



MUNICÍPIO DA ESTÂNCIA BALNEÁRIA DE PRAIA GRANDE

FLS. 14	DO PROC.
N.º 17849	120 16

# Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de Praia Grande

## Volume 7 - Manual de Drenagem Urbana

Revisão 1  
Agosto de 2015  
RP07-1122-15 R1

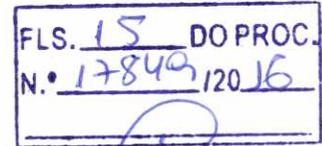


FUNDAÇÃO  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DE HIDRÁULICA

Anexo IV



FUNDAÇÃO  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DE HIDRÁULICA



ELABORADO POR

FCTH – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

CONTRATANTE

Prefeitura Municipal de Praia Grande

CONTRATO

Número: 063/14

Processo: 795/2014

Data de Assinatura do Contrato: 08/05/2014

Data de Publicação no Diário Oficial do Município: 21/05/2014

Início do Serviço: Ordem de Serviço nº 010/2014 de 26/05/2014

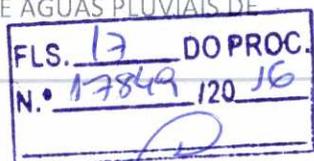
Data	Relatório Nº	
08/06/2015	RP07-1122-15 R0	
Elaborado	Verificado	Aprovado
RML/CAA/MCSP/FFN	RML/JRSM	RCZ
Revisão	Data	
RP07-1122-15 R1	08/08/2015	
Natureza	Revisão do texto, inclusão das distribuições temporais de Huff e colocação dos gráficos de capacidade e nomogramas para os bueiros no ANEXO.	
Elaborado	Verificado	Aprovado
RML/CAA/MCSP/FFN	RML/JRSM	RCZ



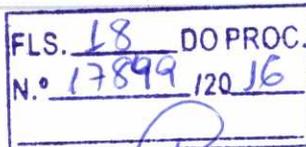
FLS. 16 DO PROC.  
N.º 17849/2016

## ÍNDICE

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>3</b>
<b>2. ELEMENTOS CONCEITUAIS .....</b>	<b>5</b>
<b>3. VARIÁVEIS HIDROLÓGICAS PARA PROJETOS DE DRENAGEM URBANA .....</b>	<b>8</b>
3.1 RISCO E INCERTEZA.....	8
3.2 DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS E CRITÉRIOS HIDROLÓGICOS .....	9
<b>4. PROJETO DE OBRAS DE MICRODRENAGEM.....</b>	<b>12</b>
4.1 TERMINOLOGIA .....	12
4.2 LEVANTAMENTO DE DADOS.....	13
4.3 CONCEPÇÃO E ARRANJO DOS ELEMENTOS .....	14
4.3.1 Definições do esquema geral da rede de microdrenagem .....	14
4.3.2 Disposição dos componentes.....	14
4.4 PRINCÍPIOS DE PROJETO.....	19
4.4.1 Vazão de Projeto.....	19
4.4.2 Chuva de Projeto.....	21
4.4.3 Tempo de Concentração.....	26
4.4.4 Período de Retorno.....	33
4.4.5 Coeficiente de Escoamento Superficial.....	33
4.5 DIMENSIONAMENTO DA REDE .....	35
4.5.1 Sequência de Projeto .....	35
4.5.2 Capacidade de condução hidráulica de ruas e sarjetas .....	36
4.5.3 Bocas de lobo.....	49
4.5.3.1 Localização e operação .....	50
4.5.3.2 Dimensionamento Hidráulico.....	50
4.5.4 Galerias.....	58
4.5.5 Bueiros e entradas.....	68
<b>5. PROJETO DE OBRAS DE MACRODRENAGEM .....</b>	<b>81</b>
5.1 ELEMENTOS QUE COMPÕE O SISTEMA DE MACRODRENAGEM .....	81
5.2 COLETA E ANÁLISE DE DADOS .....	83
5.3 DIMENSIONAMENTO DAS OBRAS.....	84
5.3.1 Vazão de projeto para macrodrenagem.....	84
5.3.2 Canais .....	104
5.3.3 Pré-dimensionamento de galerias e canais.....	112
5.3.4 Comportas e Diques de Contenção de Marés.....	140
<b>6. MEDIDAS DE CONTROLE NA FONTE .....</b>	<b>141</b>
6.1 CRITÉRIOS DE ESCOLHA DAS OBRAS DE REDUÇÃO E CONTROLE.....	142
6.2 DIMENSIONAMENTO DAS MEDIDAS DE CONTROLE.....	149
6.2.1 Faixa Gramada .....	149
6.2.2 Microrreservatórios .....	150
6.2.3 Pavimentos permeáveis com estruturas de retenção e infiltração.....	151
6.2.4 Telhados armazenadores.....	163
<b>7. MANUTENÇÃO E LIMPEZA .....</b>	<b>166</b>



7.1	DIRETRIZES PARA OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DOS SISTEMAS DE MICRO E MACRODRENAGEM .....	166
7.1.1	<i>Sistema de drenagem inicial</i> .....	166
7.1.2	<i>Sistema de macrodrenagem</i> .....	166
7.1.3	<i>Manutenção</i> .....	168
7.1.4	<i>Diagrama funcional da manutenção</i> .....	169
7.1.5	<i>Plano de ação operacional</i> .....	171
7.1.6	<i>Procedimentos e rotinas</i> .....	172
7.2	LIMPEZA DE CANAIS.....	176
7.2.1	<i>Limpeza mecânica</i> .....	176
7.2.2	<i>Limpeza manual</i> .....	177
7.3	LIMPEZA E DESOBSTRUÇÃO DE GALERIAS .....	178
7.3.1	<i>Serviços de escritório</i> .....	179
7.3.2	<i>Serviços de campo</i> .....	179
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	185
9.	EQUIPE TÉCNICA .....	189
	ANEXO 1 - GRÁFICOS DE CAPACIDADE E NOMOGRAMAS.....	190



## 1. INTRODUÇÃO

Este manual faz parte do Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais desenvolvido para o município de Praia Grande.

O objetivo principal deste Manual é orientar os profissionais envolvidos com a drenagem urbana, prestadores de serviço e empreendedores, principalmente àqueles que planejam e projetam os sistemas de micro e macrodrenagem urbana do município de Praia Grande, que em função da magnitude do empreendimento, poderão contar com estudos específicos, mas também para o munícipe que queira implantar uma medida de controle.

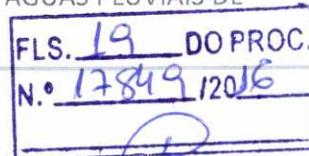
O modo como ocorreu o processo de urbanização no Brasil, com o aumento crescente da impermeabilização das bacias hidrográficas e com a ocupação das várzeas dos cursos d'água, contribuíram para agravar os problemas das inundações, devido ao aumento da frequência e dos níveis das cheias.

A urbanização também vem contribuindo para a poluição dos corpos d'água devido principalmente aos esgotos domésticos não tratados e despejos industriais, no entanto, percebeu-se que parte desta poluição gerada em áreas urbanas tem origem no escoamento superficial sobre áreas impermeáveis, áreas em fase de construção, depósitos de lixo ou de resíduos industriais e outros. O escoamento superficial da água nesses locais carrega o material solto ou solúvel que encontra até os corpos d'água, levando, portanto, cargas poluidoras bastante significativas. Além disso, a impermeabilização leva ao aumento do número de vezes em que a bacia produz escoamento superficial e, portanto, maiores cargas poluidoras. As redes de drenagem urbana são responsáveis pela veiculação dessas cargas e sabe-se hoje que se constituem em importantes fontes de degradação de rios, lagos e estuários.

No que diz respeito mais especificamente às cidades litorâneas, problemas decorrentes destas consistem por serem regiões planas, com declividades baixas; apresentam velocidades menores de escoamento das águas, favorecendo o processo de assoreamento, o qual diminui a capacidade de veiculação hídrica dos sistemas de drenagem; além daqueles problemas relacionados com a dinâmica marinha, principalmente quando ocorrem eventos simultâneos de chuva e maré alta, ocasionando inundações.

A inexistência de Planos Diretores de Drenagem Urbana nas cidades brasileiras, que auxiliem da melhor forma a gestão das águas pluviais e as consequências advindas do processo de urbanização e de concepções inadequadas dos projetos de drenagem, contribuem para piorar os problemas.

As orientações contidas neste Manual focam principalmente nos conceitos relativos à aplicação de medidas estruturais, critérios e procedimentos de cálculo a serem utilizados no projeto e na implantação destas medidas. Portanto este manual contém as diretrizes e critérios a serem adotados para o cálculo das vazões de projeto e dimensionamento hidráulico dos dispositivos de drenagem, disponibilizando elementos técnicos para a adoção de critérios padronizados para os projetos de drenagem urbana, pois a uniformização destes critérios, quando consideradas as causas principais dos problemas de drenagem e dando um enfoque global dos projetos dentro do município, aumentam as chances do bom desempenho das medidas propostas e conseqüentemente a minimização dos problemas.



Neste Manual de Drenagem são estabelecidas diretrizes de projeto, as quais são imprescindíveis para a padronização e unificação de critérios para a elaboração, verificação e fiscalização dos projetos. As diretrizes constam basicamente da definição dos seguintes critérios:

- Sistema de drenagem;
- Variáveis hidrológicas regionalizadas para projetos de drenagem urbana no município de Praia Grande;
- Critérios de dimensionamentos hidráulicos;
- Elementos hidráulicos para o projeto de estruturas de controle não convencionais.

Este manual deve ser utilizado como um suporte técnico e não obriga a utilização dos critérios aqui estabelecidos. Os únicos elementos limitantes são os da legislação pertinente.

Vale destacar que este documento não deve ser entendido como um manual para a solução de problemas de drenagem urbana. O projetista ao desenvolver os projetos precisa coletar dados e informações adequados e conjuntamente com a sua experiência e conhecimento sobre o assunto, irão refletir no desempenho da obra de drenagem projetada.

Este Manual de Drenagem não esgota o assunto, mas procura antecipar elementos que possam apresentar dificuldades na definição dos projetos dentro da concepção do Plano de Drenagem.

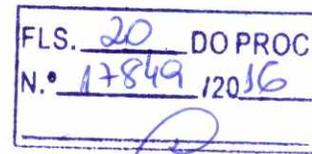
Os objetivos principais deste manual são as definições dos seguintes temas:

- Variáveis hidrológicas dos projetos de drenagem urbana na cidade de Praia Grande;
- Descrição de alguns elementos hidráulicos;
- Dimensionamento de elementos dos sistemas de micro e macrodrenagem;
- Dimensionamento de algumas medidas de controle na fonte;
- Diretrizes para operação e manutenção dos sistemas de drenagem.



## 2. ELEMENTOS CONCEITUAIS

### SISTEMA DE DRENAGEM



Os sistemas de drenagem podem ser definidos como *na fonte, microdrenagem e macrodrenagem*:

- Na fonte – define o escoamento que ocorre no lote, condomínio ou empreendimento individualizado (como lote), estacionamentos, área comercial, parques e passeios.
- Microdrenagem – que é formada pelas redes de drenagem cuja finalidade é a coleta e afastamento das águas provenientes do escoamento superficial direto por meio de pequenas ou médias estruturas denominadas, galerias. Este sistema é projetado para atender vazões de magnitude menor, e portanto, de risco moderado;
- Macrodrenagem – que abrange os sistemas coletores de drenagem e constitui elementos de grande porte que englobam os corpos receptores como canais e rios canalizados.

O sistema de drenagem faz parte do conjunto de melhoramentos públicos existentes em uma área urbana, assim como as redes de água, de esgotos sanitários, de cabos elétricos e telefônicos, entre outros.

O sistema de drenagem tem duas particularidades, a primeira, que independentemente de este existir ou não, o escoamento das águas pluviais sempre ocorrerá e a eficiência do sistema determinará a magnitude dos impactos sobre a população. A segunda, é que a sua solicitação ocorre durante e após a ocorrência de chuvas, ao contrário de outros sistemas públicos, que são geralmente de uso contínuo.

Na grande maioria, os sistemas de drenagem urbana são formados por canalizações que geralmente modificam a seção e/ou o traçado natural de um curso d'água (rio, ribeirão, córrego, etc.). Existem dois tipos de canalização, os canais abertos e as galerias:

- Canais Abertos: são canais a céu aberto, podem possuir vários tipos de seções (retangular, trapezoidal, misto) e revestimentos (grama, concreto e etc.). Quando possível, o canal aberto é a melhor opção para a drenagem urbana, pois ele pode transportar mais água do que uma galeria (canal fechado) além da limpeza e manutenção serem executados com maior facilidade.
- Galerias: são canais fechados que transportam a água drenada para pontos mais distantes. Os principais tipos de galerias são o retangular e o circular. As galerias são utilizadas quando não é possível a instalação de canais abertos, normalmente em áreas muito urbanizadas, isso por falta de espaço ou então, de restrições impostas pelo sistema viário. No entanto, por serem fechadas, elas possuem a desvantagem da capacidade limitada, além de serem mais difíceis de limpar e manter-se adequadamente em relação aos canais abertos.

Os sistemas de drenagem podem se definidos como na fonte, microdrenagem e macrodrenagem. A drenagem na fonte é definida pelo escoamento que ocorre no lote, estacionamentos, parques e etc.



FLS. 21 DO PROC.  
N.º 17849/2016

O sistema tradicional de drenagem urbana deve ser considerado como composto por dois sistemas distintos que devem ser planejados e projetados sob critérios diferenciados: o sistema de microdrenagem e o sistema de macrodrenagem.

O sistema de microdrenagem é a rede de pequeno porte que coleta a água da chuva de pequenas áreas (menor que 2 km<sup>2</sup> ou 200 ha), composto pelos pavimentos das ruas, guias e sarjetas, bocas de lobo, rede de galerias de águas pluviais e, também, por canais de pequenas dimensões. Geralmente, é dimensionado para o escoamento de vazões ocasionado por chuvas de período de retorno de 2 a 10 anos, utilizando-se as equações IDF e o método Racional para o cálculo do volume de água gerado por essas chuvas. Quando bem projetado, e com manutenção adequada, praticamente elimina as inconveniências ou as interrupções das atividades urbanas que advêm das inundações e das interferências de enxurradas.

O sistema de macrodrenagem é a rede de grande porte que capta água de grandes áreas (maior que 2 km<sup>2</sup>), constituído, em geral, por canais, córregos ou rios canalizados (abertos ou não) de maiores dimensões; esse sistema coleta a água de galerias até esses canais que são projetados para períodos de retorno de 25 a 100 anos. O funcionamento adequado desse sistema minimiza ou previne os danos oriundos das chuvas intensas, como: prejuízos às propriedades, perdas de vida e danos à saúde das populações atingidas, seja em consequência com o contato direto das águas ou pelas doenças de veiculação hídrica.

A quantidade do volume da chuva a ser captada pelo sistema de macrodrenagem é calculada primeiramente fazendo-se uma análise probabilística das chuvas máximas ocorridas na região, obtendo-se assim a chuva de projeto e depois aplicando-se, por exemplo, o método do "Soil Conservation Service" para a obtenção do volume propriamente dito.

Esses dois sistemas encaixam-se no contexto do controle do escoamento superficial direto, tendo tradicionalmente como base o enfoque orientado para o aumento da condutividade hidráulica do sistema de drenagem.

Em drenagem urbana os sistemas podem ser assim classificados (SÃO PAULO, 2012):

- Microdrenagem: formada pelas redes de drenagem cuja finalidade é a coleta e afastamento das águas provenientes do escoamento superficial direto por meio de pequenas ou médias estruturas denominadas, galerias. Este sistema é projetado para atender vazões de magnitude menor, e portanto, de risco moderado;
- Macrodrenagem: abrange os sistemas coletores de drenagem e é constituído por elementos de grande porte que englobam os corpos receptores como canais e rios canalizados.

#### ALTERNATIVAS DE CONTROLE DA DRENAGEM PLUVIAL

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

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



FLS. 22 DO PROC.  
N.º 17849/2016



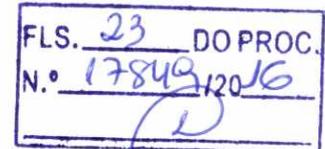
- distribuída ou na fonte: é o tipo de controle que atua sobre o lote, praças e passeios na microdrenagem, é o controle que age sobre o hidrograma resultante de um parcelamento ou mesmo de mais de um parcelamento, para áreas inferiores a 2 km<sup>2</sup>;
- na macrodrenagem: é o controle sobre áreas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



### 3. VARIÁVEIS HIDROLÓGICAS PARA PROJETOS DE DRENAGEM URBANA

A elaboração de projetos de drenagem urbana requer a reunião de dados e informações referentes à área em estudo, principalmente, no que se refere aos seguintes aspectos:

- planta da bacia de drenagem em escala conveniente;
- características da faixa de implantação das obras;
- interferência com rede de concessionárias de serviços públicos;
- condições de ocupação atual e futura da bacia;
- características geotécnicas da bacia de drenagem e do lençol freático da faixa de implantação das obras;
- dados referentes a chuvas intensas na área em estudo;
- estudos existentes para a área do projeto.



Os estudos hidrológicos precisam ser realizados e têm o objetivo de fornecer as estimativas de vazões máximas que servirão para o dimensionamento das estruturas de drenagem. Deverão ser observados os seguintes tópicos principais:

- critérios de cálculo das vazões;
- chuva de projeto;
- divisão da bacia de drenagem em áreas hidrológicamente homogêneas;
- cálculo das vazões máximas e/ou hidrogramas de cheias.

#### 3.1 RISCO E INCERTEZA

A definição do risco a ser assumido em um projeto de drenagem urbana está diretamente ligado à magnitude de um evento hidrológico e, os prejuízos que ele pode causar à sociedade sob o ponto de vista técnico-econômico, ambiental e social.

Em projetos de engenharia hidráulica a adoção do risco e/ou incerteza é assumida a partir do Período de Retorno adotado, o qual está relacionado, também à alocação de investimentos. O Período de Retorno corresponde à probabilidade de excedência de um evento ser superado em um ano qualquer. O Tempo de Retorno é o inverso da probabilidade de excedência ou frequência e representa o tempo médio em que esse evento pode ocorrer novamente.

$$T = \frac{1}{P} \quad (1)$$

onde:

T = período de retorno, em anos;

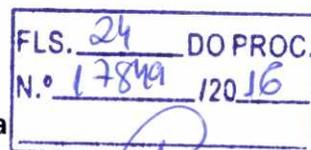
P = probabilidade de excedência.



O período de retorno utilizado na determinação da vazão de projeto e, conseqüentemente, no dimensionamento do dispositivo de drenagem, será fixado em função dos seguintes critérios:

- Importância e segurança da obra;
- Estudo benefício-custo, a partir da avaliação dos danos para vazões superiores à vazão de projeto.

Os períodos de retorno praticados usualmente são apresentados na Tabela 1.



**Tabela 1 - Períodos de retorno para diferentes ocupações da área**

Tipo de Obra	Tipo de Ocupação da Área	T (anos)
Microdrenagem	Residencial	2
Microdrenagem	Comercial	5
Microdrenagem	Áreas com edifícios de serviços ao público	5
Microdrenagem	Aeroportos	2-5
Microdrenagem	Áreas comerciais e artérias de tráfego	5-10
Macro drenagem	Áreas comerciais e residenciais	20-50
Macro drenagem	Áreas de importância específica	100-500

Fonte: adaptado de Drenagem Urbana ABRH – 1995

### 3.2 DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS E CRITÉRIOS HIDROLÓGICOS

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.

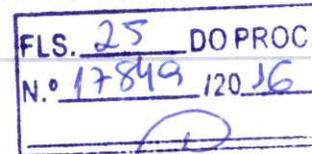
#### ○ Equação de Chuvas Intensas

As chuvas intensas na bacia deverão ser estimadas através de equação IDF relativa ao posto de referência. No caso da cidade de Praia Grande recomenda-se a utilização da estação de Cubatão, cuja equação foi estabelecida em 1998, conforme será discutida mais adiante.

#### ○ 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, 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 – 1º quartil. Somente para bacias com áreas maiores de 100 km<sup>2</sup> tem-se adotado chuvas de 6 horas e distribuição dos Blocos Alternados ou Huff-2º quartil.



Em outras regiões, por exemplo, dos E.U.A., 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 obtidas com os critérios mais utilizados.

Já com relação a bacias pequenas, com áreas de contribuição menores que 2 km<sup>2</sup>, 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.

Isto posto, recomenda-se para as bacias da cidade de Praia Grande a simulação de cheias por meio da modelagem hidrológica e talvez a hidrodinâmica, dependendo do caso, 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.

Caso a modelagem 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 resulta em 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 km<sup>2</sup> a 25 km<sup>2</sup>, a partir da qual se deve reduzir os valores pontuais do posto.

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 na Figura 6, que representa um padrão bastante conservador de redução, face às nossas características locais de relevo, clima e regime tropical de chuvas.

#### ○ 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.



FLS. 26 DO PROC.  
N.º 17849 120.36

Os tempos de concentração deverão ser obtidos a partir da caracterização física do sistema de drenagem existente.

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, recomenda-se determinar o tempo de concentração com o emprego do método cinemático simplificado (item 4.4.3 na página 27), com adoção de velocidades médias de escoamento.

o Maré

Os valores de maré observados na região precisarão ser considerados no dimensionamento conjuntamente com os valores de chuva determinados, por meio da combinação dos riscos de cada um deles acontecerem, o que resultará em um período de retorno final, o qual não poderá ultrapassar os 100 anos.

