [4] *com manta impermeável a vazão base;* [5] *possível, mas não recomendado;* [6] *com desvio das vazões mais altas*

08667 MIOLO.indd 116 24/10/12 10:49

08667 MIOLO.indd 117

Tabela 1.14 - Matriz de aplicabilidade em relação à quantidade e qualidade

Grupo	Técnica	Qualidade					Quantidade			
		Sólidos Totais	Metais	Nutrientes	Bactérias	Sedimentos finos e poluentes	Redução de volume	Período de retorno adequado		
								1 – 2 anos	25 anos	100 anos
Retenção	Reservatório de retenção	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Reservatório enterrado	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Alagados Construídos	Alagado raso	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Detenção em alagado	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Tanque/Alagado	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Alagado pequeno	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Alagado subsuperficial	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Alagado em canal	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Infiltração	Trincheira de infiltração	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Bacia de infiltração	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Sumidouro	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Filtração	Filtro de areia superficial	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Filtro de areia subsuperficial	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Filtro de areia perimetral	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Biorretenção	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Trincheira de filtração	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Detenção	Bacia de detenção	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Canais Abertos	Vala comum	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Vala seca	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Vala úmida	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Controle na Fonte	Telhado verde	-	-	-	-	●	●	●	●	●
	Cisterna	●	●	●	●	-	●	●	●	●
	Pavimento poroso	●	●	●	●	●	●	●	●	●

● = alto; ● = médio; ● = baixo

23/10/12 17:21

1.4.2 Pré-dimensionamento das Medidas de Controle

Medidas de controle são aquelas construídas para reduzir o volume e/ou remover os poluentes do escoamento. São medidas estruturais a construção de bacias de detenção, 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.

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 o uso de áreas já ocupadas, medidas não estruturais, como as relativas à melhoria dos serviços de limpeza, são fundamentais para a diminuição da carga poluidora.

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.

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, a minimização dos impactos do lançamento da drenagem urbana no corpo receptor, o estabelecimento de uma relação custo/benefício aceitável, a seleção de alternativas que apresentem necessidades futuras de operação e manutenção viáveis a longo prazo e, sempre que possível, a associação a soluções com usos múltiplos, como áreas de recreação, parques e recursos paisagísticos.

Bacia de detenção

(O pré-dimensionamento das bacias de detenção, para aplicação como medida de controle, segue os mesmos critérios de dimensionamento de reservatórios de detenção e de retenção).

Técnicas de compensação linear

As técnicas de compensação linear têm como objetivo aumentar a capacidade de armazenamento do sistema de drenagem, o que promove a redução nas vazões de pico e aumenta o tempo de concentração da bacia. Assim sendo, o reservatório linear funciona como um reservatório "in line", mas com o seu volume sendo armazenado ao longo das galerias e canais.

Para o pré-dimensionamento desta técnica é necessário que sejam obedecidos os critérios e restrições de vazão impostos pelo projeto, para uma precipitação de tempo de retorno predeterminado.

Assim, como para as bacias de detenção, deve ser calculado o volume a ser reservado, para que as restrições não sejam excedidas.

Uma vez determinado o volume, é necessário distribuí-lo ao longo dos canais e galerias, aumentando as dimensões das seções e introduzindo seções de controle de vazão, para que seja possível utilizar todo o volume dos condutos no amortecimento das ondas de cheia.

As estruturas de restrição deverão ser dimensionadas de tal forma que permitam a passagem das vazões básicas livremente e passem a atuar somente quando o sistema for solicitado por uma tormenta de

08667 MIOLO.indd 118 23/10/12 17:21

projeto determinada, atuando como uma forma de represa até que seja atingido o nível da crista do dispositivo, que eventualmente, para vazões maiores que as de projeto, possa verter o excedente para a seção de jusante, sem comprometer e colocar em carga o escoamento.

Trincheiras de infiltração e detenção

É necessário avaliar quais as condições e possíveis impactos dos eventos extremos nas estruturas de infiltração e detenção. Para tanto, o dimensionamento de trincheiras de infiltração e detenção necessita a escolha do risco hidrológico de projeto, definido pelo tempo de retorno.

Para este tempo de retorno são então estudadas as condições de funcionamento dos dispositivos, podendo simular os eventos de projeto e possibilitando verificar se os dispositivos terão capacidade de suportar a solicitação.

Segundo Baptista M., Nascimento N. Sylvie B. (2005), as dimensões iniciais nem sempre são pré-estabelecidas. Portanto, no caso de restrição de espaço disponível, como no caso de São Paulo, as dimensões das trincheiras ficam restritas aos espaços ainda disponíveis.