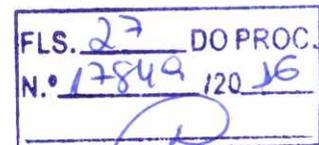


#### 4. PROJETO DE OBRAS DE MICRODRENAGEM

A microdrenagem é constituída por estruturas de captação e condução de águas pluviais que chegam aos elementos urbanos tais como ruas, praças e avenidas. Pode-se entender a microdrenagem como a estrutura de entrada no sistema de drenagem das bacias urbanas. Este sistema tem por objetivo garantir as características de tráfego e conforto dos usuários destas estruturas.

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

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



Neste capítulo são apresentados inicialmente a terminologia quanto aos componentes presentes na rede de microdrenagem e em seguida os procedimentos necessários para o traçado e dimensionamento do sistema.

##### 4.1 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.
- 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.



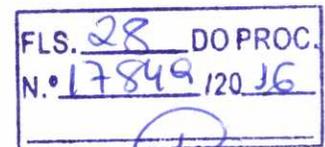
- i) **Condutos forçados:** obras destinadas à condução das águas superficiais coletadas de maneira segura e eficiente, sem preencher completamente a seção transversal do conduto.
- j) **Estações de bombeamento:** conjunto de obras e equipamentos destinados a retirar água de um canal de drenagem quando não mais houver condições de escoamento por gravidade, para um outro canal em nível mais elevado ou receptor final da drenagem em estudo.

#### 4.2 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 1:5.000 ou 1: 10.000. No caso de não existir planta plani-altimétrica da bacia, deve ser delimitado o divisor topográfico por poligonal nivelada;
- Planta plani-altimétrica da área de projeto na escala 1:2.000 ou 1:1.000, 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.

**c) Cadastro:** características das redes pluviais já existentes, redes de esgotos ou de outros serviços que possam interferir na área de projeto.

**d) Caracterização da urbanização:** devem ser selecionados os elementos relativos à urbanização da bacia contribuinte, nas situações atual e previstas no plano diretor:

- Tipo de ocupação das áreas (residências, comércio, praças, etc);
- Porcentagem de ocupação dos lotes;
- Ocupação e recobrimento do solo nas áreas não urbanizadas pertencentes à bacia.

**e) Dados relativos ao curso de água receptor:**

- Indicações sobre o nível de água máximo do curso d'água que irá receber o lançamento final;
- Levantamento topográfico do local de descarga final.



### 4.3 CONCEPÇÃO E ARRANJO DOS ELEMENTOS

#### 4.3.1 Definições do esquema geral da rede de microdrenagem

O traçado preliminar da rede de microdrenagem deve ser feito por meio de critérios usuais de drenagem urbana em que são 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.

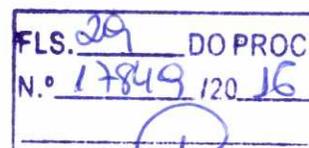
No que diz respeito ao sistema de galerias, o mesmo deve ser projetado para que todas as áreas da rede possuam condições adequadas de drenagem.

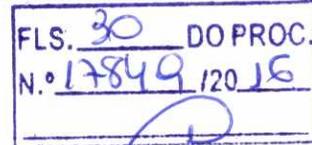
#### 4.3.2 Disposição dos componentes

##### ○ 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. Deve-se estar atento aos seguintes princípios:

- os divisores de bacias e as áreas contribuintes a cada trecho deverão ficar convenientemente identificados nas plantas;
- os trechos em que o escoamento se dê apenas nas sarjetas devem ficar identificados por meio de setas;
- as galerias pluviais, sempre que possível, deverão ser lançadas sob os passeios;
- o sistema coletor em uma determinada via poderá constar de uma rede única, recebendo ligações de bocas de lobo de ambos os passeios;
- as áreas controladas por medidas de controle na fonte deverão ser claramente identificadas;
- o posicionamento das galerias pluviais será feito sempre que possível no eixo das vias públicas, analisando-se a sua locação a partir das interferências já existentes com outras canalizações de serviços públicos. O recobrimento mínimo deverá ser de 1,00 m;
- no caso de rede sob o passeio, será localizada se possível a 1/3 da largura do passeio, a contar da guia ou meio-fio;
- a solução mais adequada em cada rua é estabelecida economicamente em função da sua largura e condições de pavimentação.





○ Coletores

Existem duas hipóteses para a locação da rede coletora de águas pluviais: sob a guia (meio-fio), a mais utilizada e sob o eixo da via pública. 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.

- no caso das galerias circulares: o diâmetro mínimo das galerias de seção circular deve ser de 0,60 m. Os diâmetros comumente empregados são: 0,50; 0,60; 1,00; 1,20; 1,50 m. As premissas seguintes devem ser consideradas:
  - as galerias pluviais são projetadas para funcionarem 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.
- o recobrimento mínimo da rede deve ser de 1,0 m, quando forem empregados tubulações sem estruturas especiais; quando, por condições topográficas, forem utilizados recobrimentos menores, as canalizações deverão ser projetadas do ponto de vista estrutural;
- nos casos em que a declividade do terreno for muito grande, pode-se admitir velocidades de até 7 m/s, desde que sejam verificadas as alturas de carga nos poços de queda. Esta verificação deverá ser feita da seguinte maneira:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH} \quad (2)$$

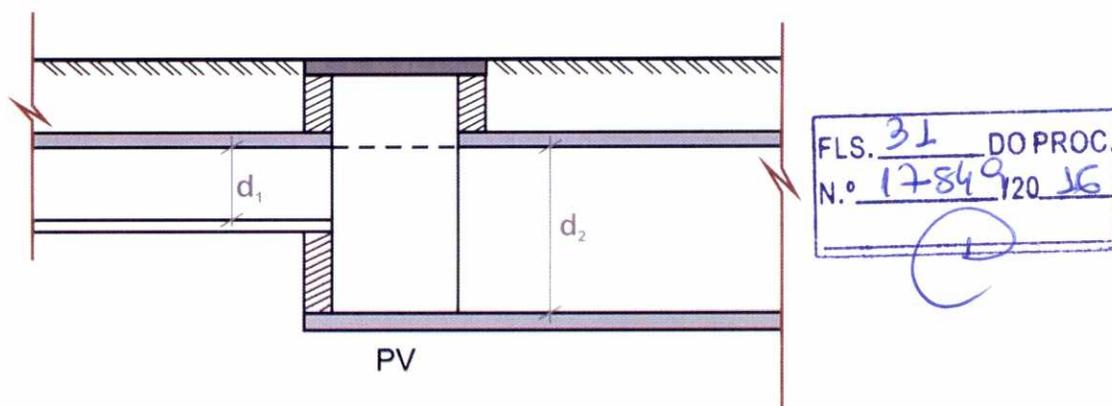
onde: Q = vazão em m<sup>3</sup>/s;

C<sub>d</sub> = coeficiente (~0,67 a 0,70);

A = área de saída em m<sup>2</sup>;

H = altura da lâmina em m (a partir do centro da seção).

- nas mudanças de diâmetro os tubos deverão ser alinhados pela geratriz superior, como indicado na Figura 1.



**Figura 1 - Alinhamento dos Condutos**

Fonte: SÃO PAULO (2012)

o Bocas de lobo

Devem ser localizadas de maneira a conduzirem adequadamente as vazões superficiais para as galerias, considerando as seguintes recomendações:

- serão locadas em ambos os lados da rua quando a saturação da sarjeta assim o exigir ou quando forem ultrapassadas as suas capacidades de engolimento;
- a localização das bocas de lobo deve ser determinada através do cálculo da capacidade hidráulica da sarjeta, considerando-se uma altura do meio-fio de 0,15 m e uma largura da lâmina d'água variável;
- colocadas nos pontos mais baixos do sistema viário (das quadras) a fim de se evitar a criação de zonas mortas com alagamento e águas paradas;
- as canalizações de ligação entre bocas de lobo e destas aos poços de vista deverão ter diâmetro de 0,40 m e declividade mínima de 15%; quando não existir possibilidade dessas ligações serem feitas diretamente, as bocas de lobo deverão ser ligadas em caixas de ligações acopladas ao coletor;
- recomenda-se adotar um espaçamento máximo de 60 m entre as bocas de lobo caso não seja analisada a capacidade de descarga da sarjeta, visando evitar o escoamento superficial em longas extensões das ruas;
- a melhor solução para a instalação de bocas de lobo é que esta seja feita em pontos pouco a montante de cada faixa de cruzamento usada pelos pedestres, junto às esquinas;
- não é aconselhável a sua localização junto ao vértice do ângulo de interseção das sarjetas de duas ruas convergentes pelos seguintes motivos:
  - os pedestres, para cruzarem uma rua, teriam que saltar a torrente num trecho de máxima vazão superficial;
  - as torrentes convergentes pelas diferentes sarjetas teriam como resultante um escoamento de velocidade contrária ao da afluência para o interior da boca de lobo.

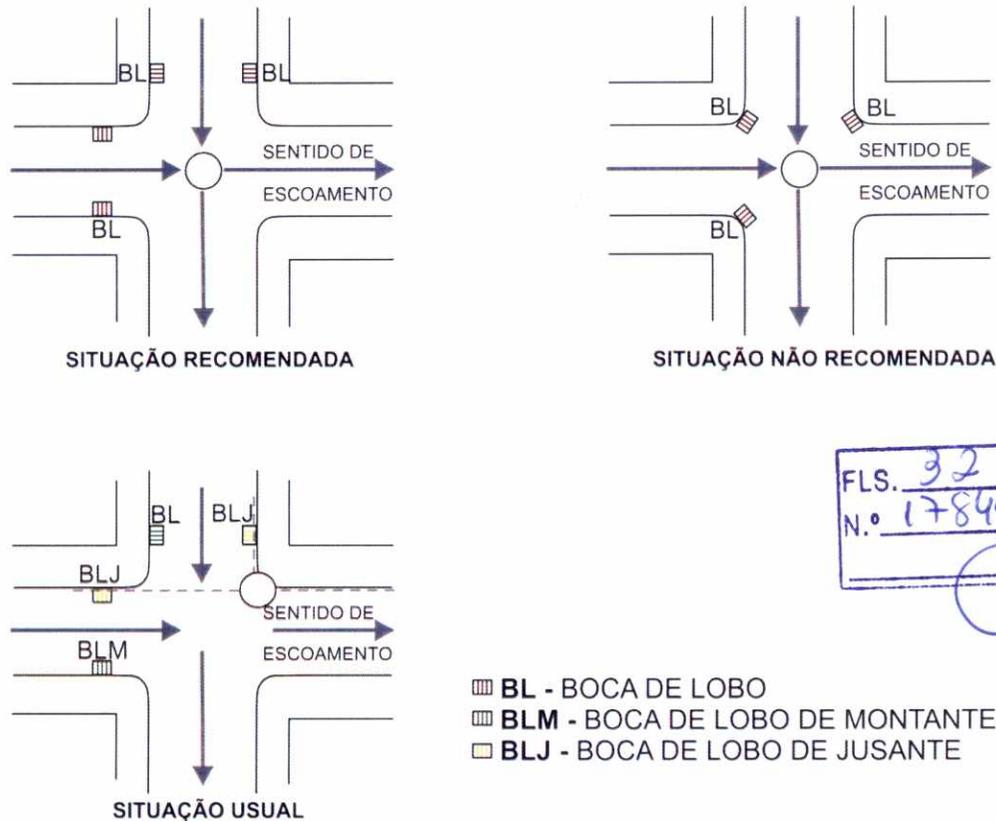


Figura 2 - Rede Coletora

- a capacidade de engolimento da boca de lobo é função da inclinação longitudinal da rua, da forma da seção transversal da depressão junto à captação, das aberturas tanto laterais como verticais, da existência de defletores, etc.;
- a verificação da vazão de projeto com a capacidade de engolimento poderá ser determinada através de ábacos, fornecidos por laboratórios de pesquisa, como os apresentados pela John Hopkins University;
- é conveniente considerar um excesso a ser transferido para a boca de lobo seguinte, da ordem de até 30 % da vazão de captação, condição admitida como adequada.

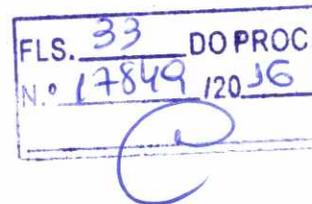
○ Poços de Visita e de Queda

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, mudanças de diâmetro, à ligação das bocas de lobo, ao entroncamento dos diversos trechos e ao afastamento máximo admissível. O espaçamento máximo recomendado para os poços de visita é apresentado na Tabela 2. Quando a diferença de nível do tubo afluente e o efluente for superior a 0,70 m o poço de visita será denominado de queda.



Tabela 2 - 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



- em trechos longos, a distância entre dois poços de visita consecutivos fique no máximo em torno de 120 m, para facilitar a limpeza e inspeção das galerias;
- os poços podem ser aproveitados como caixas de recepção das águas das bocas de lobo, suportando no máximo quatro junções;
- para maior número de ligações ou quando duas conexões tiverem que ser feitas numa mesma parede, deve-se adotar uma caixa de coleta não visitável para receber estas conexões (caixa de ligação);
- para evitar velocidades excessivas nas galerias, onde a declividade do terreno é muito alta, devem ser previstos poços de queda.

○ 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 3 são mostrados exemplos de localização de caixas de ligação. Por dificuldade de manutenção, essa configuração está em desuso.

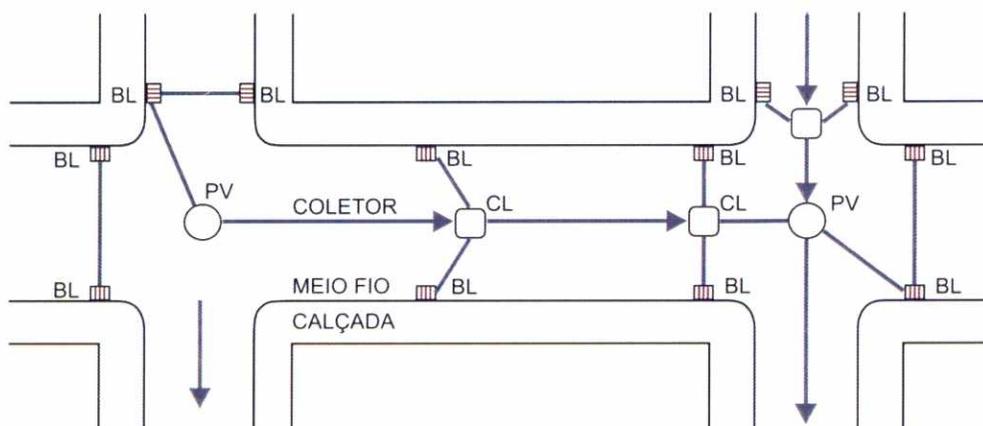
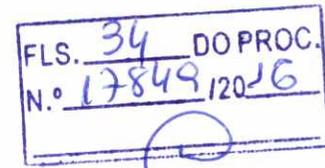


Figura 3 - Locação da Caixa de Ligação



#### 4.4 PRINCÍPIOS DE PROJETO

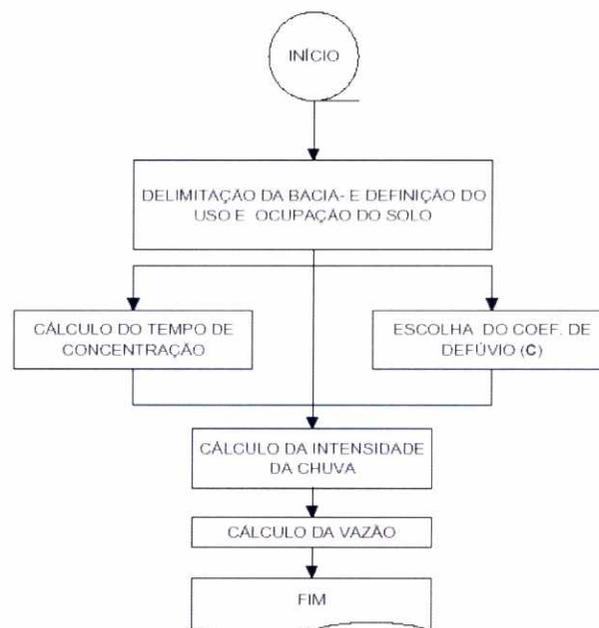
##### 4.4.1 Vazão de Projeto

Para o cálculo da vazão de projeto para microdrenagem, ou seja, para bacias cuja área de contribuição é menor ou igual a 2 km<sup>2</sup>, é proposto o método Racional. Este método assume como premissas básicas:

- Aplicando-se uma chuva de intensidade constante a uma bacia hidrográfica, o pico de vazão ocorrerá para a duração da chuva igual ao tempo de concentração da bacia;
- A intensidade da chuva é constante ao longo da duração considerada;
- A chuva é uniformemente distribuída na bacia;
- As condições de permeabilidade de superfície permanecem constantes durante a ocorrência da chuva;
- Os efeitos de armazenamento e amortecimento do escoamento na bacia hidrográfica podem ser desprezados.

Este método, em drenagem urbana, tem sido usualmente aplicado para bacias de até 2 km<sup>2</sup>. Para bacias maiores as hipóteses assumidas possibilitam resultados não muito coerentes, sob o ponto de vista hidrológico. Para bacias maiores, por exemplo, é sabido que a chuva não se distribui uniformemente, assim como a existência dos efeitos de armazenamento também devem ser considerados.

No fluxograma a seguir são apresentados os passos de cálculo da vazão pelo método Racional.

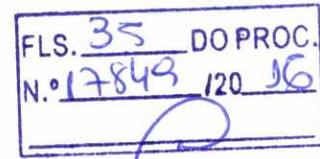


**Figura 4 - Fluxograma de Cálculo de Vazão pelo Método Racional**

A fórmula do método Racional pode ser escrita como apresentado na Equação (3):



$$Q = 0,278 \times C \times i \times A$$



(3)

onde:

Q = vazão máxima em m<sup>3</sup>/s;

C = é o coeficiente de deflúvio ("run-off") ou de escoamento superficial, definido para a área;

i = é a intensidade máxima de precipitação definida em mm/h;

A = é a área da bacia hidrográfica em km<sup>2</sup>.

A duração da precipitação deve ser adotada igual ao tempo de concentração da bacia.

Na Tabela 3 são apresentados os coeficientes C definidos para diferentes tipos de ocupação, compilados a partir de análise das publicações: Tucci et al. (1993), BRASIL (1990), Pinto et al. (1976), Kibler (1982).

**Tabela 3 - Coeficientes de Deflúvio (C) Típicos**

	Descrição da ocupação	Coeficiente de deflúvio ( C )
<b>Comércio</b>	Áreas centrais	0,70 — 0,95
	Áreas de periferia	0,50 — 0,70
<b>Residencial</b>	Residências isoladas (uni familiares)	0,30 — 0,50
	Conjunto residencial com residências isoladas	0,40 — 0,60
	Conjunto residencial com residências adjacentes	0,60 — 0,75
	Áreas de subúrbio	0,25 — 0,40
	Áreas com prédios de Apartamentos	0,50 — 0,70
<b>Industrial</b>	Pouca densidade	0,50 — 0,80
	Grande densidade	0,60 — 0,90
<b>Parques, pátios, áreas com vegetação ou arborizadas</b>	Parques e Cemitérios	0,10 — 0,25
	"Play grounds"	0,20 — 0,35
	Terrenos Baldios	0,10 — 0,30
<b>Ruas, estradas e calçadas</b>	Pátios de Estradas de Ferro	0,20 — 0,40
	Ruas e estradas de asfalto	0,70 — 0,95
	Ruas e estradas de concreto	0,80 — 0,95
	Ruas e estradas de elementos rejuntados (lajotas, paralelepípedos, etc.)	0,70 — 0,85
	Calçadas	0,75 — 0,85
<b>Terrenos gramados</b>	Solos arenosos - Plano – Máx de 2% de declividade	0,05 — 0,10
	Solos arenosos - Médio – de 2% a 7% de declividade	0,10 — 0,15
	Solos arenosos - Íngreme – mais que 7% de declividade	0,15 — 0,20
	Solos argilosos - Plano – Máx de 2% de declividade	0,13 — 0,17
	Solos argilosos - Médio – de 2% a 7% de declividade	0,17 — 0,22
	Solos argilosos - Íngreme – mais que 7% de declividade	0,22 — 0,35



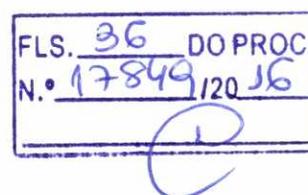
#### 4.4.2 Chuva de Projeto

A precipitação é a principal variável hidrológica de entrada utilizada na obtenção das vazões de projeto das obras de drenagem.

Os primeiros fundamentos utilizados para a definição do método de obtenção de uma precipitação referem-se aos conceitos de precipitação observada e precipitação de projeto.

A precipitação observada é uma sequência cronológica de eventos de chuva que podem ser caracterizados pelas seguintes variáveis:

- P - lâmina precipitada (mm);
- D - duração (min);
- iméd - intensidade média precipitada (mm/h);
- P<sub>máx</sub> - lâmina máxima (mm);
- imáx - intensidade máxima (mm/h);



A precipitação de projeto consiste em um evento crítico de chuva construído artificialmente com base em características estatísticas da chuva natural e com base em parâmetros de resposta da bacia hidrográfica. Estas características estatísticas e parâmetros são levados em conta através de dois elementos básicos:

- Tr - período de retorno da precipitação de projeto (anos);
- Dc - duração crítica do evento (min).

As precipitações de projeto são determinadas a partir de relações intensidade-duração-frequência (curvas IDF) da bacia contribuinte. Expressas sob forma de tabelas ou equações.

As curvas IDF fornecem a intensidade da precipitação para qualquer duração e período de retorno. A altura de precipitação pode ser obtida pela multiplicação da intensidade fornecida pela IDF pela sua correspondente duração.

Lembrando que para o sistema de microdrenagem usualmente adota-se uma curva IDF, é possível, quando se deseja proporcionar um maior grau de segurança, utilizar uma chuva de projeto mais representativa da região de Praia Grande, baseada em estudo estatístico das tormentas mais recentes ocorridas no próprio município, nestes casos consultar o item 5.3.1.1 na página 84 deste Manual.

##### 4.4.2.1 Precipitação máxima pontual (Equação IDF característica da região)

A curva IDF (Intensidade-duração-frequência) de um determinado local é obtida a partir de registros históricos de precipitação, fornecendo a intensidade da chuva (mm/h) para uma dada duração t (horas) e período de retorno Tr (anos).

A região do município de Praia Grande é monitorada por dois postos pluviométricos do DAEE-SP, o F3-010 – Melvi e o F3-002 Mongaguá, além dos postos da região de Santos.



A disponibilidade de informações pluviográficas na região é baixa, no município de Praia Grande não existem pluviógrafos. Os dois postos mais próximos localizam-se em Santos, na base aérea, (Lat. 23 56'S e Long. 46 20'W altitude 14 m) e em Cubatão – Piaçaguera (Lat. 23 52'e Long. 46 23' altitude 5 m). Ambos foram operados pelo Centro Tecnológico de Hidráulica e Recursos Hídricos – CTH do Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE. O posto de Santos foi extinto, o de Cubatão permanece em operação.

Na região da Baixada Santista são disponíveis registros pluviográficos em Santos, Cubatão Itanhaém, Guarujá, Bertioga, Iguape e Sete Barras, operados pelo Centro Tecnológico de Hidráulica do DAEE – São Paulo.

Do ponto de vista hidrometeorológico, as precipitações na região da Praia Grande e Cubatão são semelhantes, sendo favorável adotar a equação de Cubatão, desenvolvida pelo Convênio DAEE-FCTH (MARTINEZ JÚNIOR; MAGNI, 2014), para caracterizar as chuvas na Praia Grande, dado que este posto se encontra numa posição geográfica mais representativa da região de interesse, mais próxima da Serra do Mar, sofrendo significativo efeito orográfico.

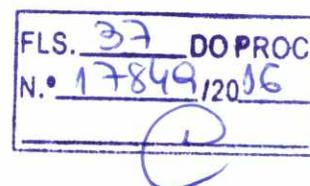
O posto pluviográfico a que se refere à equação está situado no município de Cubatão, pertence a rede do DAEE com o prefixo E3-038 e nome Piaçaguera:

Nome da estação: Piaçaguera (E3-038)

Coordenadas geográficas: Lat. 23°52'S; Long 46°23'W

Altitude: 5 m

Período de dados utilizados: 1972-1990; 1992-1996 (24 anos)



A relação IDF para o posto Piaçaguera no município de Cubatão é a seguinte:

Equação para 10 min ≤ t ≤ 1440 min

$$i_{t,T} = 25,1025(t + 20)^{-0,7522} + 6,4266(t + 20)^{-0,7050} \cdot \left[ -0,4772 - 0,9010 \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right] \quad (4)$$

Na qual:

i: Intensidade da precipitação, correspondente à duração t e período de retorno T (mm/min);

t: Duração da precipitação (min);

T: Período de retorno (anos).

Na sequência, a Tabela 4 mostra as previsões de máximas alturas de chuva de Cubatão, a Tabela 5 as previsões de máximas intensidades e a Figura 5 ilustra a curva IDF em função da duração da chuva.



**Tabela 4 - Previsão de máximas alturas de chuva em mm para Cubatão**

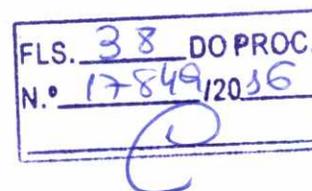
Duração t (minutos)	Período de retorno T (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	18,6	24,5	28,5	30,7	32,3	33,5	37,2	40,9	44,5
20	29,9	39,7	46,1	49,7	52,3	54,3	60,3	66,3	72,3
30	37,9	50,4	58,7	63,3	66,6	69,1	76,9	84,6	92,2
60	53,2	71,1	83,0	89,7	94,4	98,0	109,1	120,2	131,2
120	69,7	93,9	109,9	118,9	125,3	130,1	145,1	160,0	174,8
180	79,9	108,1	126,8	137,3	144,7	150,4	167,9	185,2	202,5
360	98,5	134,3	158,1	171,5	180,9	188,1	210,3	232,4	254,4
720	119,1	163,9	193,6	210,4	222,1	231,1	258,9	286,6	314,1
1080	132,4	183,3	217,0	236,0	249,3	259,5	291,1	322,4	353,6
1440	142,6	198,2	234,9	255,7	270,2	281,4	315,9	350,1	384,2

Fonte: Martinez Júnior; Magni, 2014

**Tabela 5 - Previsão de máximas intensidades de chuva em mm/h para Cubatão**

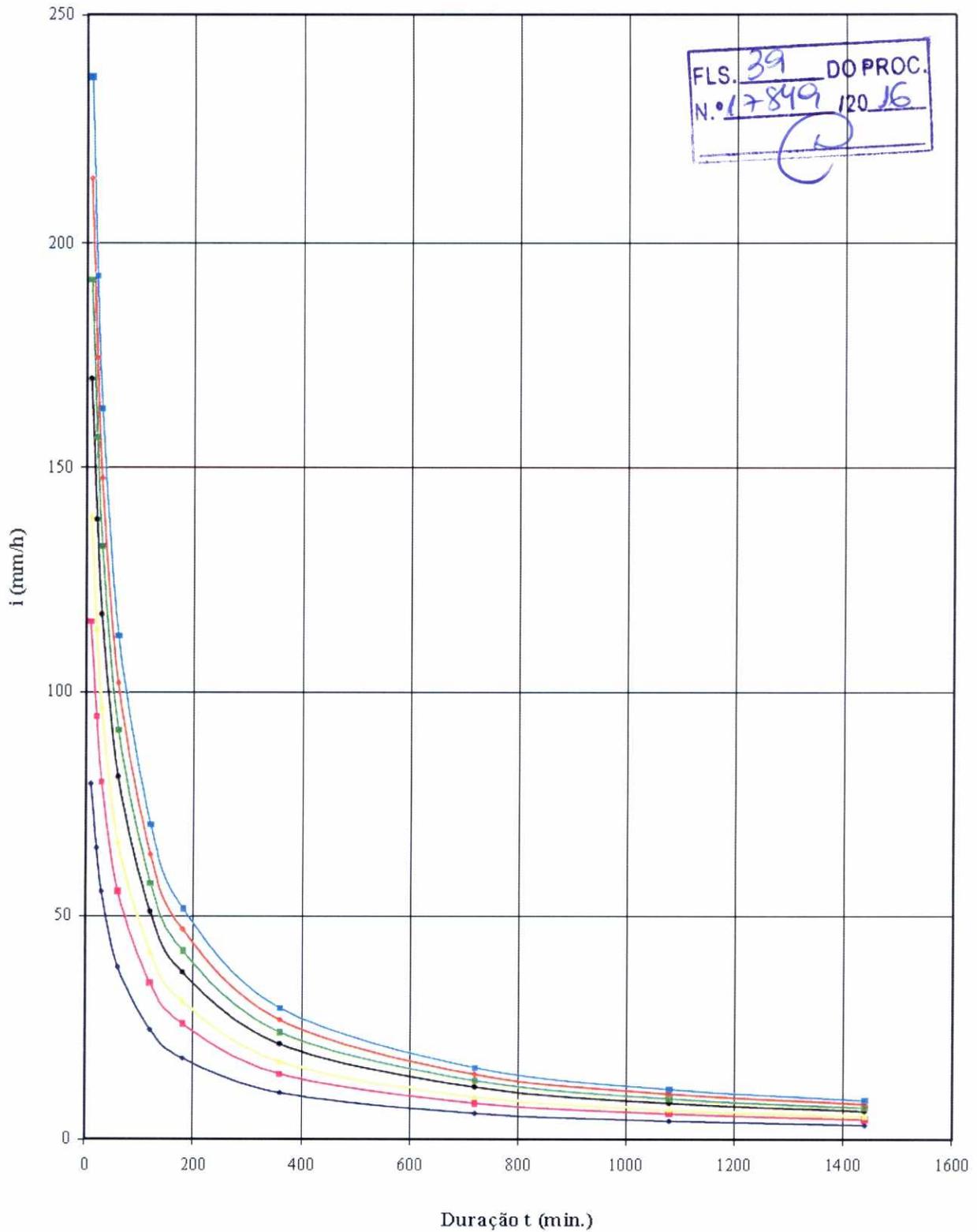
Duração t (minutos)	Período de retorno T (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	111,5	147,3	171,0	184,3	193,7	200,9	223,1	245,2	267,2
20	89,7	119,0	138,3	149,2	156,9	162,8	180,9	198,9	216,8
30	75,8	100,8	117,3	126,7	133,2	138,2	153,7	169,1	184,4
60	53,2	71,1	83,0	89,7	94,4	98,0	109,1	120,2	131,2
120	34,9	47,0	55,0	59,5	62,6	65,1	72,6	80,0	87,4
180	26,6	36,0	42,3	45,8	48,2	50,1	56,0	61,7	67,5
360	16,4	22,4	26,3	28,6	30,1	31,3	35,1	38,7	42,4
720	9,9	13,7	16,1	17,5	18,5	19,3	21,6	23,9	26,2
1080	7,4	10,2	12,1	13,1	13,8	14,4	16,2	17,9	19,6
1440	5,9	8,3	9,8	10,7	11,3	11,7	13,2	14,6	16,0

Fonte: Martinez Júnior; Magni, 2014





— T = 2 — T = 5 — T = 10 — T = 25 — T = 50 — T = 100 — T = 200



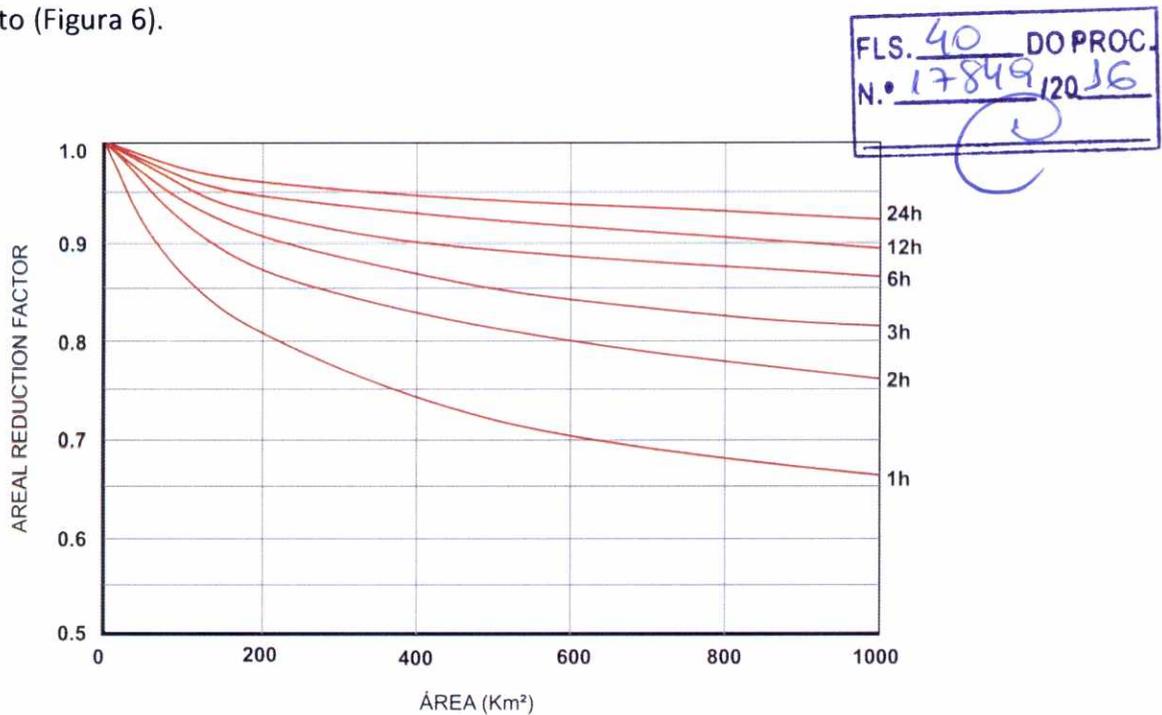
**Figura 5 - Curva IDF em função da duração (min)**

Fonte: Martinez Júnior; Magni, 2014

#### 4.4.2.2 Distribuição espacial e coeficientes de abatimento

A precipitação máxima pontual citada no item anterior não ocorre sobre toda a bacia ao mesmo tempo, existe uma natural variabilidade espacial com uma tendência à redução da precipitação da bacia com relação ao máximo pontual.

A precipitação sobre uma bacia normalmente não é uniforme, tornando-se necessária a correção do valor de precipitação máxima em função da área da mesma, para considerar a redução da chuva do ponto para a área considerada, pode ser utilizado um coeficiente redutor a ser aplicado a chuva no ponto (Figura 6).



**Figura 6 - Curva de Redução de Precipitação (U.S. National Weather Service)**

Fonte: SÃO PAULO (2012)

Para o cálculo da redução da chuva podem ser também utilizadas as equações desenvolvidas por Torricco (1974), a partir da Equação (5), indicada para casos mais simples ou a as curvas do "Weather Bureau" (BRASIL, 2005) para áreas de bacias de até 5.000 km<sup>2</sup> em situações mais complexas de acordo com a Equação (6).

$$P_{\text{área}} = P_{\text{ponto}} \left[ 1 - (0,1 \log(A / 25)) \right] \quad (5)$$

onde:

25 é a área mínima para emprego da equação (km<sup>2</sup>);

$P_{\text{área}}$  = precipitação na área (mm);

$P_{\text{ponto}}$  = precipitação no ponto (mm);



A = área da bacia (km<sup>2</sup>).

$$P_{\text{área}} = P_{\text{ponto}} \frac{35 \log(0,7D + 1)}{35 \log(0,7 + 1) + \log^2(A/5)} \quad (6)$$

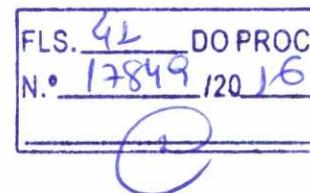
onde:

D = duração da chuva (h);

P<sub>área</sub> = precipitação na área (mm);

P<sub>ponto</sub> = precipitação no ponto (mm);

A = área da bacia (km<sup>2</sup>).



A Tabela 6 apresenta os coeficientes de redução da chuva pontual em função da área da bacia hidrográfica.

**Tabela 6 - Coeficiente de Distribuição Espacial**

Duração (min)	Área (km <sup>2</sup> )									
	1	5	10	30	100	300	1000	3000	10000	30000
5	0,90	0,82	0,76	0,65	0,51	0,38	-	-	-	-
10	0,93	0,87	0,83	0,73	0,59	0,47	0,32	-	-	-
15	0,94	0,89	0,85	0,77	0,64	0,53	0,39	0,29	-	-
30	0,95	0,91	0,89	0,82	0,72	0,62	0,51	0,41	0,31	-
60	0,96	0,93	0,91	0,86	0,79	0,71	0,62	0,53	0,44	0,35
120	0,97	0,95	0,93	0,9	0,84	0,79	0,73	0,65	0,55	0,47
180	0,97	0,96	0,94	0,91	0,87	0,83	0,78	0,71	0,62	0,54
360	0,98	0,97	0,96	0,83	0,90	0,87	0,83	0,79	0,73	0,67
1440	0,99	0,98	0,97	0,96	0,94	0,92	0,89	0,86	0,83	0,8
2880	-	0,99	0,98	0,97	0,96	0,94	0,91	0,88	0,86	0,82

Fonte: NATURAL ENVIRONMENTAL RESEARCH COUNCIL (1975)

#### 4.4.3 Tempo de Concentração

O tempo de concentração juntamente com o coeficiente de escoamento superficial, é um dos parâmetros essenciais para o método racional, ambos estão sujeitos a dúvidas no momento de suas determinações. Diversas fórmulas têm sido propostas para calcular o tempo de concentração em função: das características físicas da bacia, da sua ocupação e eventualmente da intensidade da chuva.

No método Racional o tempo de concentração é igual ao tempo de duração da chuva e igual ao tempo de percurso da água desde o ponto mais afastado da bacia até o ponto de interesse.



SÃO PAULO (2012) ressalta que se deve analisar com cautela a adoção de algumas dessas fórmulas, pois a maioria foi originada de experiências empíricas, portanto são aceitáveis para condições muito semelhantes às de sua determinação. Esta análise pretende evitar a utilização de expressões desenvolvidas para áreas rurais em áreas urbanas.

Portanto, a adoção de uma determinada fórmula para cálculo do tempo de concentração deve ser feita de maneira criteriosa, tendo em vista os seguintes aspectos:

- dispersão nos valores dos tempos de concentração obtidos a partir das diversas equações e metodologias é muito grande;
- em consequência, as vazões de pico podem apresentar variações sensíveis, dada a grande influência do tempo de concentração nos picos.

Usualmente, considera-se o tempo de duração da chuva para aplicação do método Racional não inferior a 10 minutos. Portanto, para bacias pequenas quando o tempo de concentração calculado não atingir 10 minutos, deve-se adotar no cálculo,  $t_c=10$  minutos.

1) O método mais aceito no meio técnico de calcular tempo de concentração é pelo método cinemático que recomenda dividir a bacia em N trechos homogêneos e calcular a velocidade do escoamento em cada um deles. O tempo de concentração, em minutos é dado por:

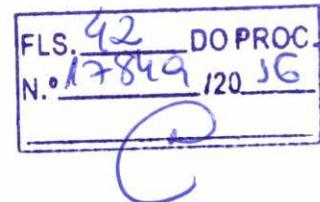
$$t_c = \frac{1}{60} \sum \frac{L_i}{V_i} \quad (7)$$

onde:

$t_c$  = tempo de concentração (min);

$L_i$  = comprimento de cada trecho homogêneo (m);

$V_i$  = velocidade do escoamento no trecho "i" (m/s).



A velocidade de escoamento pode ser determinada para canaletas, valas, tubos e canais utilizando a equação de Manning na forma:

$$V = \frac{Rh^{2/3} \times S^{1/2}}{n} \quad (8)$$

onde:

$V$  = velocidade de escoamento (m/s);

$S$  = declividade do fundo do canal (m/m);

$n$  = coeficiente de rugosidade de Manning;

$Rh$  = raio hidráulico (m), calculado pela seguinte fórmula:

$$Rh = \frac{A}{P} \quad (9)$$

onde:

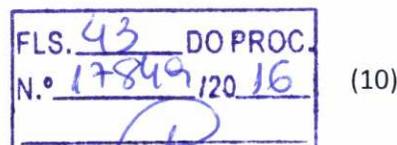
$A$  = área da seção transversal (m<sup>2</sup>);



P = perímetro molhado da seção transversal (m).

- 2) Em áreas urbanas, o tempo de concentração pode ser dividido em duas parcelas: um tempo inicial  $t_i$ , tempo para chuva atingir a primeira boca de lobo ou sarjeta, e um tempo  $t_t$  de translação na rede de drenagem (sarjetas, bueiros, galerias, canais, etc.).

$$t_c = t_i + t_t$$



(10)

O tempo  $t_i$  pode ser subdividido em dois outros tipos de escoamento, o tempo  $t_{i1}$  correspondente a um escoamento que ocorre em forma de lâmina sobre superfícies e que não se prolonga geralmente por mais do que 50 m e o tempo  $t_{i2}$ , que se forma em calhas rasas ou sarjetas à medida que as águas vão engrossando.

$$t_{i1} = \frac{0,65 \times (1,1 - C) \times L^{1/2}}{S^{1/3}} \quad (11)$$

onde:

$t_i$  = tempo de escoamento em superfície (min);

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

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

S = declividade média da bacia (%).

$$t_{i2} = \frac{L}{V} \quad (12)$$

$$V = C_v \times S^{1/2} \quad (13)$$

onde:

L = comprimento do trecho em que ocorre o escoamento (m);

V = velocidade do escoamento (m/s);

$C_v$  = o coeficiente dado pela Tabela 7;

S = declividade média da bacia (%).



**Tabela 7 - Escoamento em superfícies e calhas rasas**

Ocupação do solo	C <sub>v</sub>
Florestas densas	75
Campos naturais pouco cultivados	135
Gramas ou pastos ralos	210
Solos quase nus	300
Canais gramados	450
Escoamento em lâmina sobre pavimentos ou em sarjetas e calhas rasas	600

O tempo  $t_t$  (tempo de translação) deve ser calculado a partir dos parâmetros hidráulicos da rede de drenagem, pela fórmula de Manning (Equação (8)), o que requer o pré-dimensionamento da mesma.

$$t_t = \frac{L}{V} = \frac{L \times n}{Rh^{2/3} \times S^{1/2}} \quad (14)$$

onde:

$t_t$  = tempo de translação na rede de drenagem (s);

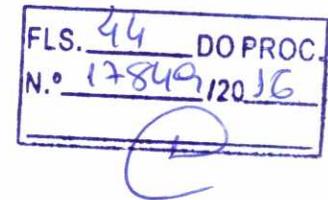
L = comprimento da rede de drenagem (m);

V = velocidade de escoamento (m/s);

S = declividade do fundo do canal (m/m);

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

Rh = raio hidráulico (m).



- 3) Para bacias urbanas, segundo Canholi (1995), recomenda-se que o tempo de concentração seja calculado como a soma de 3 parcelas, todas elas tratadas com enfoque cinemático:

$$T_c = T_s + T_n + T_q \quad (15)$$

onde:

$T_c$  = tempo de concentração (h);

$T_s$  = tempo de escoamento em superfície (h);

$T_n$  = tempo de escoamento em canal natural (h);

$T_q$  = tempo de escoamento em canal ou galeria artificial (h).