As dimensões básicas da trincheira são seu comprimento longitudinal, profundidade e largura. Cada uma delas é determinada de acordo com a natureza dos dispositivos. No caso da profundidade, os valores dos ensaios de capacidade de infiltração são aqueles utilizados para o dimensionamento. Já para a largura, as dimensões dependem da área disponível. Caso haja espaço suficiente, o dimensionamento também deve levar em consideração a possibilidade de colmatação da trincheira, e, portanto, fazendo com os valores da relação profundidade/largura, uma relação básica que ajuda no dimensionamento, sejam reduzidos.

Este dispositivo é normalmente posicionado em pontos baixos e segue longitudinalmente o terreno no sentido de menor declividade.

A trincheira de infiltração tem como objeto fazer com que parte do escoamento superficial infiltre no solo, assim sendo, determinar as vazões de descarga do dispositivo é fundamental.

As vazões são influenciadas pela capacidade de absorção do material com o qual são projetadas as trincheiras, dependendo da condutividade hidráulica e da saturação do material. O cálculo da vazão vem demonstrado pela seguinte equação:

$$Q = \alpha \cdot q_{as} \cdot A_{\text{inf}} \qquad \textbf{1.93}$$

onde:

A_{inf} – Superfície contribuinte

q_{as} – Capacidade de absorção por unidade de superfície

α – Coeficiente de segurança devido à colmatação

O fator de segurança α é aplicado devido à redução da permeabilidade, o que acaba reduzindo a capacidade de infiltração do dispositivo.

A vazão de projeto deve considerar também as restrições de descarga a jusante, que é um fator limitado por restrições impostas pelas autoridades ou pela própria capacidade hidráulica no exutório da bacia, seja por fatores naturais ou por uma vazão de restrição a jusante destinada à proteção da região.

O custo de implantação varia consideravelmente, dependendo do material e das dimensões da trincheira. Uma aproximação dos valores é fornecida por Baptista M., Nascimento N. Sylvie B. (2005), que indica R$ 68/m³ (valores de janeiro de 2000), como o valor estimado para as obras, em razão do volume necessário na construção do dispositivo, recomendando-se a atualização deste valor indicado com a ajuda de indicadores da construção civil para a projeção atual dos custos.

08667 MIOLO.indd 119 23/10/12 17:21

Além deste valor, uma estimativa também pode ser realizada com o auxílio de:

$$Lv = (PT)^{0,4} \qquad \textbf{1.94}$$

onde:

Lv – Longevidade (anos)

P – Permeabilidade (mm/h)

T – Fator de longevidade (assume-se T= 20 anos)

Com esta equação poderão ser estimados os custos de acordo com sua vida útil prevista.

Valas, Valetas e planos de detenção e infiltração

O dimensionamento do perfil transversal das valas considera normalmente a disponibilidade de área e as características do solo para sua implantação. Tal consideração decorre das características de estabilidade dos taludes e da capacidade de infiltração do terreno disponível para implantar as medidas.

A partir destas características, será possível definir qual a profundidade e largura de projeto da vala, não permitindo que a vala apresente inclinação das paredes superior à indicada para o solo. Assim sendo, é possível também relacionar esta restrição com a profundidade, que pode, segundo Baptista M., Nascimento N. Sylvie B. (2005), ser entre 4 e 10 vezes menor do que a largura das valas.

Como as valas são medidas que priorizam a infiltração à condução propriamente dita do escoamento superficial, as vazões de saída são condicionadas pela capacidade de infiltração do dispositivo e determinadas pela equação:

$$Q = q_{as} \cdot A_{ef} \qquad \textbf{1.95}$$

onde:

q_{as} – Capacidade de absorção por unidade de área

A_{ef} – Área da projeção transversal da seção de infiltração

As valas podem funcionar, além de dispositivos de infiltração, como valas de detenção, não somente infiltrando o escoamento, como também promovendo a regularização das vazões. Neste caso as vazões a serem calculadas devem conter tanto a parcela infiltrada quando aquela regularizada.

Pavimentos permeáveis com estruturas de detenção e infiltração

É importante salientar que os pavimentos podem funcionar como medidas de controle do escoamento de três maneiras diferentes, sendo somente revestimentos permeáveis, pavimentos de detenção e pavimentos de infiltração.

Para cada um destes casos, a obra deve ser dimensionada de forma diversa.

Para pavimentos com um simples revestimento permeável, não é necessário o dimensionamento propriamente dito da medida, uma vez que será realizada somente a substituição do pavimento tradicional por um que permita a infiltração das águas pluviais. Desta maneira, será necessário somente caracterizar qual o material e configuração do pavimento.

No caso de aplicação de pavimentos de detenção, é necessário, seguindo as restrições impostas pelas solicitações de projeto, calcular o volume esperado de armazenamento na camada do pavimento, que permite o acúmulo de um determinado volume entre seus poros ou em um dreno ou reservatório instalado sob a camada do pavimento. Deste modo, os volumes armazenados poderão ser infiltrados diretamente no solo ou destinados ao sistema de águas pluviais.

08667 MIOLO.indd 120 23/10/12 17:21

Já para o caso dos pavimentos de infiltração, existem duas configurações possíveis, a que visa a reservação temporária e posterior infiltração no terreno, e aquela de simples infiltração direta.

Em ambos os casos, é necessário dimensionar uma base para o pavimento que seja revestido por material permeável ou impermeável, dependendo da função que o pavimento deve desempenhar. Desse modo, o dimensionamento deve obedecer às restrições e volumes de projeto para um período de retorno determinado.

Poços

O dimensionamento de poços de infiltração segue os mesmos critérios já apresentados neste item para as demais estruturas de controle do escoamento superficial na fonte, dependendo do tipo do evento chuvoso e o período de retorno.

Como a infiltração dos poços depende da infiltração da água diretamente no terreno, a capacidade drenante é diretamente relacionada à sua superfície de infiltração, portanto, é importante saber as dimensões, principalmente da profundidade dos poços, pois o seu diâmetro pode ser limitado pelas condições de ocupação da área de projeto. Vale ressaltar que os valores de profundidade, por elevado custo, preferencialmente não devem passar de 20 metros, e que a capacidade de infiltração do dispositivo também é um fator que deve ser levado em consideração no dimensionamento.

A vazão de descarga, assim como os demais dispositivos de infiltração, depende da capacidade de infiltração do terreno, e, consequentemente, da área necessária a absorver os volumes de projeto. Portanto, a vazão pode ser expressa por:

$$Q = q_{as} \cdot A_{\text{inf}} \qquad \textbf{1.96}$$

onde:

q_{as} – Capacidade de absorção por unidade de área (m³/s/m²)

A_{inf} – Área de contribuição para a evacuação de água

Como as águas pluviais, principalmente em grandes cidades como São Paulo, podem conter contaminantes, os efeitos da infiltração na qualidade das águas e no solo são fatores a serem considerados.

Uma vez levantada esta questão, a qualidade da água é fator de grande importância ao instalar um poço de infiltração, como medida de controle do escoamento superficial, pois partindo da premissa da não poluição do solo e do lençol freático, projetos do gênero não devem ser instalados quando houver possibilidade de contaminação.

Telhados armazenadores

O dimensionamento de telhados reservatório obedece aos critérios de período de retorno estabelecidos pelas normas brasileiras de instalações prediais. Como uma referencia, a NBR 10844 estabelece que a instalação dos condutos de águas pluviais devem ter cobertura para um período de retorno de 5 anos e fixa a duração de precipitação em 5 minutos. A norma também fornece as informações necessárias para o projeto do número de drenos a partir de ábacos que relacionam o diâmetro interno dos condutos com a vazão de dimensionamento.

A vazão de dimensionamento será condicionada pela vazão de restrição do lote, determinada pelo método racional.

O dispositivo lida também com o carregamento da estrutura e, portanto, não deve, para situações de solicitação maiores que as de projeto, sobrecarregá-la. Esta sobrecarga poderá levar ao comprometimento ou até o colapso dos telhados. Assim sendo, para solicitação maior que as determinadas para projeto, o sistema de águas pluviais deve funcionar normalmente, não funcionando mais como reservatórios, mas, sim, como sistema de escoamento.

08667 MIOLO.indd 121 24/10/12 09:47

2. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BAPTISTA, M. ETG UFMG, 2011. Disponivel 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. Disponivel em: *<http://www.epa.gov/owow/NPS/nps_edu/urbanx4.html>*. Acesso em: 24 Janeiro 2012.

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 Infrastucture 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. Disponivel em: *<http://www.wsud.org/picture-library/>*. Acesso em: 24 Janeiro 2012.

08667 MIOLO.indd 122 23/10/12 17:21

08667 MIOLO.indd 123 23/10/12 17:21

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

08667 MIOLO.indd 124 23/10/12 17:21

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

SMSP – 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

08667 MIOLO.indd 125 24/10/12 10:51

Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais

SMDU - Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano
PMSP - Prefeitura do Município de São Paulo

PREFEITURA DE SÃO PAULO
DESENVOLVIMENTO URBANO

RESPONSÁVEL PELO CONTEÚDO TÉCNICO
FCTH - Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

FCTH

08667 MIOLO.indd 127 24/10/12 15:10

Projeto Gráfico e Diagramação
Marli Santos de Jesus
Teresa Lucinda Ferreira de Andrade

Tratamento de Imagens
José Carlos da Silva

Revisão
Dante Pascoal Corradini

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	128
Tiragem	1000

08667 MIOLO.indd 128 23/10/12 17:21