○ *Tempo de Escoamento em Superfícies*

O tempo de escoamento em superfícies deve ser calculado para os primeiros 50 a 100 m de montante do talvegue e se caracteriza por pequenas espessuras de lâminas d'água com velocidades baixas. Depende da declividade do terreno, de sua rugosidade e da intensidade da chuva. Pode ser calculado segundo a equação:

$$T_s = \frac{0,091(n.L)^{0,8}}{P_2^{0,5} . S^{0,4}} \quad (16)$$

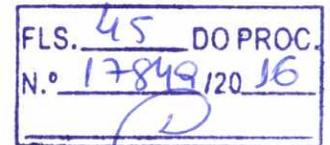
onde:

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

L = comprimento do trecho (m);

P<sub>2</sub> = total precipitado em 24 horas para recorrência de 2 anos (mm);

S = declividade do terreno (m/m).



○ *Tempo de Escoamento em Canal Natural*

O tempo de escoamento no canal natural pode ser obtido pelo método cinemático:

$$T_n = \frac{L}{3600 \times V} \quad (17)$$

onde:

L = comprimento do trecho, em m;

V = velocidade do escoamento, em m/s.

Usualmente, considera-se o tempo de duração da chuva para aplicação do método Racional, não inferior a 10 minutos. Portanto, para bacias pequenas quando o tempo de concentração calculado não atingir 10 minutos, deve-se adotar no cálculo, tc=10 minutos.

○ *Tempo de Escoamento em Canal ou Galeria Artificial*

O tempo de escoamento em galeria artificial pode ser calculado cinematicamente, como no caso em canal natural pela equação (17), supondo regime uniforme. As velocidades médias são obtidas pela fórmula de Manning, adotando-se seção hidráulica plena.

$$V = \frac{Rh^{2/3} \times S^{1/2}}{n} \quad (18)$$

onde:

V = velocidade de escoamento (m/s);

S = declividade do fundo do canal (m/m);

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

Rh = raio hidráulico (m).



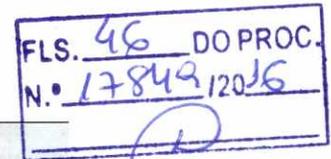
As características geométricas são obtidas do projeto ou em campo, o tempo de concentração total será a soma das parcelas, conforme indicado na equação (15).

A Tabela 8 seguinte apresenta valores de coeficientes de rugosidades mais usuais, considerando a seção hidráulica plena.

Tabela 8 - Valores de n para revestimentos usados em canais

Revestimento do Canal	Faixa de Profundidade (m)		
	0 - 0,15	0,15 - 0,60	> 0,60
Concreto liso	0,015	0,013	0,013
Concreto com juntas ou rugoso	0,018	0,017	0,017
Pedra argamassada	0,040	0,030	0,028
Solo cimento	0,025	0,022	0,020
Escavado em solo	0,045	0,035	0,025
Gabião	0,030	0,028	0,026
Gramma baixa	0,033	0,027	0,022
Gramma alta	0,035	0,033	0,030
Cascalho	0,033	0,030	0,027

Fonte: Canholi (2005)



- 4) Outro método também pode ser utilizado para a determinação do tempo de concentração, é aquele desenvolvido pelo Serviço de Conservação dos Solos (SCS, 1986).

A metodologia também utiliza dois tipos de equação, de acordo com a característica do escoamento: superficial ou em canal.

- Escoamento Superficial

Considera o escoamento sobre uma superfície com pequena profundidade em que o fator de atrito de Manning representa os efeitos do impacto das gotas de chuva, do escoamento em pequenos canais, dos obstáculos e pedras, do arraste sobre a superfície, bem como da erosão e do transporte de sedimentos.

No caso de superfícies não pavimentadas estes fatores de atrito são significativamente diferentes que os tradicionalmente utilizados em projetos de redes de drenagem. Para estes tipos de superfície, utiliza-se uma formulação obtida a partir da solução da onda Cinemática-Manning, cuja equação é a seguinte:

$$t_c = \frac{5,474 \times (n \times L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \times S^{0,4}} \quad (19)$$

onde:

$t_c$  = tempo de concentração (min);

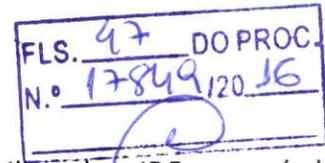
$S$  = declividade (m/m);



$n$  = coeficiente de rugosidade de Manning (conforme Tabela 9);

$L$  = comprimento do escoamento (m);

$P_{24}$  = precipitação com 24 horas de duração (mm), determinada utilizando a IDF e o período de retorno de projeto.



**Tabela 9 - Coeficientes de Rugosidade de Manning para Escoamento Superficial**

Tipo de Superfície	Rugosidade (n)
Superfícies alisadas	
Concreto, asfalto, pedregulhos ou solo exposto	0,011
Solos sem cultivo	0,050
Solos cultivados	
cobrem $\leq$ 20% da superfície	0,150
cobrem $>$ 20% da superfície	0,240
Grama nativa, alfafa, etc.	0,410
Pastagens naturais	0,130
<b>Florestas</b>	
Vegetação rasteira esparsa	0,400
Vegetação rasteira densa	0,800

- Escoamento concentrado de pequena lâmina em rios, córregos e redes de drenagem

A determinação do tempo de concentração neste tipo de escoamento considera que a lâmina de água passa a ser maior que o escoamento em um plano, convergindo para um sistema único, formando uma espécie de canal.

O procedimento de cálculo consiste primeiramente na aplicação da equação de Manning para a determinação da velocidade de escoamento.

$$V = \frac{Rh^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

onde:

$V$  = velocidade de escoamento (m/s);

$S$  = declividade do fundo do canal (m/m);

$n$  = coeficiente de rugosidade de Manning;

$R_h$  = raio hidráulico (m), calculado pela seguinte fórmula:



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

onde:

A = área da seção transversal (m<sup>2</sup>);

P = perímetro molhado da seção transversal (m).

Com a velocidade de escoamento determinada, obtém-se o tempo de concentração por meio da seguinte equação:

$$t_c = \frac{L}{V} \quad (20)$$

onde:

t<sub>c</sub> = tempo de concentração (s);

L = comprimento do trecho onde ocorre o escoamento (m);

V = velocidade de escoamento (m/s).

Quando existirem vários trechos de escoamento com características distintas, deve-se calcular o tempo de concentração para cada um deles e o tempo de concentração total será a soma dos tempos de concentração individuais e nos casos em que vários trechos de rede, ou seja, várias bacias, afluem a um determinado trecho e possuem tempos de concentração diferentes, utiliza-se o trecho que tiver o maior tempo de concentração das bacias afluentes de montante.

#### 4.4.4 Período de Retorno

O período de retorno a ser utilizado nos projetos de microdrenagem em Praia Grande varia de 2 (dois) anos a 10 (dez) anos. Dependerá da densidade e do tipo de edificações existentes no local do projeto. Deverá ser considerado no mínimo igual ao disposto na Tabela 1.

#### 4.4.5 Coeficiente de Escoamento Superficial

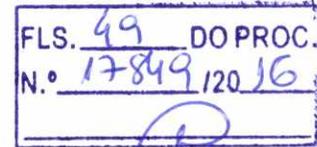
A determinação do coeficiente de escoamento superficial utilizado no método racional é função de uma série de fatores: tipo de solo, cobertura, ocupação da bacia, umidade antecedente, intensidade da chuva e tempo de retorno. A adoção, portanto de um valor de C constante é uma hipótese pouco realista e deve ser feita com cuidado.

Os coeficientes de escoamento recomendados em função da ocupação do solo para as superfícies urbanas estão apresentados na Tabela 10 e na Tabela 11 com base no revestimento das superfícies.

Usualmente para os tempos de retorno utilizados na microdrenagem, não existe variação desse coeficiente. Para períodos de retorno maiores, há necessidade de corrigir o valor de C, o que pode ser feito através da seguinte equação.



$$C_T = 0,8 \times T^{0,1} \times C_{10}$$



(21)

onde:

$C_T$  = coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno T;

$C_{10}$  = coeficiente de escoamento superficial para período de retorno de 10 anos (obtido da Tabela 10, por exemplo);

T = período de retorno (anos).

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

$$C = \frac{1}{A} \sum C_i \times A_i \quad (22)$$

onde:

C = coeficiente médio de escoamento superficial;

A = área de drenagem da bacia;

$C_i$  = coeficiente de escoamento superficial correspondente a ocupação ou revestimento "i";

$A_i$  = área da bacia correspondente a ocupação ou revestimento "i".

**Tabela 10 - Valores de C por tipo de Ocupação do Solo**

Ocupação do Solo	C
<b>área comercial / edificação muito densa</b>	
partes centrais, densamente construídas de uma cidade com rua e calçadas pavimentadas	0,70 a 0,95
<b>área comercial / edificação não muito densa</b>	
partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 a 0,70
<b>área residencial</b>	
residências isoladas com poucas superfícies livres, ruas pavimentadas	0,50 a 0,60
residências isoladas com muitas superfícies livres, ruas macadamizadas ou pavimentadas, muitas áreas verdes	0,25 a 0,50
áreas com apartamentos	0,50 a 0,70
<b>subúrbios com alguma edificação</b>	
partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construções	0,10 a 0,25
<b>áreas industriais</b>	
indústria leves	0,50 a 0,80
indústria pesadas	0,60 a 0,90
<b>outros</b>	
matas, parques ajardinados, campos de esportes sem pavimentação, áreas rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas	0,05 a 0,20

Fonte: adaptado ASCE (1969) apud Tucci e Genz (1995) e Wilken (1978)



**Tabela 11 - Valores de C por tipo de revestimento da superfície**

Superfície	C
<b>Pavimentos</b>	
Asfalto	0,70 a 0,95
Concreto	0,80 a 0,95
Calçadas	0,75 a 0,85
Telhado	0,75 a 0,95
<b>Coberturas: grama/areia</b>	
plano (declividade 2%)	0,05 a 0,10
<b>Grama, solo pesado</b>	
Plano (declividade 2%)	0,13 a 0,17
Médio (declividade de 2% a 7%)	0,18 a 0,22
Alta (declividade 7%)	0,25 a 0,35

Fonte: ASCE (1969) apud Tucci adaptado ASCE (1969) apud Tucci e Genz. (1995)

FLS. 50 DO PROC.  
N.º 17849/2016

## 4.5 DIMENSIONAMENTO DA REDE

### 4.5.1 Sequência de Projeto

O Fluxograma a seguir indica uma sequência básica de etapas que pode ser adotada para o desenvolvimento de um projeto de obras do sistema de microdrenagem.

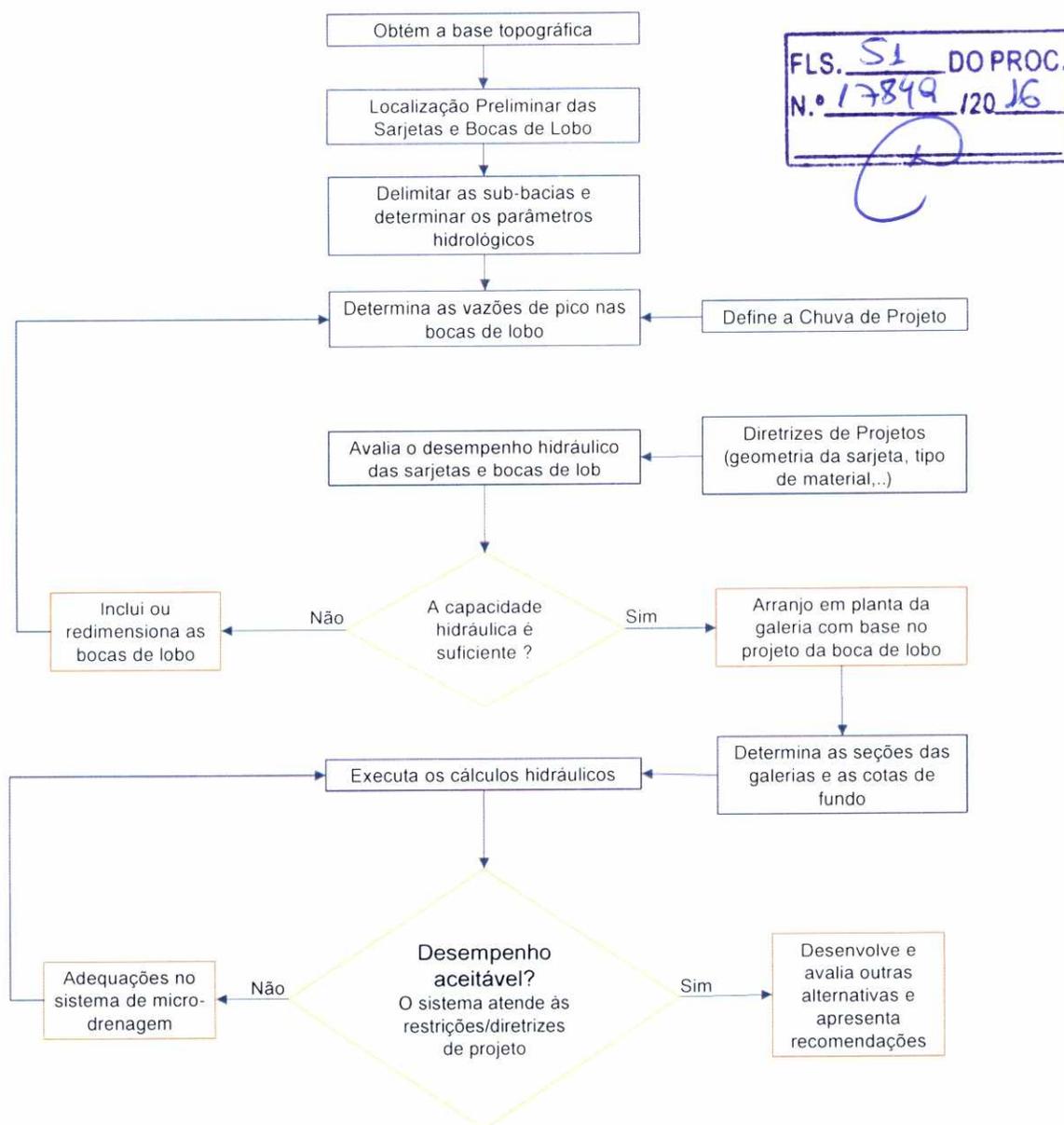


Figura 7 - Fluxograma com a sequência de etapas para um projeto de microdrenagem

#### 4.5.2 Capacidade de condução hidráulica de ruas e sarjetas

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

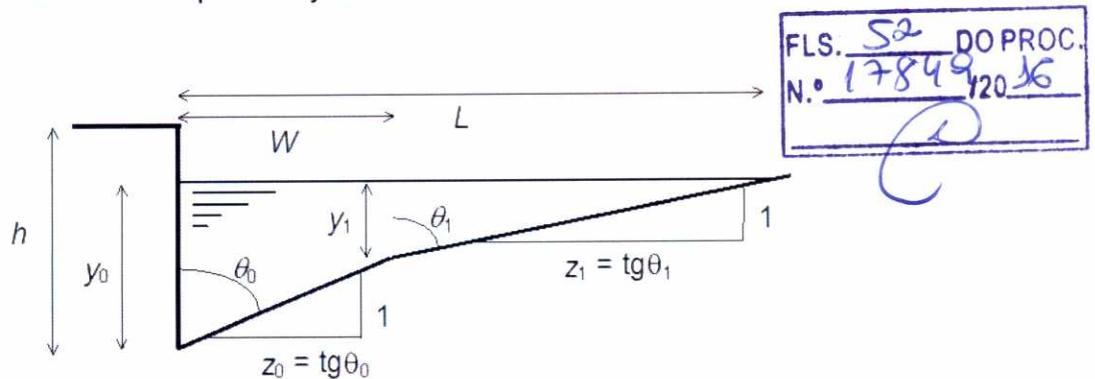
Sendo as ruas abauladas (declividade transversal) e tendo inclinação longitudinal as águas escoarão rapidamente para as sarjetas e destas, ruas abaixo. Se a vazão for excessiva ocorrerá: (i) alagamento e seus reflexos, (ii) inundação das calçadas, (iii) velocidades exageradas com erosão do pavimento.

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

- o a água escoando por toda a calha da rua; ou



- o a água escoando somente pelas sarjetas.



**Figura 8 - Seção de Escoamento de uma Sarjeta**

onde:

W: largura da sarjeta;

L: largura do escoamento;

$y_0$ : lâmina d'água;

h: altura do meio-fio;

$z_0$ : declividade transversal da sarjeta;

$z_1$ : declividade transversal do pavimento.

O termo declividade transversal refere-se à diferença entre os níveis, das linhas de fundo das sarjetas opostas de uma rua. Na maioria dos casos, onde a topografia do terreno é relativamente plana, as ruas podem ser facilmente projetadas com declividade transversal nula.

Com estes dados, a verificação da vazão máxima escoada para o dimensionamento hidráulico pode ser calculada utilizando a equação de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \times R_h^{\frac{2}{3}} \times A \times i^{\frac{1}{2}} \quad (23)$$

onde:

Q = vazão escoada ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

A = área da seção da sarjeta ( $\text{m}^2$ );

$R_h$  = raio hidráulico (m);

i = declividade longitudinal da rua (m/m);

n = coeficiente de Manning que para via pública (concreto liso), adota-se o valor de 0,018 ou verificar a Tabela 12 seguinte.



**Tabela 12 - Coeficientes de rugosidade de Manning**

Características	n
<b>Canais revestidos</b>	
Canais retilíneos com grama de até 15 cm de altura	0,030 a 0,040
Canais retilíneos com grama de até 30 cm de altura	0,030 a 0,060
<b>Galerias de concreto</b>	
Pré-moldado com bom acabamento	0,011 a 0,014
Moldado no local com formar metálicas simples	0,012 a 0,014
Moldado no local com formas de madeira	0,015 a 0,020
<b>Sarjetas</b>	
Asfalto liso	0,013
Asfalto rugoso	0,016
Concreto liso com pavimento asfalto	0,014
Concreto rugoso com pavimento asfalto	0,015
Pavimento de concreto	0,014 a 0,017
Pedras	0,017

FLS. 53 DO PROC.  
N.º 17849/2016

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.

Depois de calculada a capacidade teórica das sarjetas, multiplica-se o seu valor por um fator de redução, como margem de segurança, que leva em conta a possibilidade de obstrução da sarjeta de pequena declividade por sedimentos ou mesmo para limitar a velocidade de escoamento para a proteção de pedestres e do pavimento. Estes fatores encontram-se na Tabela 13.

Essa margem de segurança é conseguida pelo emprego do fator de redução  $F_r$ , obtido pela Tabela 13.

**Tabela 13 - Fatores de redução da capacidade hidráulica das sarjetas**

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

Fonte: SÃO PAULO (1980)



Neste caso, o valor da capacidade de descarga máxima admissível passa a ser:

$$Q_{adm} = F_R \times Q \quad (24)$$

Algumas dimensões da sarjeta podem ser padronizadas para serem utilizadas nas verificações do projeto, segundo indica a Tabela 14.

**Tabela 14 - Dimensões padronizadas para sarjetas**

Profundidade máxima	h = 15 cm
Lâmina d'água máxima maximorum	y = 15 cm
Lâmina d'água máxima para evitar transbordamento	y <sub>0</sub> = 13 cm
Largura	W = 60 cm
Declividade longitudinal mínima	l = 0,004 m/m
Velocidade mínima do escoamento	v <sub>min</sub> = 0,75 m/s
Velocidade máxima do escoamento	v <sub>máx</sub> = 3,50 m/s

FLS. 54 DO PROC.  
N.º 17849/2016

Os valores limites de y<sub>0</sub> e W são fixados por normas. Ao serem excedidos, utilizam-se bocas de lobo. A partir de testes em laboratório, estima-se que a capacidade hidráulica de captação das bocas de lobo por formulação empírica pode ser obtida pela seguinte equação:

$$E = \frac{Q_{interceptada}}{Q_{total escoada}} \quad (25)$$

A Tabela 15 e a Tabela 16 indicam a relação entre o nível de inundação permitido em função de algumas características das vias urbanas.

**Tabela 15 - Características das vias urbanas**

Tipo	Secundária	Principal	Avenida	Expressa
<b>Função</b>	Tráfego local	Coletar e distribuir o tráfego	Trânsito rápido e desimpedido através da cidade	Limitação de fluxos no perímetro urbano
<b>Faixas de trânsito</b>	Duas	Duas a quatro	Quatro a seis faixas	Quatro a seis faixas
<b>Estacionamento</b>	Sim	Nem sempre	Não é permitido	Acostamento sinalizado
<b>Sinalização</b>	Placas	Placas e semáforos	Placas e semáforos	Placas
<b>Velocidade máxima</b>	30 a 40 km/h	40 a 60 km/h	60 km/h	80 km/h
<b>Inundação máxima</b>	Até a crista da rua	Preservar uma faixa de trânsito	Preservar uma faixa de trânsito em cada direção	Nenhuma ou somente na largura da sarjeta



FLS. 55 DO PROC. FCTH  
N.º 17849/2016

Tabela 16 - Inundação máxima admissível

Classificação da Rua	Profundidade Admissível	Áreas Inundáveis
Viela sanitária, secundária e principal	< 45 cm na sarjeta	Construções residenciais, edifícios públicos, comerciais e industriais não devem ser atingidos, a menos que sejam à prova de inundação
Avenida e via expressa	< 15 cm na crista da rua, para permitir a circulação dos veículos de socorro de emergência	
	< 45 cm na sarjeta	

Para o caso específico do município de Praia Grande em que as declividades longitudinais das ruas são pequenas, quase planas, o conceito de armazenamento temporário na via é o mais aceito, em que se aproveita a característica própria da área para o amortecimento dos picos de vazão, com o objetivo de controlar a entrada de água no sistema de drenagem devidamente dimensionado. Considerando este amortecimento, acaba resultando em galerias menores, diminuindo assim os custos de implantação.

O dimensionamento para regiões com declividades abaixo de 0,5% é baseado na capacidade de armazenamento proporcionada pela característica plana das vias, a qual é determinada pelo índice de amortecimento (CSOBI, 2011).

A declividade longitudinal a ser adotada para o dimensionamento varia entre 0,15% a 0,5%, podendo ter bons resultados em vias com greides inferiores a 5%.

O índice de amortecimento é dado pela Equação (26) e os parâmetros que interferem no resultado é dado pela Equação (27).

$$\phi = 1 - \frac{Q}{Q_0} = \text{índice de amortecimento} \quad (26)$$

onde:

$Q_0$  = vazão de entrada, do método Racional;

$Q$  = vazão de saída; amortecida efeito da baixa declividade.

$$\phi = Y \times \left( \frac{B}{h_0} \times \sqrt{\frac{S_0}{f}} \times \frac{V_0 \times t_c}{\Delta x} \right)^{-X} \quad (27)$$

onde:

$Y$  = fator multiplicador da equação do amortecimento;

$$Y = 85,56 \times S_0^{0,54} \quad (28)$$

$X$  = expoente da equação da equação do amortecimento;

$$X = 1,758 \times S_0^{0,077} \quad (29)$$



$Q$  = vazão amortecida ou vazão de saída ( $m^3/s$ );

$Q_0$  = vazão de entrada ou vazão de dimensionamento do método racional ( $m^3/s$ );

$S_0$  = declividade longitudinal da rua ( $m/m$ );

$\Delta x$  = extensão da rua a ser estudada ou extensão acumulada de montante ao ponto de controle de vazão ( $m$ );

$h_0$  = altura da lâmina de água em relação a vertical, contando do ponto mais baixo da sarjeta ( $m$ );

$f$  = fator de atrito universal;

$$f = \frac{8 \times g}{\left( \frac{Rh^{1/6}}{n} \right)^2} \quad (30)$$

$g$  = aceleração da gravidade em  $m/s^2$ ;

$Rh$  = raio hidráulico ( $m$ );

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

$A$  = área da seção transversal ( $m^2$ );

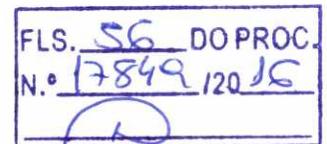
$P$  = perímetro molhado da seção transversal ( $m$ ).

$n$  = coeficiente de rugosidade de Manning;

$B$  = largura da lâmina de água superficial ( $m$ );

$V_0$  = velocidade de escoamento da vazão na seção transversal ( $m/s$ );

$t_c$  = tempo de concentração, que no caso do método racional é o tempo de duração do evento ( $s$ ).



#### 4.5.2.1 Dimensionamento

Para o dimensionamento das sarjetas devem-se levar em conta os seguintes componentes:

O escoamento nas sarjetas pode ser dividido em duas partes, a que segue sobre a sarjeta e a da via, conforme indica a Figura 9.

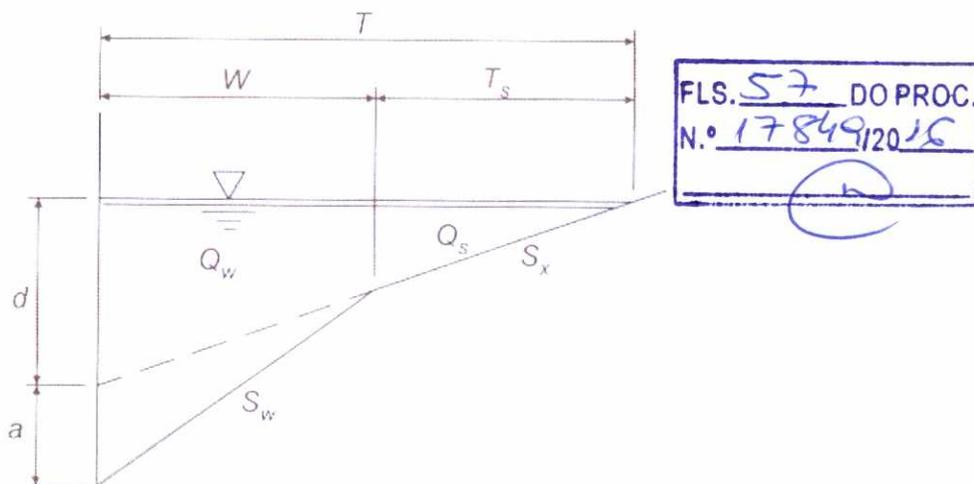


Figura 9 - Divisão do escoamento de uma Sarjeta

Os componentes hidráulicos referentes ao escoamento na sarjeta podem ser definidos da seguinte maneira.

A vazão total na sarjeta expressa pela equação:

$$Q = Q_w + Q_s \quad (31)$$

onde:

Q = vazão de escoamento ( $m^3/s$ );

$Q_w$  = vazão na seção da sarjeta ( $m^3/s$ );

$Q_s$  = vazão sobre a via ( $m^3/s$ ).

A largura total de escoamento pela equação:

$$T = W + T_s \quad (32)$$

onde:

T = largura total do escoamento (m);

W = largura do escoamento sobre a sarjeta (m);

$T_s$  = largura do escoamento sobre a via (m).

A lâmina total de água é dada pela equação:

$$y = d + a = T \times S_x + a \quad (33)$$



onde:

y = altura total da lâmina (m);

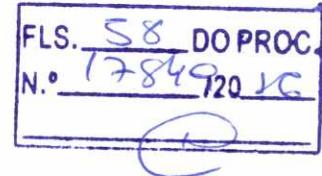
d = altura da lâmina correspondente ao escoamento sobre a via;

“a” = parcela adicional correspondente ao escoamento da sarjeta;

S<sub>x</sub> = declividade transversal da via.

E a declividade transversal da sarjeta pela equação:

$$S_w = S_x + \frac{a}{W} \quad (34)$$



onde:

S<sub>w</sub> = declividade transversal da sarjeta.

Substituindo as equações citadas na equação de Manning, obtém-se que:

$$Q_s = \frac{0,375}{n} \times S_x^{5/3} \times T_s^{8/3} \times I^{1/2} \quad (35)$$

onde:

I = declividade longitudinal da via (m/m).

A vazão sobre a sarjeta Q<sub>w</sub> é dada por uma relação da vazão total:

$$Q_w = E_0 \times Q \quad (36)$$

onde:

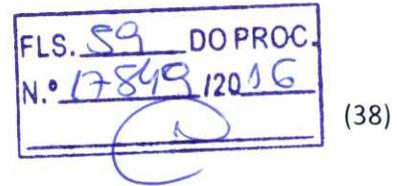
E<sub>0</sub> = relação da vazão escoada sobre a sarjeta e a vazão total do escoamento.

Esta relação pode ser deduzida pelo seguinte equacionamento:

$$E_0 = \left\{ 1 + \frac{S_w/S_x}{\left[ 1 + \frac{S_w/S_x}{(T/W) - 1} \right]^{8/3} - 1} \right\}^{-1} \quad (37)$$

Substituindo os termos das equações tem-se que:

$$Q = \frac{Q_s}{(1 - E_0)}$$



Assumindo  $z_0 = z_1$  ou  $S_w = S_x$ , a sarjeta assume o formato simplificado de sarjeta triangular, conforme Figura 10.

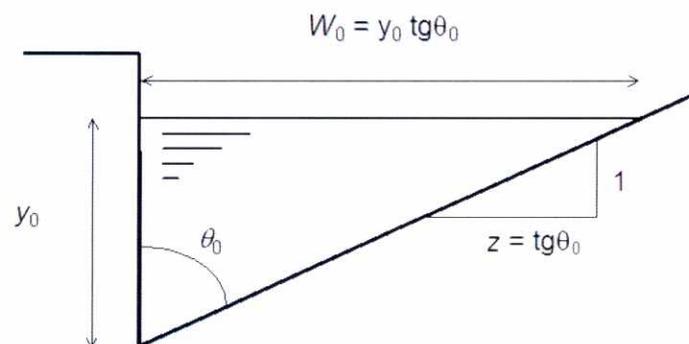


Figura 10 - Seção de Escoamento de uma Sarjeta Triangular

A partir de o modelo triangular ( $z_0 = z_1$ ), a vazão da sarjeta pode ser obtida utilizando-se a equação de Manning e a equação da continuidade ( $Q = v/A$ ), onde  $v$  é a velocidade de escoamento e  $A$  a área molhada da sarjeta. A equação (39) permite calcular a vazão teórica da sarjeta e a equação (40) a lâmina teórica.

$$Q_0 = 0,375 \times y_0^{8/3} \times \frac{z}{n} \times l^{1,2} \quad (39)$$

$$y_0 = \left( \frac{Q}{0,375 \times l^{1,2} \times \frac{z}{n}} \right)^{3/8} \quad (40)$$

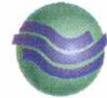
Onde:  $Q$  ( $m^3/s$ ),  $y_0$  ( $m$ ),  $l$  ( $m/m$ ).

#### 4.5.2.2 Exemplo de dimensionamento

##### A) CASO GERAL

Determinar a vazão máxima teórica na extremidade de jusante de uma sarjeta situada em uma área com as seguintes características:

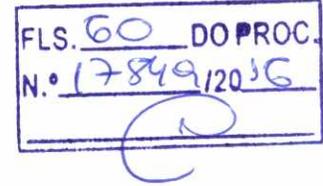
- área =  $A = 2,0 \text{ ha} = 0,02 \text{ km}^2$ ;
- chuva de duração de 30 min e período de retorno de 2 anos;



- o coeficiente de escoamento superficial =  $C = 0,75$ .

Dados da sarjeta:

- o  $l = 0,01$  m/m;
- o  $z = 16$ ;
- o  $n = 0,016$ .



### Solução:

Calculando-se a vazão de projeto pelo método Racional tem-se:

$$Q = 0,278 \times C \times i \times A$$

onde:

$C = 0,40$ ;

$i$  = intensidade da chuva pela IDF de Cubatão (Tabela 5) para uma duração de 30 min período de retorno de 2 anos = 75,8 mm/h;

$A = 2$  ha = 0,02 km<sup>2</sup>.

Tem-se:

$$Q = 0,278 \times 0,40 \times 75,8 \times 0,02 = 0,1686 \text{ m}^3/\text{s} = 168,6 \text{ L/s}$$

1º) Verifica-se a lâmina teórica de água junto à guia pela equação (40):

$$y_0 = \left( \frac{0,1686}{0,375 \times 0,01^{1/2} \times \frac{16}{0,016}} \right)^{3/8} = 0,13 \text{ m}$$

\*  $y_0$  é igual ao limite admissível de 13 cm (Tabela 14) → OK!!!

2º) Verifica-se a velocidade de escoamento pela equação de Manning.

$$v_0 = \frac{Q_0}{A}$$

onde:

$A = y_0 \times w_0 / 2 = y_0 \times (z \times y_0) / 2$  (Figura 10), tem-se:



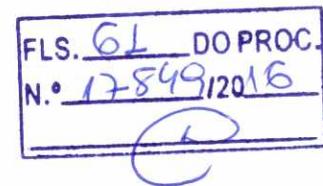
$$v_0 = \frac{0,1686}{0,13 \times (16 \times 0,13) / 2} = 1,25 \text{ m/s}$$

\*  $v_0$  é menor que 3,5 m/s, velocidade máxima admissível de escoamento (Tabela 14) → OK!!!

3º) Cálculo da capacidade máxima admissível da sarjeta pela equação (24) e (39).

$$Q_{adm} = F_R \times Q_0$$

$$Q_0 = 0,375 \times y_0^{8/3} \times \frac{z}{n} \times l^{1/2}$$



De acordo com a Tabela 17 ( $l=0,01\text{m/m}=1\%$ ), tem-se  $F=0,80$ :

$$Q_{adm} = 0,80 \times 0,375 \times 0,13^{8/3} \times \frac{16}{0,016} \times 0,01^{1/2} = 0,135 \text{ m}^3/\text{s} = 135 \text{ L/s}$$

#### B) DECLIVIDADES MENORES QUE 5%

Determinar o amortecimento proporcionado da vazão afluente a área apresentada no exemplo anterior, considerando o armazenamento nas vias. As características da área e da seção transversal da sarjeta são:

- área =  $A = 2,0 \text{ ha} = 0,02 \text{ km}^2$ ;
- chuva de duração de 30 min e período de retorno de 2 anos;
- coeficiente de escoamento superficial =  $C = 0,40$ .

Dados da sarjeta e da via:

- declividade longitudinal =  $l = 0,003 \text{ m/m}$ ;
- altura da guia = 0,15 m.
- declividade da sarjeta =  $z = 16$ ;
- $n = 0,016$ ;
- declividade transversal da via = 0,02 m/m;
- extensão = 300 m;
- largura da via = 10 m.

#### Solução:

Calculando-se a vazão de projeto pelo método Racional tem-se:



$$Q = 0,278 \times C \times i \times A$$

onde:

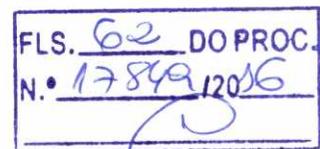
$$C = 0,40;$$

$i$  = intensidade da chuva pela IDF de Cubatão (Tabela 5) para uma duração de 30 min período de retorno de 2 anos = 75,8 mm/h;

$$A = 2 \text{ ha} = 0,02 \text{ km}^2.$$

Tem-se:

$$Q = 0,278 \times 0,40 \times 75,8 \times 0,02 = 0,1686 \text{ m}^3/\text{s} = 168,6 \text{ L/s}$$



1º) A lâmina teórica de água junto à guia é dada pela equação (40):

$$y_0 = \left( \frac{0,1686}{0,375 \times 0,003^{1/2} \times \frac{16}{0,016}} \right)^{3/8} = 0,165 \text{ m}$$

2º) A velocidade de escoamento pela equação de Manning é:

$$v_0 = \frac{Q_0}{A}$$

onde:

$$A = y_0 \times w_0 / 2 = y_0 \times (z \times y_0) / 2 \text{ (Figura 10), tem-se:}$$

$$v_0 = \frac{0,1686}{0,165 \times (16 \times 0,165) / 2} = 0,77 \text{ m/s}$$

\*  $v_0$  é menor que 3,5 m/s, velocidade máxima admissível de escoamento (Tabela 14) → OK!!!

3º) A determinação do fator de atrito universal é dada pela equação (30), obtém-se:

$$f = \frac{8 \times g}{\left( \frac{Rh^{1/6}}{n} \right)^2}$$

Em que:

$$A = y_0 \times w_0 / 2 = y_0 \times (z \times y_0) / 2$$



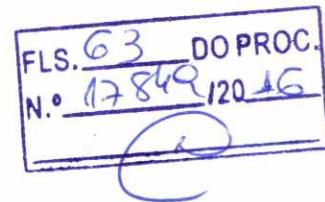
$$P = \sqrt{y_0^2 + (y_0 \times z)^2}$$

Portanto:

$$Rh = \frac{y_0 \times (z \times y_0) / 2}{\sqrt{y_0^2 + (y_0 \times z)^2}} = \frac{0,165 \times (16 \times 0,165) / 2}{\sqrt{0,165^2 + (0,165 \times 16)^2}} = 0,082m$$

Resultando:

$$f = \frac{8 \times 9,81}{\left(\frac{0,082^{1/6}}{0,016}\right)^2} = 0,0462$$



4º) Calcula-se o adimensional  $\phi$ , por meio da equações (27), (28) e (29):

$$\phi = Y \times \left( \frac{B}{h_0} \times \sqrt{\frac{S_0}{f}} \times \frac{V_0 \times t_c}{\Delta x} \right)^{-X}$$

Y = fator multiplicador da equação do amortecimento;

$$Y = 85,56 \times S_0^{0,54}$$

X = expoente da equação da equação do amortecimento;

$$X = 1,758 \times S_0^{0,077}$$

Tem-se, portanto:

$$Y = 85,56 \times 0,003^{0,54} = 3,715$$

$$X = 1,758 \times 0,003^{0,077} = 1,124$$

Resultando no valor de amortecimento:

$$\phi = 3,715 \times \left( \frac{10}{0,165} \times \sqrt{\frac{0,003}{0,0462}} \times \frac{0,77 \times 30 \times 60}{300} \right)^{-1,124} = 0,031$$

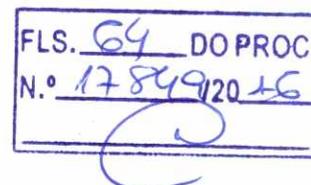
Conclui-se que a vazão final será reduzida de uma parcela correspondente a 3%, resultando numa vazão de pico igual a 0,163 m<sup>3</sup>/s.

### 4.5.3 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 disto, devem conduzir as águas até as galerias ou tubulações subterrâneas que as levarão até os rios.

Basicamente existem quatro tipos de bocas de lobo (Figura 11):

- Boca de lobo de guia;
- Boca de lobo com grelha;
- Boca de lobo combinada;
- Boca de lobo múltipla.



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

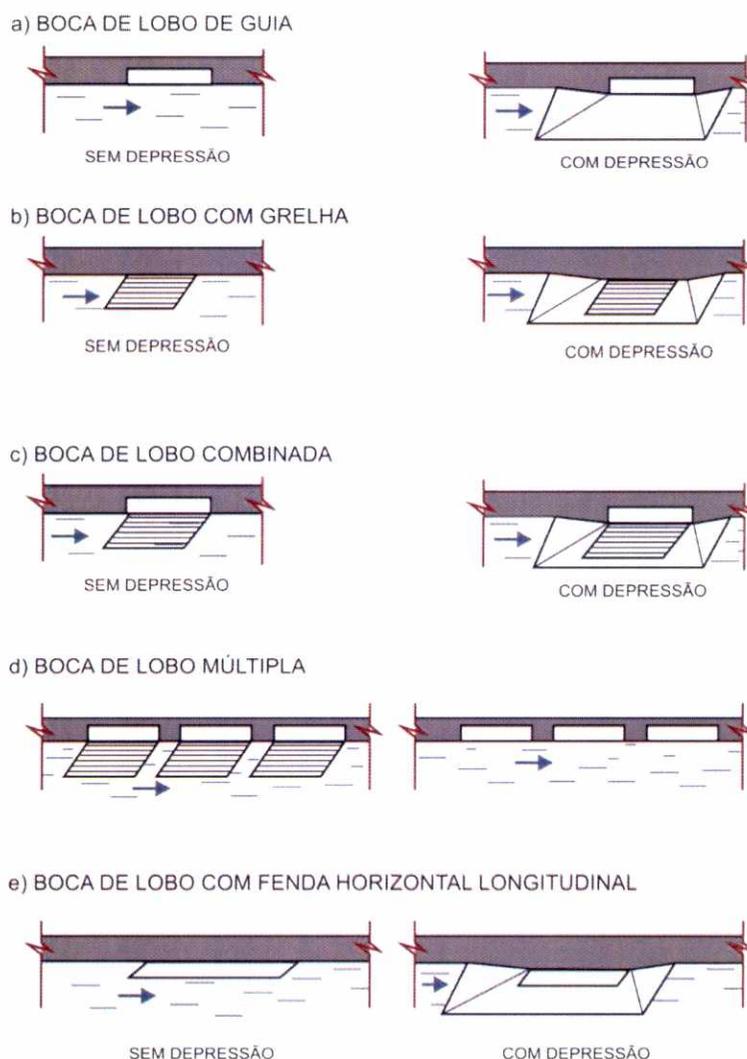
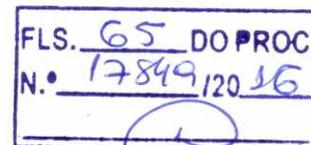


Figura 11 - Tipos de Bocas de Lobo



#### 4.5.3.1 Localização e operação

Quanto à localização as bocas de lobo podem ser classificadas como:



- Intermediárias - são situadas em pontos ao longo das sarjetas onde a capacidade destas atinge o limite máximo admissível. O escoamento se dá em uma única direção e declividade uniforme. Nestes locais a entrada da água se faz por uma das extremidades da boca de lobo.
- De cruzamento - situam-se nas seções das sarjetas imediatamente a montante das esquinas dos quarteirões, em virtude da necessidade de evitar o escoamento pelo leito dos cruzamentos.
- Em pontos baixos – localizadas em mudanças de declividade da sarjeta (ponto baixo de acumulação de água). Diferentemente do que ocorre em pontos intermediários, a entrada da água se faz pelas duas extremidades da boca de lobo.

#### 4.5.3.2 Dimensionamento Hidráulico

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

#### 4.5.3.3 Boca de lobo de guia

Quando a água acumula sobre a boca-de-lobo, gera uma lâmina ( $y$ ) com altura menor do que a abertura da guia ( $h$ ). Esse tipo de boca-de-lobo pode ser considerado um vertedor, e a capacidade de engolimento é obtida pela equação a seguir.

$$Q = 1,703Ly^{3/2} \quad (y/h \leq 1) \quad (41)$$

onde:

$Q$  = vazão de engolimento ( $m^3/s$ );

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

$L$  = comprimento da soleira (m).

Para casos onde a altura de água sobre o a boca de lobo for maior do que o dobro da abertura na guia, a operação se assemelha a um orifício e a vazão será calculada pela equação:

$$Q = 3,101Lh^{3/2} \sqrt{y/h - 1/2} \quad (y/h > 2) \quad (42)$$

onde:

$L$ : comprimento da abertura (m);

$h$ : altura da guia (m);

$y$ : carga da abertura da guia (m).



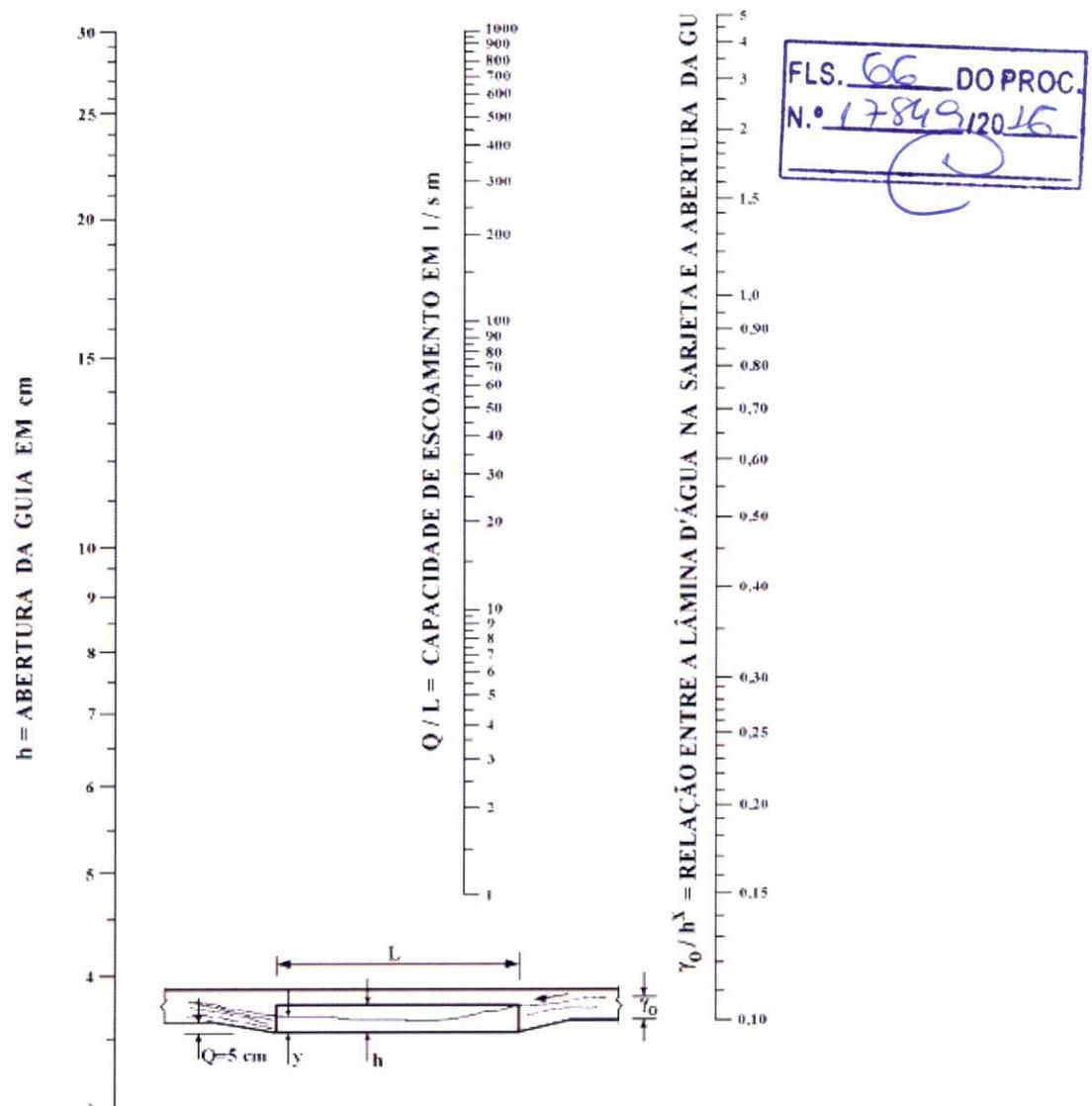
Para cargas de uma a duas vezes a altura da abertura da guia ( $1 < y/h < 2$ ), a opção por um ou outro critério deve ser definida pelo projetista.

Para bocas de lobo com alimentação de ambos os lados e sem depressão na sarjeta a vazão de engolimento pode ser dada pela seguinte equação:

$$Q = 0,544 \times \sqrt{g} \times L \times y_0^{3/2} \quad (43)$$

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.

Na Figura 12 é apresentado exemplo de gráfico que permitem determinar a vazão total, com base na altura e largura da depressão do bueiro, declividade transversal e altura projetada de água.



**Figura 12 - Capacidade de esgotamento das bocas de lobo com depressão de 5 cm em pontos baixos das sarjetas**  
Fonte: SÃO PAULO (1980)



#### 4.5.3.4 Boca de lobo com grelha

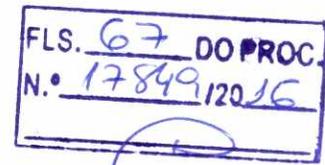
As bocas de lobo com grelha funcionam como um vertedor de soleira livre para profundidade de lâmina de até 12 cm.

$$\frac{Q}{P} = 1,655y^{3/2} \quad (44)$$

onde:

P = perímetro do orifício (m)

y = carga da abertura da guia (m).



Para profundidades de lâmina maiores que 42 cm, a vazão é calculada por:

$$\frac{Q}{A} = 2,91y^{1/2} \quad (45)$$

onde:

A = área da grade, excluídas as áreas ocupadas pelas barras (m<sup>2</sup>);

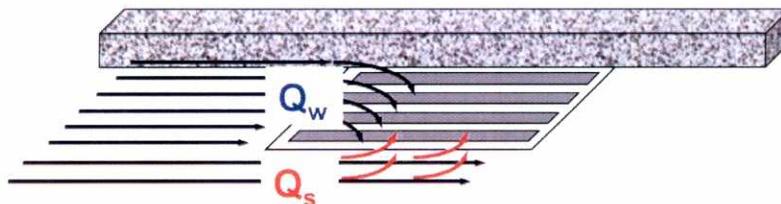
y = altura de água na sarjeta sobre a grelha (m).

Na faixa de transição entre 12 cm e 42 cm, a carga a ser adotada é definida a critério do projetista.

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

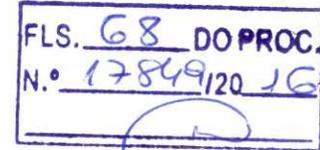
#### 4.5.3.5 Grade

As grades ou grelhas se caracterizam por captarem a água que escoava sobre a grade ( $Q_w$ ) e as que passam por fora da grade ( $Q_s$ ), como indica a Figura 13.



**Figura 13 - Captação do escoamento pelas grades**

O dimensionamento da grade se dá em função da obtenção da largura da grade (W) e o comprimento (L), como mostra a Figura 14.



**Figura 14 - Dimensões das grades**

A relação entre a vazão frontal  $Q_w$  e a vazão total  $Q$  é dada por  $E_o$ , como mostra a Equação (46).

$$Q_w = E_o \times Q \quad (46)$$

A vazão lateral  $Q_s$  pode ser obtida por substituição da Equação (47) na:

$$Q_s = (1 - E_o) \times Q \quad (47)$$

A relação  $E_o$  é fornecida pela Equação (48).

$$E_o = 1 - (1 - W/L)^{2,67} \quad (48)$$

Onde:  $W$  é a largura e  $L$  o comprimento da grade.

A eficiência da grade pode ser calculada pelas relações entre as vazões interceptadas frontalmente e lateralmente como mostra a Equação (49).

$$E = R_f \times E_o + R_s \times (1 - E_o) \quad (49)$$

Onde:

$R_f$  é a relação entre a vazão interceptada frontalmente pela grade e a vazão total na sarjeta:

$$R_f = 1 - 0,295 \cdot (V - V_o) \quad \text{para } V \geq V_o$$

$$R_f = 1 \quad \text{para } V \leq V_o$$

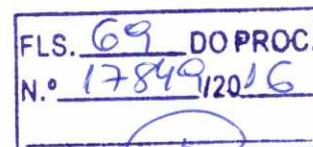
Onde:  $V_o$  é a velocidade a partir da qual uma parcela da vazão  $Q_w$  que não é captada

$R_s$  é relação entre a vazão interceptada lateralmente pela grade e a vazão lateral total:



$$R_s = \left( 1 + \frac{0,0828 \times V^{1,8}}{S_x \times L^{2,3}} \right)^{-1} \quad (50)$$

$E_0$  é a razão entre a vazão frontal e a vazão lateral escoada na sarjeta.



#### 4.5.3.6 Fatores de redução da capacidade de esgotamento

A capacidade de esgotamento das bocas de lobo pode ser menor que a calculada, principalmente em sarjetas de pequena declividade, devido a vários fatores, entre os quais a obstrução causada por detritos, sedimentos, carros estacionados, irregularidades nos pavimentos das ruas junto às sarjetas e ao alinhamento real. Na Tabela 17 são propostos alguns coeficientes para estimar esta redução.

**Tabela 17 - Fator de Redução do Escoamento para Bocas de Lobo**

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

Fonte: SÃO PAULO (1980)

#### 4.5.3.7 Espaçamento entre bocas de lobo

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 15, pode-se calcular o espaçamento entre duas bocas de lobo seguindo o seguinte roteiro:

1º) calcular a vazão imediatamente a montante da boca de lobo seguinte  $(i+1) = Q_0$ ;

2º) calcular a eficiência da boca de lobo seguinte  $(i+1)$ :

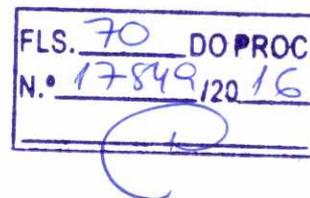


$$E = \frac{Q}{Q_0} \quad (51)$$

Em que para as bocas de lobo simples com e sem depressão é dada respectivamente por:

$$\frac{Q}{Q_0} = 0,247 \times \frac{L}{y_0 \operatorname{tg} \theta} \times \frac{1}{\sqrt{\frac{i}{f}}} \quad (52)$$

$$\frac{Q}{Q_0} = 0,336 \times \frac{L}{y_0 \operatorname{tg} \theta} \times \frac{1}{\sqrt{\frac{i}{f}}} \quad (53)$$



onde o fator de atrito  $f$  pode ser calculado a partir da seguinte:

$$f = \left\{ \left( \frac{64}{R} \right)^2 + 9,5 \times \left[ \ln \left( \frac{e}{3,7D} + \frac{5,74}{R^{0,9}} \right) - \left( \frac{2500}{R} \right)^6 \right]^{-16} \right\}^{0,125} \quad (54)$$

onde:

$e$  = rugosidade das paredes da sarjeta ( $e = 0,002$  m);

$R$  = número de Reynolds calculado por  $R = VD/v$ ;

$V$  = velocidade do escoamento (m/s);

$D$  = diâmetro hidráulico –  $D = 4R_h = A / P$ ;

$A$  = área do escoamento;

$P$  = perímetro molhado;

$v$  = viscosidade cinemática da água  $\cong 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s.

1º) determinar o valor da vazão engolida pela boca de lobo seguinte ( $i + 1$ ):

$$Q = E \times Q_0 \quad (55)$$

2º) Considera-se a vazão proveniente da área  $A$  oriunda da rua igual à vazão engolida pela boca de lobo  $i+1$ , e o seu cálculo pode ser feito pelo Método Racional para a área  $A$ :



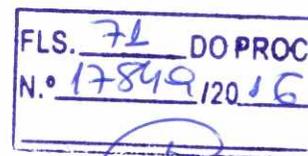
$$A = \frac{1000 \times Q}{60 \times C \times I} \quad (56)$$

onde:

Q = vazão (m<sup>3</sup>/s);

I = intensidade da chuva (mm/min);

A = área (m<sup>2</sup>).



Como  $A = (L_r/2) \cdot \Delta x$ , tem-se que o valor de  $\Delta x$  é dado pela seguinte equação:

$$\Delta x = \frac{2000 \times Q}{60 \times C \times I \times L_r} \quad (57)$$

onde:

$\Delta x$  = distância entre as bocas de lobo;

$L_r$  = largura da rua.

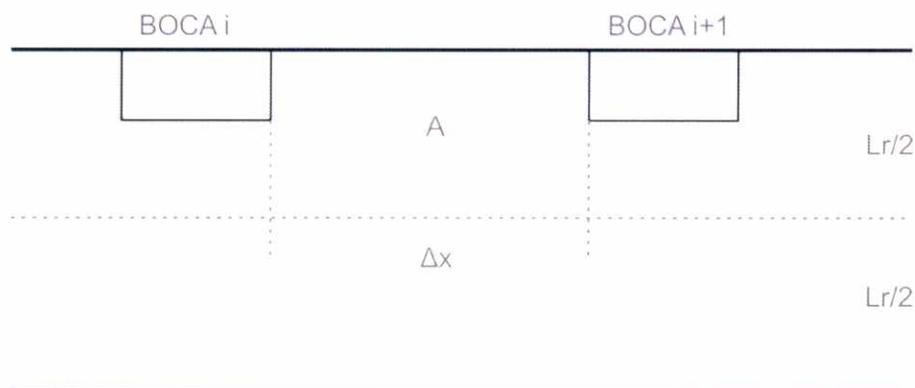


Figura 15 - Cálculo do Espaçamento entre bocas de lobo

Caso sejam conhecidas a eficiência da boca, a vazão logo a montante da mesma, a rugosidade da sarjeta e o fator de atrito, pode-se a, partir das Equações (52) ou (53), determinar o comprimento L de boca necessário para engolir 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.

Deve-se atentar em áreas com pequena declividade, 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



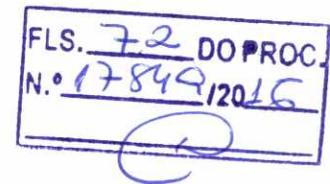
ordem de 1:30 em frente à boca, de modo que a água convirja para a boca de ambos os lados. A declividade longitudinal formada por este procedimento não deve ser menor que 1:250, uma vez que o espaçamento das bocas pode ser limitado por uma restrição da altura da guia.

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, mas 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  $\Delta x$  entre bocas é de:

$$\Delta x = \frac{2d}{m} \quad (58)$$

onde:

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



#### 4.5.3.8 Exemplo de dimensionamento

Dimensione uma boca de lobo para uma vazão de 94 L/s na sarjeta e uma lâmina de água de 0,10 m.

É necessário primeiramente obter o comprimento da soleira por meio da equação (41), isolando a variável  $L$ , tem-se:

Dados de entrada:

$Q = 94 \text{ L/s} = 0,094 \text{ m}^3/\text{s}$ ;

$y = 0,10 \text{ m}$ , considerando  $y/h \leq 1$ .

$$Q = 1,703Ly^{3/2} \rightarrow L = \frac{Q}{1,703 \times y^{3/2}} \rightarrow L = \frac{0,094}{1,703 \times 0,10^{3/2}} \rightarrow L = 1,75\text{m}$$

Para o resultado obtido recomenda-se a adoção de duas bocas de lobo padrão, com  $L = 1,0 \text{ m}$  cada e guia com  $h = 0,15 \text{ m}$ .

Consultando a Figura 12, em que se entra com os valores de  $h = 15 \text{ cm}$  (abertura da guia padrão) e de  $y_0/h = 0,10/0,15 = 0,67$ , em que a partir da identificação destes dois pontos no gráfico, traça-se uma reta unindo ambos e a interseção da reta com a linha da escala  $Q/L$  permite determinar a capacidade de escoamento da boca de lobo em  $\text{L/s.m}$ , resultando em torno de  $55 \text{ L/s.m}$  para cada boca de lobo, o que atenderia ao exigido ( $2 \times 55 \times 1 = 110 \text{ L/s} > 94 \text{ L/s}$ ).

Caso se queira trabalhar com boca de lobo combinada (padrão e com grelha) são feitos os seguintes cálculos:

a) Boca de lobo guia padrão ( $h = 0,15 \text{ m}$  e  $L = 1,0 \text{ m}$ )

$$Q = 1,703Ly^{3/2} \rightarrow Q = 1,703 \times 1,0 \times 0,10^{3/2} \rightarrow Q = 0,054\text{m}^3/\text{s} = 54\text{L/s}$$



- b) Boca de lobo grelha padrão (com dimensões  $a = 0,87$  m e  $b = 0,29$  m, conforme o esquema da Figura 16), aplicando-se a equação (44), tem-se:

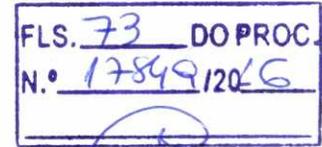
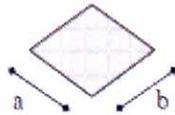


Figura 16 - Esquema da boca de lobo com grelha

$$\frac{Q}{P} = 1,655y^{3/2} \rightarrow Q = 1,655 \times 0,10^{3/2} \times (0,87 + 2 \times 0,29) \rightarrow Q = 0,076 \text{ m}^3/\text{s} = 76 \text{ L/s}$$

A vazão total será igual a:

$$Q_{TOTAL} = 54 + 76 = 130 \text{ L/s} > 94 \text{ L/s} \quad \text{OK!!!}$$

Atendendo desta maneira as necessidades de drenagem da área em estudo.

#### 4.5.4 Galerias

Denominam-se de galerias de águas pluviais todos os condutos fechados destinados ao transporte das águas de escoamento superficial, originárias das precipitações pluviais captadas pelas bocas coletoras.

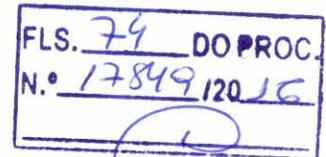
O dimensionamento de galerias é realizado com base nas equações hidráulicas de movimento permanente uniforme.

As diretrizes de traçado das galerias são as seguintes:

- Considerar as oportunidades de drenagem dadas pelo relevo, topografia, vias públicas, parques e áreas de lazer;
- Analisar as interferências da drenagem com o tráfego;
- Verificar as facilidades construtivas, regimes de escoamento, manutenção e limpeza futuras;
- Utilizar caixas de passagem quando tecnicamente possível.



#### 4.5.4.1 Princípios Técnicos para Elaboração de Projetos de Microdrenagem



##### A) FORMAS

As galerias em seções circulares são as mais empregadas por sua maior capacidade de escoamento e pela facilidade de obtenção de tubos pré-moldados de concreto para confecção da rede.

Na ausência de tubos com as dimensões comerciais circulares pode ser adotada seção quadrada ou retangular.

##### B) DIMENSÕES

As dimensões das galerias são sempre crescentes de montante para jusante, não sendo permitida a redução de seção.

Os diâmetros comerciais geralmente adotados são: 300, 400, 600, 1000 e 1200 mm. Para seções maiores são adotadas galerias em paralelo, retangular ou quadrada.

Nos condutos circulares a capacidade máxima é calculada pela seção plena e nos retangulares recomenda-se uma folga superior mínima de 10 cm.

##### C) VELOCIDADES

São adotados limites de velocidade tendo em vista a limpeza e a proteção das galerias. Para evitar a sedimentação natural do material sólido em suspensão na água no interior das canalizações, a velocidade de escoamento mínima é de 0,6 m/s.

Para evitar danos às galerias em função da elevada energia cinética e do poder abrasivo do material sólido em suspensão, o limite máximo da velocidade é 5,0 m/s.

##### D) DECLIVIDADE

A declividade de cada trecho é estabelecida a partir da inclinação média do terreno, do diâmetro equivalente e dos limites de velocidade. Na prática os valores empregados variam normalmente de 0,3% a 4,0%, pois para declividades fora deste intervalo é possível a ocorrência de velocidades incompatíveis com os limites recomendados.

Visando a minimização dos custos de escavação a declividade da galeria deve acompanhar a declividade do terreno.

##### E) RECOBRIMENTO DA CANALIZAÇÃO

Adota-se como recobrimento mínimo 1,0 m. Caso contrário, a canalização requer tubos ou estruturas reforçadas.

##### F) ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DAS SECÇÕES

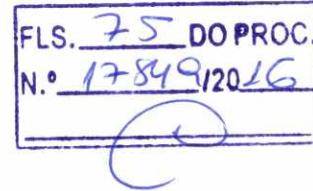
- Cálculo das vazões de contribuição – Método Racional
- Diâmetro da galeria

Com o uso da equação da continuidade e fazendo-se, na equação de Manning,  $R_h = D/4$  (seção plena), deduz-se a expressão para o diâmetro:



$$Q = \frac{\pi D^2}{4n} \times \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} \times S^{1/2} \quad (59)$$

$$D = 1,55 \times \left(\frac{Q \times n}{S^{1/2}}\right)^{3/8} \quad (60)$$



Onde: D é o diâmetro da tubulação (m), n é o coeficiente de rugosidade de Manning e S a declividade (m/m).

- Velocidade de escoamento a seção plena

Calculada a partir da equação de Manning e da continuidade, obtém-se a seguinte formulação para a obtenção da velocidade máxima.

$$V_{plena} = 0,397 \times (D)^{2/3} \times \frac{S^{1/2}}{n} \quad (61)$$

Onde: V é a velocidade a seção plena (m/s), D é o diâmetro da tubulação (m), n é o coeficiente de rugosidade de Manning e S a declividade (m/m).

- Tempo de percurso no trecho

Corresponde ao tempo gasto para a água percorre um determinado trecho da galeria.

$$t_p = \frac{L}{60 \times V_{plena}} \quad (62)$$

#### 4.5.4.2 Exemplo de dimensionamento

Na Figura 17, é apresentada uma rede hipotética de águas pluviais e, na Figura 18, a delimitação das áreas contribuintes desta mesma rede, considerando apenas uma parte dela.

Os passos a serem seguidos para o dimensionamento de uma rede de microdrenagem pluvial estão explicados na sequência.

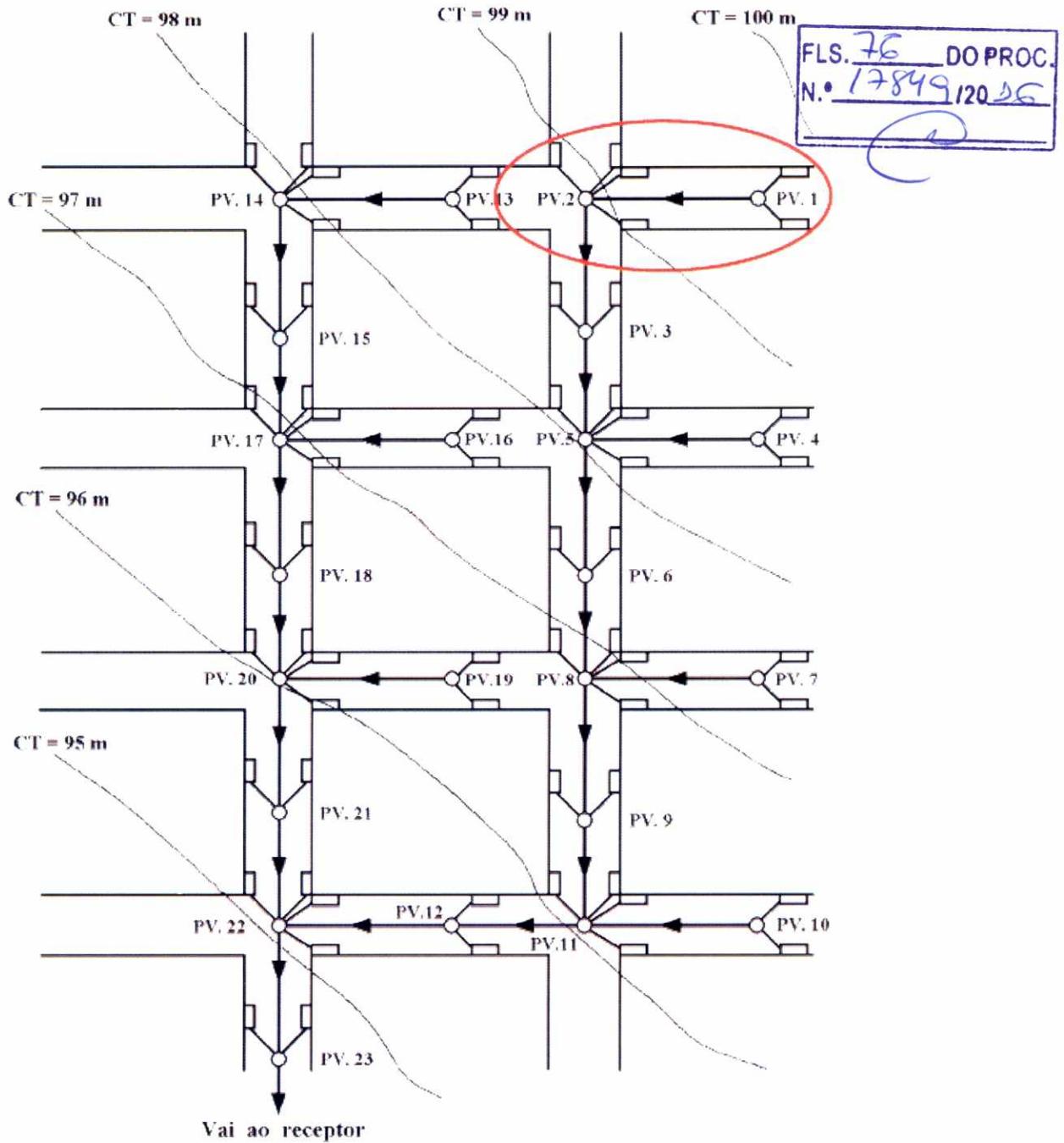


Figura 17 - Rede de Microdrenagem



FLS. 77 DO PROC.  
N.º 17849/2016

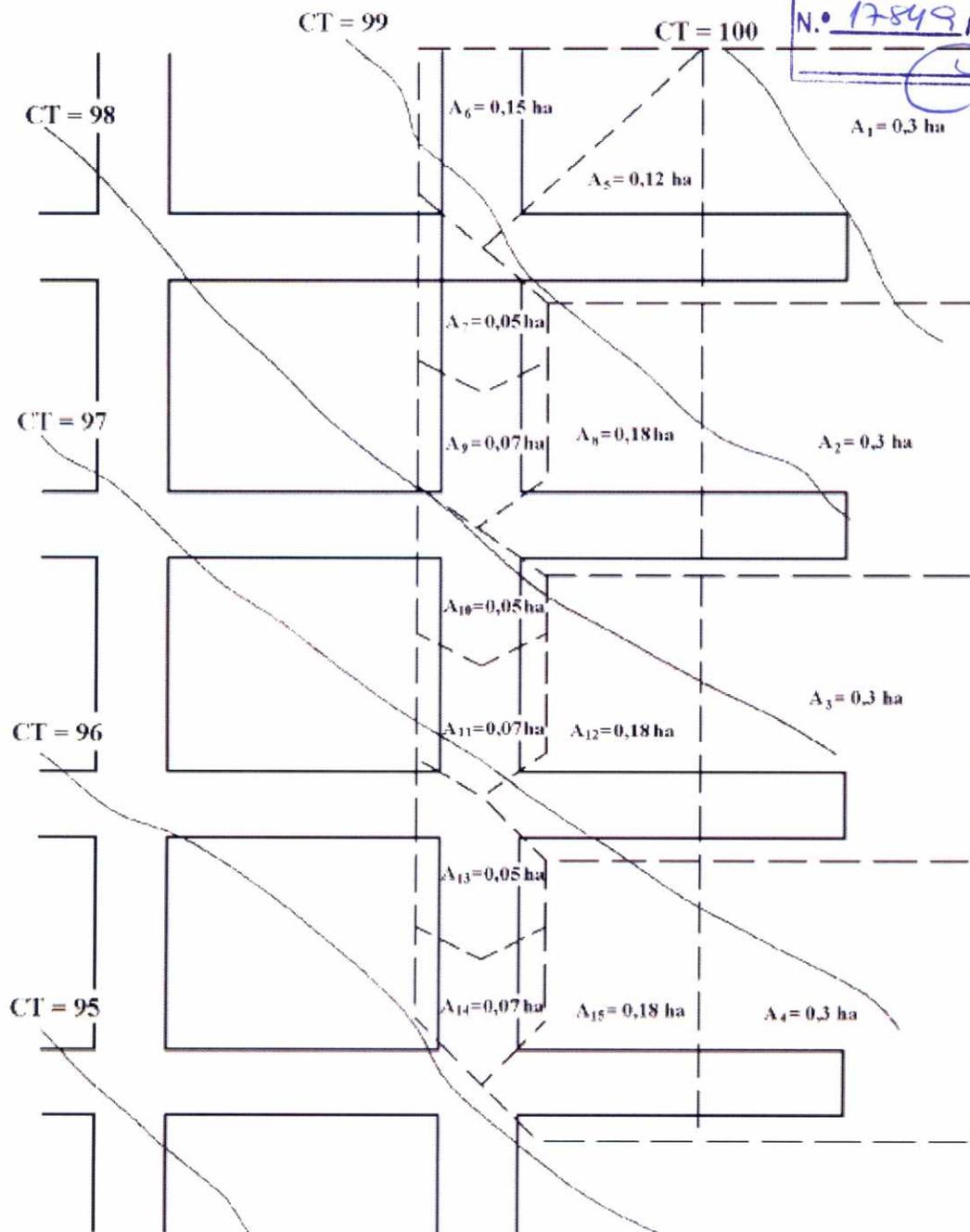
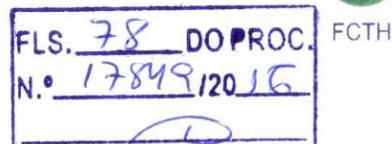


Figura 18 - Delimitação das Áreas de Contribuição



### 1ª) Precipitação de projeto

Como o projeto encontra-se no município de Praia Grande, será adotada a equação IDF de Cubatão, conforme apresentada no item 4.4.2.1.

$$i_{t,T} = 25,1025(t + 20)^{-0,7522} + 6,4266(t + 20)^{-0,7050} \cdot [-0,4772 - 0,9010 \ln(\frac{T}{T-1})]$$

Primeiramente é calculado o tempo de concentração médio calculado para a região mais a montante do sistema, através da metodologia apresentada no item 4.4.3, sendo que este valor resultou em aproximadamente 10 minutos.

Depois é necessário adotar um período de retorno e uma duração para a chuva, para o cálculo da intensidade da precipitação, no caso adotou-se um período de retorno de 5 anos e duração de 2 horas, resultando em 147,3 mm/h de acordo com a Tabela 5 no item 4.4.2.1 deste manual.

### 2ª) Determinação do coeficiente de escoamento

A região do projeto é predominantemente residencial (aproximadamente 70% da área total), cujos lotes possuem cerca de 40% de área impermeável. Como o restante da área, cerca de 30% da superfície da região, é impermeabilizada pelas ruas e passeios, deve-se utilizar um coeficiente de escoamento ponderado, contemplando as diferentes superfícies.

- Áreas impermeáveis: nas áreas de residências considerou-se que o coeficiente de escoamento (C) das áreas impermeáveis das residências seja correspondente ao de um telhado, ou seja, 0,95 (consultar Tabela 11).
- Áreas permeáveis: adotou-se um coeficiente de escoamento de 0,22 (grama, solo pesado – visto que em áreas urbanas normalmente o solo está compactado).

Calculando o C médio resultará em:

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

- Áreas públicas (ruas e passeios): estas superfícies normalmente são revestidas por pavimento impermeável, consideraremos um C de 0,95.

Portanto, o coeficiente de escoamento final é:

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

### 3ª) Dimensionamento hidráulico

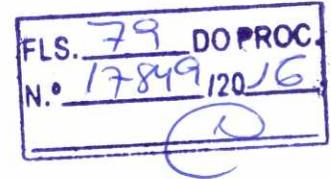
Utilizando-se a equação de Manning, e substituindo-se  $Q = V/A$ , isolando-se o termo em V, pode-se determinar a velocidade.



$$V = \frac{Rh^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Adotando-se a rugosidade  $n=0,014$  para concreto (ver Tabela 12).

$$v = \frac{Rh^{2/3} \times S^{1/2}}{0,014} = 71,4 \times Rh^{2/3} \times S^{1/2}$$



A partir deste ponto procedesse ao cálculo, da seguinte maneira:

- ✓ considerando-se que a precipitação origina-se no limite físico do loteamento, calculou-se o tempo de concentração  $t_c = 10$  min, que é, então, o tempo de concentração de partida;
- ✓ estabelecem-se os percursos da rede e delimitam-se as áreas contribuintes a cada trecho, como mostram a Figura 17 e a Figura 18, por exemplo, para o trecho PV1- PV2 (inicial, assinalado em vermelho na Figura 17), em que a área de contribuição é de  $0,3$  ha =  $0,003$  km<sup>2</sup> (Figura 18).

Utilizando então o Método Racional, tem-se:

$$Q = 0,278 \times C \times i \times A = 0,278 \times 0,64 \times 147,3 \times 0,003 = 0,079 \text{ m}^3/\text{s}$$

Determinando a declividade do trecho:

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

Utilizando a equação de Manning, isolando o diâmetro, determina-se o diâmetro necessário, lembrando que o diâmetro mínimo utilizado em microdrenagem é de 30 cm.

$$D = 1,55 \times \left( \frac{Q \times n}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$
$$D = 1,55 \times \left( \frac{0,079 \times 0,014}{0,014^{1/2}} \right)^{3/8} = 0,173 \text{ m}$$

Como  $D_{\text{mínimo}} = 0,30$  m é maior que  $D_{\text{calculado}} = 0,173$  m calculado, adota-se o diâmetro mínimo de 30 cm.

4º) Como  $D_{\text{adotado}} > D_{\text{calculado}}$ , deve-se calcular a lâmina percentual ( $y/D$ ), a qual levará ao raio hidráulico  $R_h$  real e a velocidade efetiva  $v$  de escoamento no conduto. Os elementos de um conduto parcialmente cheio podem ser obtidos a partir das expressões geométricas da Figura 19 seguinte.

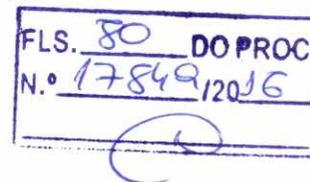


Características	Retangular	Trapezoidal	Circular
Area	$B \cdot h$	$(B + m \cdot h) \cdot h$	$\frac{1}{8} (\theta - \text{sen} \theta) D^2$
Perímetro molhado	$B + 2h$	$B + 2h \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{1}{2} \theta \cdot D$
Raio hidráulico	$\frac{B \cdot h}{B + 2h}$	$\frac{(B + h \cdot m) \cdot h}{B + 2h \sqrt{1 + m^2}}$	$\frac{1}{4} \left( 1 - \frac{\text{sen} \theta}{\theta} \right) D$

Figura 19 - Elementos Geométricos das Seções de Canais\*

Fonte: JUIZ DE FORA (2011)

\* para outros tipos de seções consultar o trabalho de Chow (1959).



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

$$F_h = \frac{Q \times n}{D^{8/3} \times S^{1/2}}$$

substituindo os valores na equação, têm-se:

$$F_h = \frac{0,079 \times 0,014}{0,30^{8/3} \times 0,014^{1/2}} = 0,231$$

determinado  $F_h$ , entra-se com este valor na Tabela 18.



**Tabela 18 - Relações para Fator Hidráulico de Seções Circulares**

FH de 0.001 a 0.080			FH de 0.081 a 0.250			FH de 0.251 a 0.333		
FH	RH/D	h/D	FH	RH/D	h/D	FH	RH/D	h/D
0.0001	0.0066	0.01	0.0820	0.1935	0.35	0.2511	0.2933	0.68
0.0002	0.0132	0.02	0.0864	0.1978	0.36	0.2560	0.2948	0.69
0.0005	0.0197	0.03	0.0910	0.2020	0.37	0.2610	0.2962	0.70
0.0009	0.0262	0.04	0.0956	0.2062	0.38	0.2658	0.2975	0.71
0.0015	0.0326	0.05	0.1003	0.2102	0.39	0.2705	0.2988	0.72
0.0022	0.0389	0.06	0.1050	0.2142	0.40	0.2752	0.2998	0.73
0.0031	0.0451	0.07	0.1099	0.2182	0.41	0.2798	0.3008	0.74
0.0041	0.0513	0.08	0.1148	0.2220	0.42	0.2842	0.3017	0.75
0.0052	0.0575	0.09	0.1197	0.2258	0.43	0.2886	0.3024	0.76
0.0065	0.0635	0.10	0.1248	0.2295	0.44	0.2928	0.3031	0.77
0.0080	0.0695	0.11	0.1298	0.2331	0.45	0.2969	0.3036	0.78
0.0095	0.0755	0.12	0.1350	0.2366	0.46	0.3009	0.3040	0.79
0.0113	0.0813	0.13	0.1401	0.2401	0.47	0.3047	0.3042	0.80
0.0131	0.0871	0.14	0.1453	0.2435	0.48	0.3083	0.3043	0.81
0.0152	0.0929	0.15	0.1506	0.2468	0.49	0.3118	0.3043	0.82
0.0173	0.0986	0.16	0.1558	0.2500	0.50	0.3151	0.3041	0.83
0.0196	0.1042	0.17	0.1612	0.2531	0.51	0.3183	0.3038	0.84
0.0220	0.1097	0.18	0.1665	0.2562	0.52	0.3212	0.3033	0.85
0.0246	0.1152	0.19	0.1718	0.2592	0.53	0.3239	0.3026	0.86
0.0273	0.1206	0.20	0.1772	0.2621	0.54	0.3264	0.3018	0.87
0.0301	0.1259	0.21	0.1826	0.2649	0.55	0.3286	0.3007	0.88
0.0331	0.1312	0.22	0.1879	0.2676	0.56	0.3305	0.2995	0.89
0.0362	0.1364	0.23	0.1933	0.2703	0.57	0.3322	0.2980	0.90
0.0394	0.1416	0.24	0.1987	0.2728	0.58	0.3335	0.2963	0.91
0.0427	0.1466	0.25	0.2041	0.2753	0.59	0.3345	0.2944	0.92
0.0461	0.1516	0.26	0.2094	0.2776	0.60	0.3351	0.2921	0.93
0.0497	0.1566	0.27	0.2147	0.2799	0.61	0.3353	0.2895	0.94
0.0534	0.1614	0.28	0.2200	0.2821	0.62	0.3349	0.2865	0.95
0.0572	0.1662	0.29	0.2253	0.2842	0.63	0.3339	0.2829	0.96
0.0610	0.1709	0.30	0.2306	0.2862	0.64	0.3222	0.2787	0.97
0.0650	0.1756	0.31	0.2388	0.2882	0.65	0.3294	0.2735	0.98
0.0691	0.1802	0.32	0.2409	0.2899	0.66	0.3248	0.2666	0.99
0.0733	0.1847	0.33	0.2460	0.2917	0.67	0.3117	0.2500	1.00
0.0776	0.1891	0.34						

Para  $F_h=0,231$  (este valor não está tabelado, portanto, deve-se usar uma interpolação entre o limite superior e inferior). Logo:

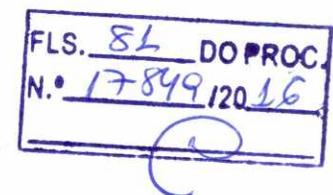
$$R_h/D = 0,286$$

$$y/D = 0,640$$

como  $D$  é conhecido, calcula-se raio hidráulico:

$$R_h = 0,286 \cdot D = 0,286 \times 0,30 = 0,086 \text{ m}$$

Recorrendo-se novamente à equação de Manning, determina-se a velocidade  $V$ :

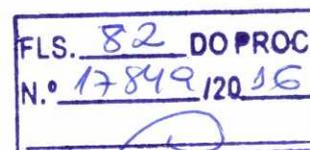




$$V = \frac{Rh^{2/3} \times S^{1/2}}{0,014} = \frac{(0,086)^{2/3} \times (0,014)^{1/2}}{0,014} = 1,64 \text{ m/s}$$

1º) O tempo de viagem do escoamento é obtido pela equação de movimento uniforme (considerando o comprimento do trecho):

$$t_e = \frac{\text{comprimento}}{\text{velocidade}} = \frac{50}{1,64} = 30,4 \text{ s} \cong 0,51 \text{ min}$$



2º) Para os trechos subsequentes, o tempo de concentração  $t_c$  será do trecho inicial de dez minutos mais o tempo de escoamento  $t_e$ . Para o trecho PV2-PV3, resulta:

$$t_c = 10 + 0,51 = 10,51 \text{ min}$$

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

3º) Calcula-se a intensidade da precipitação para a duração de 10,51 min, a partir da IDF, o que resulta 145,44 mm/h.

4º) Para o trecho PV2-PV3, tem-se:

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

$$Q = 0,278 \times 0,64 \times 145,44 \times 0,0057 = 0,147 \text{ m}^3/\text{s}$$

Determinando a declividade do trecho:

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

Determinando o diâmetro:

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

$$D = 1,55 \times \left( \frac{0,147 \times 0,014}{0,0075^{1/2}} \right)^{3/8} = 0,382 \text{ m}$$

Adota-se  $D = 0,50 \text{ m}$ , e calculam-se os elementos hidráulicos:

$$F_h = \frac{0,147 \times 0,014}{0,50^{8/3} \times 0,0075^{1/2}} = 0,151$$

consulta-se a Tabela 18:

$$Rh/D = 0,247 \Rightarrow Rh = 0,50 \cdot 0,247 = 0,124 \text{ m}$$



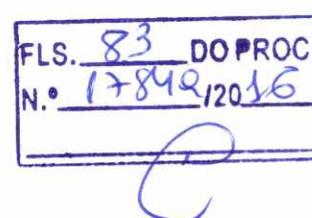
$$y/D = 0,491$$

Determinando a velocidade:

$$V = \frac{Rh^{2/3} \times S^{1/2}}{0,014} = \frac{(0,124)^{2/3} \times (0,0075)^{1/2}}{0,014} = 1,54 \text{ m/s}$$

Determinando o tempo de viagem:

$$t_e = \frac{40}{1,54} = 26,0 \text{ s} \cong 0,43 \text{ min}$$



Para facilitar o cálculo, recomenda-se que seja montada uma planilha, conforme a Figura 20. Este procedimento é repetido sequencialmente para todos os subtrechos da rede.

Trecho (PV)	L (m)	Áreas (ha)		tc (min)	Q (l/s)	D (m)	S (m/m)	y/D (%)	V (m/s)	te (min)	Cotas do terreno (m)		Cotas do greide (m)		Profundidade (m)	
		trecho	acum.								mont	jus	mont	jus	mont	jus
1-2	50	0,3	0,3	10	79	0,3	0,014	64	1,64	0,51	99,50	98,80	98,50	97,80	1,00	1,00
2-3	40	0,27	0,57	10,51	147	0,5	0,0075	49,1	1,54	0,43	98,80	98,50	97,80	97,50	1,00	1,00
3-5	40	0,05	0,62	10,94												
4-5	50	0,3	0,3													
5-6	40	0,25	1,17													
6-8	40	0,05	1,22													
7-8	50	0,3	0,3													
8-9	40	0,25	1,77													
9-11	40	0,05	2,82													
10-11	50	0,3	0,3													
11-12	50	0,25	2,37													

Figura 20 - Planilha de Cálculo de Redes de Drenagem

#### 4.5.5 Bueiros e entradas

Em projetos de bueiros diversas combinações de tipos de entrada, cotas de fundo e diâmetros de tubos deverão ser consideradas, até que seja obtido o projeto mais econômico, tendo em vista as condições impostas pela topografia e pela solução técnica adotada.

O dimensionamento dos bueiros é feito por meio da utilização de gráficos de capacidade (Figura 21) e nomogramas (Figura 22 e Figura 23) para diversos diâmetros de bueiros, em função dos níveis d'água a montante da entrada em relação ao fundo do bueiro, considerado como sendo o ponto mais baixo da seção transversal do bueiro.

No final deste capítulo são disponibilizados gráficos que abrangem toda a faixa de aplicações comumente encontrada em drenagem urbana.

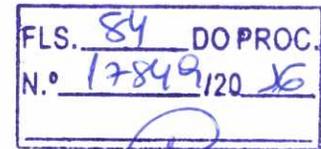
##### 4.5.5.1 Informações necessárias de projeto

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.

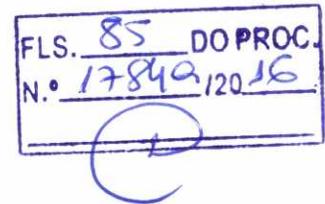


Segundo SÃO PAULO (2012) esse é o procedimento ideal para um projeto de bueiros:

- Planilhas para cálculo de projeto: possibilita 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;
  - existindo 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 metros.
- Limitação da carga hidráulica a montante:
  - Se a carga hidráulica for insuficiente para proporcionar a descarga exigida:
    - aumentar o diâmetro do tubo, rebaixar o fundo da entrada, adotar uma seção transversal irregular, utilizar tubos múltiplos ou bueiros celulares, ou 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 a erosão: enrocamentos, estruturas verticais de concreto, gabiões, muros de testa com soleiras e muretas de pé.

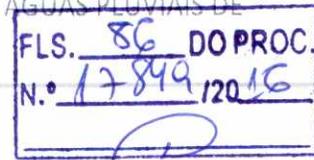


- Saída do bueiro:
  - Verificação da possibilidade de erosão provocada por velocidades elevadas na saída do bueiro:
    - necessidade de inclusão no custo do bueiro a construção de uma seção terminal alargada, de uma estrutura de dissipação de energia, ou de proteção do canal com enrocamento.
- Declividade mínima:
  - A declividade deverá ser suficiente para manter uma velocidade que proporcione a auto-limpeza, evitando um possível entupimento do bueiro;
  - Caso a velocidade mínima não seja atingida:
    - aumentar a declividade do tubo;
    - aumentar o diâmetro do tubo;
    - utilizar tubo com menor rugosidade ou uma combinação dessas soluções.



#### 4.5.5.2 Considerações sobre os Gráficos de Capacidade e Nomogramas

- Cada gráfico de capacidade (Figura 21) apresenta uma série de diâmetros de um determinado tipo de bueiro, com respectiva entrada, para uma 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 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 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.
- 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:
  - Se o valor numérico de  $L/100i$  (baseado nas condições locais) estiver situado à meia distância entre a curva cheia e a tracejada relativas a um diâmetro, o valor de  $H_w$  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  $H_w$ , seguindo o procedimento descrito anteriormente.
- É possível, também, efetuar uma interpolação linear para diâmetros intermediários aos fornecidos pelos gráficos:
  - 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  $H_w$  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  $L/100i$  não pode ser calculado:
  - Admite-se uma pequena declividade para o conduto, com o propósito de se calcular o valor de  $L/100i$ ;
  - Usa-se  $i=0,002$  para condutos de concreto e  $i=0,004$  para tubos de metal corrugado;
  - Inicialmente, deve ser obtido  $H_w$  do gráfico para o valor hipotético de  $L/100i$ . Este valor de  $H_w$  deve ser acrescido de  $L_i$ , que representa a queda do conduto admitido no cálculo.

As linhas são traçadas para valores de  $H_w$  equivalentes ao dobro do diâmetro do conduto. O uso dos gráficos de capacidade oferece grande precisão, sempre que os valores de  $H_w$  obtidos estejam abaixo da linha. Por outro lado, para valores de  $H_w$  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,  $H_w$  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.

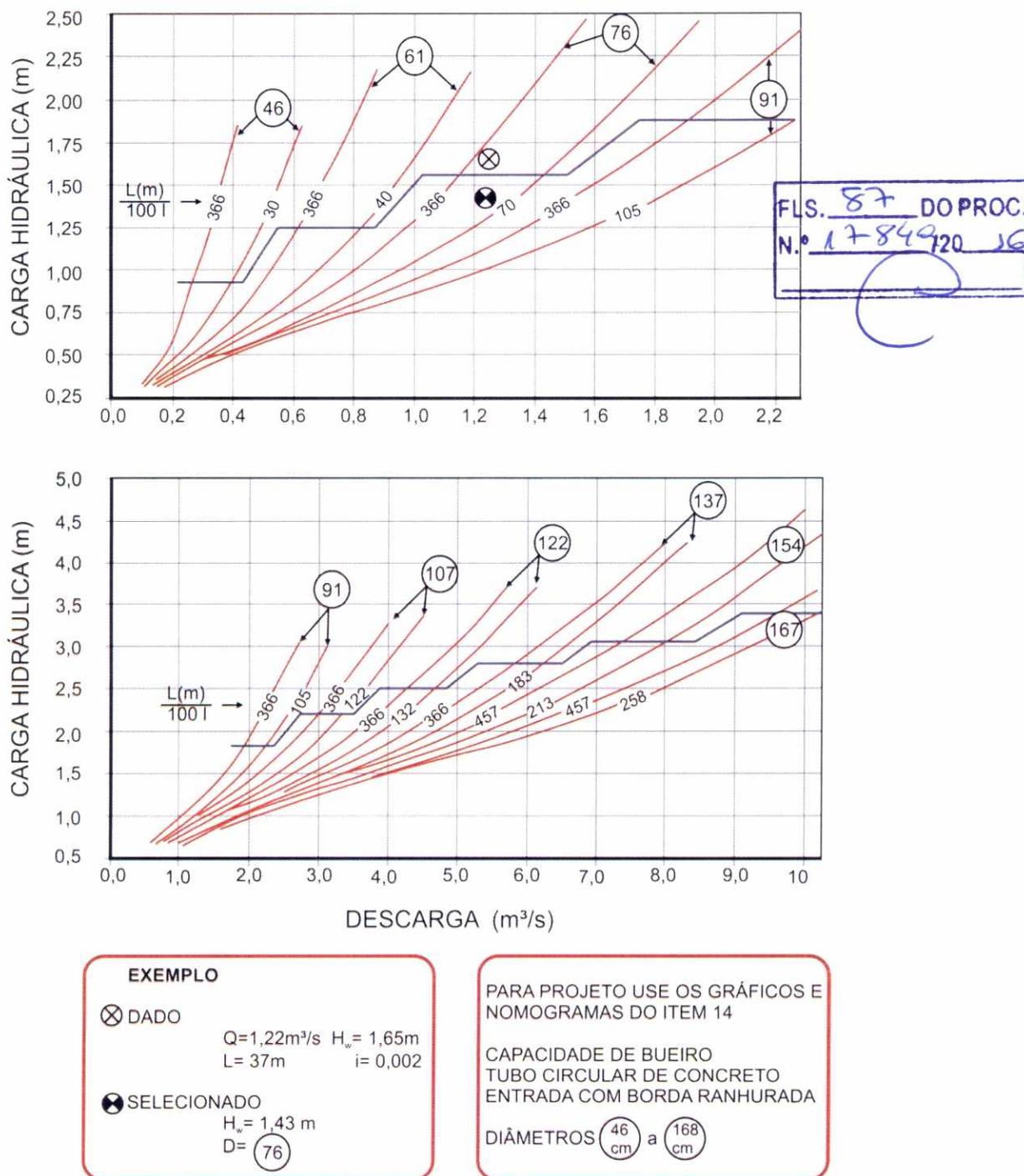
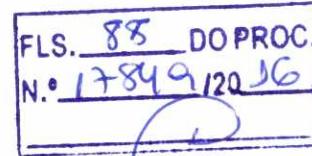


Figura 21 - Exemplo de Gráfico de Capacidade de Bueiro

Fonte: SÃO PAULO (2012)



#### 4.5.5.3 Dimensionamento dos bueiros

O procedimento a ser seguido para se dimensionar um bueiro é resumido na sequência, 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  $H_w$  (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;
- se  $L/100i$  for superior, existe a possibilidade de que a carga hidráulica real, para este diâmetro, superar a carga admissível, nestes casos a carga hidráulica real é lida por interpolação ao longo da ordenada para o valor de  $Q$ ;
- caso a carga hidráulica real 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.

Nas condições de o nível d'água a jusante afogar o topo da saída do bueiro:

- Os gráficos de capacidade não podem ser utilizados;
- Deve ser selecionado o gráfico de capacidade apropriado com o objetivo de fornecer um diâmetro aproximado de bueiro.
- A seguir, deve ser utilizado o nomograma para o bueiro escolhido escoando a 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 a seção plena:

- O diâmetro inicial do bueiro 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 a seção plena.

No caso do bueiro operar com pequenas descargas e saída não afogada, ocorrerá uma superfície d'água livre no interior do mesmo, decrescendo em profundidade para jusante e aproximando-se da profundidade crítica próximo à saída:



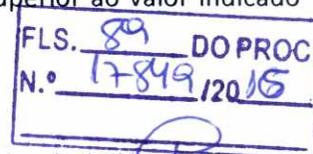
- Como neste caso não ocorre escoamento à seção plena, a solução do nomograma apresentará uma carga hidráulica a montante, superior à necessária.
- A estimativa da carga hidráulica real pode ser obtida através dos gráficos de capacidade, pela extrapolação de uma curva correspondente ao valor de  $L/100i$  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:

- 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);
- Adequado para bueiro escoando à seção plena, quando  $L/100i$  for superior ao valor indicado pela curva de controle na entrada.

Vale ressaltar algumas observações:

- A utilização dos nomogramas está limitada aos casos em que a altura do nível d'água a jusante for superior à profundidade crítica de escoamento na saída do bueiro;
- A utilização dos gráficos de capacidade fornece diretamente os resultados procurados, já os nomogramas implicam 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.



Na Figura 22 e Figura 23 são apresentados exemplos de dois nomogramas utilizados para projeto de bueiros. 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; 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:  $Q$  ( $m^3/s$ ),  $L$  (m), cotas do fundo do bueiro na entrada e na saída,  $H_w$  (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  $H_w$  para o bueiro escolhido, admitindo-se, primeiro, controle na entrada e depois controle na saída:

Para controle na entrada utilizar a Figura 22:

- Ligar com uma reta o diâmetro ( $D$ ) e descarga ( $Q$ ) e marcar a intercessão desta linha com a escala (1) de  $H_w/D$ ;
- Caso sejam utilizadas as escalas (2) ou (3), estender horizontalmente o ponto de intercessão com (1) para escala (2) ou (3);

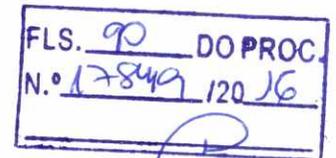


- Calcular o valor de Hw: se este for muito elevado ou baixo, adotar outro diâmetro antes de calcular Hw para controle na saída;

Para controle na saída, calcular Hw a partir da Figura 23:

- Entrar no gráfico com o comprimento, coeficiente de entrada e diâmetro do tubo adotado;
- Ligar com uma reta 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 Hw pela seguinte equação:

$$Hw = H + ho - L \times i$$



(63)

- para Hw superior ou igual ao topo do bueiro →  $ho = Hw$ ;
  - para Hw menor que o topo do bueiro →  $ho = (hc + D)/2$  ou Hw, adotar o maior;  
onde: hc = altura crítica e D = diâmetro do bueiro.
  - se Hw for menor que hc (altura crítica), os nomogramas não deverão ser usados.
- 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.

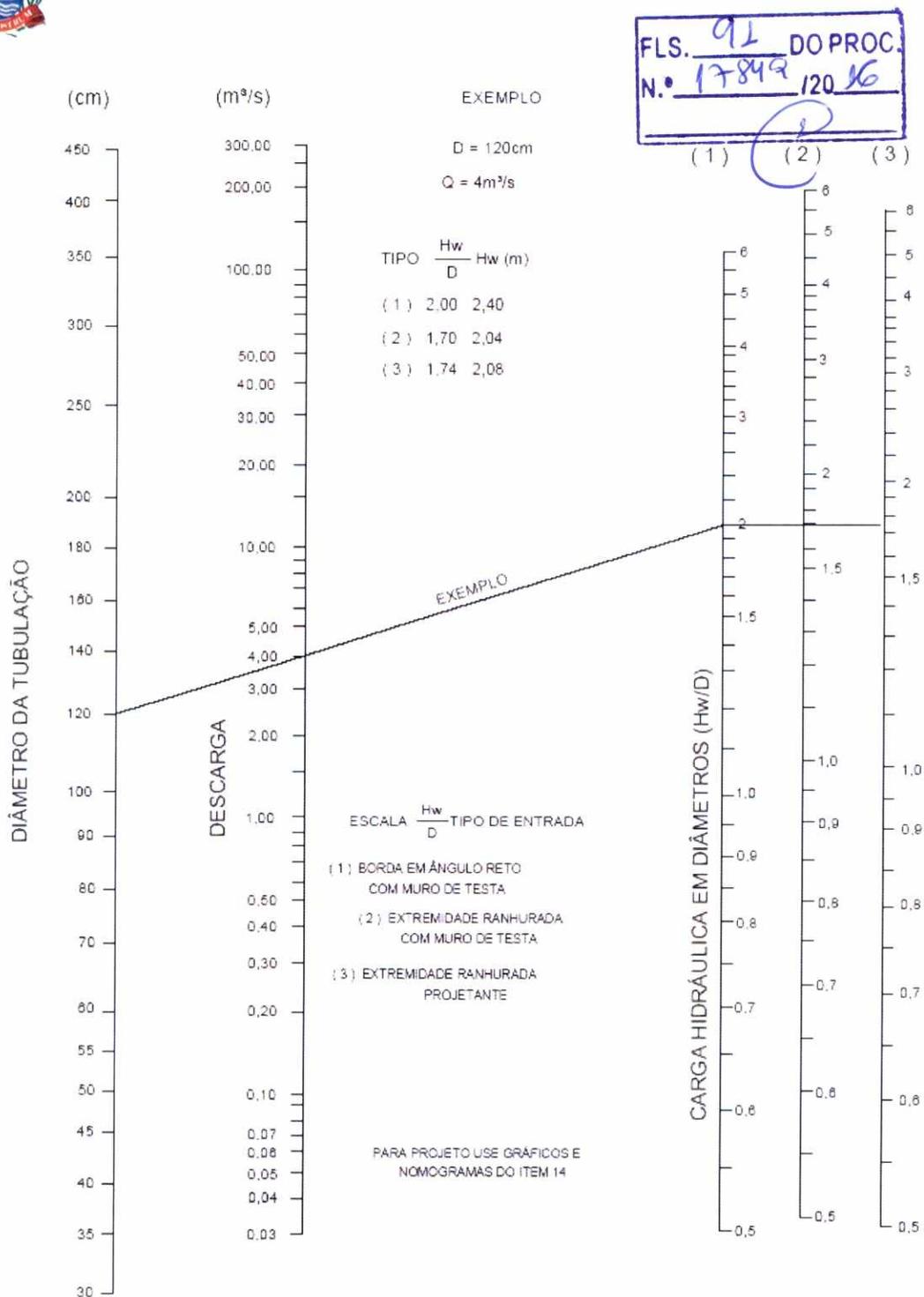
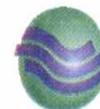


Figura 22 - Exemplo de Nomograma para Controle na Entrada

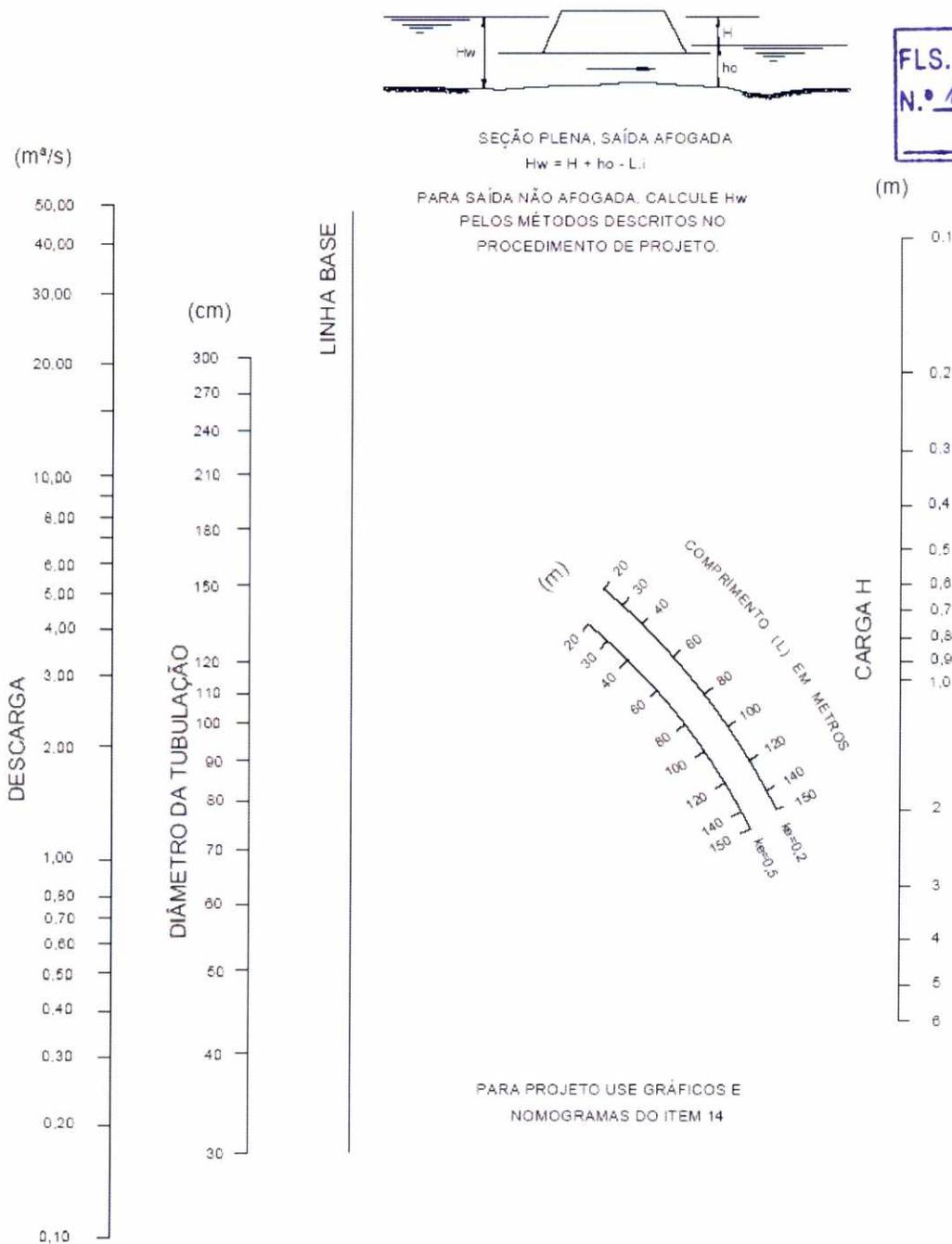


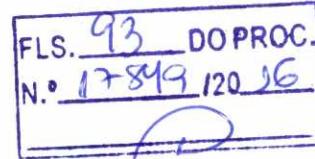
Figura 23 - Exemplo de Nomograma para Controle na Saída

Este manual apresenta no ANEXO 1 alguns gráficos de capacidade de bueiros para diversas situações, bem como alguns nomogramas relativos aos casos mais comuns.

Para maiores informações recomenda-se consultar os seguintes 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 n° 10, march, 1965.



#### 4.5.5.4 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.
- **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 conseqüente 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.

- **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.
- **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.

##### B) ENTRADAS DE GALERIAS DE CONCRETO

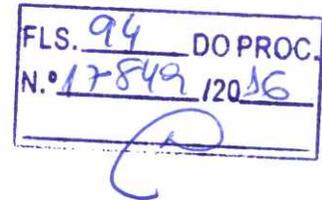
Os projetos de entradas de galerias de concreto devem, quanto aos aspectos hidráulicos, dispensar tantos cuidados quantos para o caso de bueiros circulares. Quanto mais elevado for o aterro e mais longo o conduto, tanto mais importante deve ser o projeto da entrada, tendo em vista reduzir os custos de 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.



- *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.

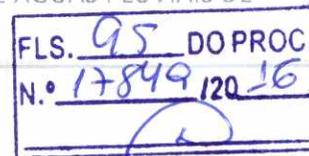
Tendo-se em vista suas dimensões, as entradas de bueiros devem ser projetadas como muros de arrimo, e caso seja necessário, o uso de lajes de fundo a montante para impedir erosão do canal, estas devem resistir à subpressão.

- *ENTRADAS ESPECIAIS PARA BUEIROS*: entradas para bueiros não podem ser caracterizadas de forma geral, sendo impossível apresentar coeficientes, curvas ou tabelas para o projeto das mesmas. Uma entrada especial, frequentemente é 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 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.

### C) 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.

- *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.
  - **Entradas de canais abertos**: devem ser analisadas os fatores que controlam as características do escoamento a jusante, além de um controle de velocidade e perda de



energia ao longo do condutto. 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.

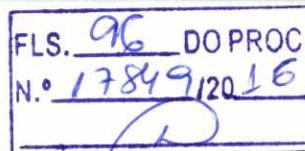
- **Transições:** as transições de condutos fechados para canais abertos devem ser projetadas com base nos conceitos de conservação de energia e de hidráulica de canais abertos. Normalmente, o projetista deverá ter como objetivo evitar excessiva perda de energia, ondas transversais e turbulência. São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

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  $12^{\circ}30'$ . Devem ser tomados cuidados contra a formação de ressalto hidráulico e de velocidades que possam proporcionar escoamentos torrenciais.

- **Grades:** a única função das grades nas entradas de bueiros é evitar a admissão de material que possa provocar a obstrução do mesmo. 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.

- *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.

- *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 da mesma, atingindo o bueiro.



## 5. 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 da microdrenagem.

### 5.1 ELEMENTOS QUE COMPÕE 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.

#### ○ Dispositivos de armazenamento

A utilização de dispositivos de armazenamento em projetos de drenagem urbana não tem sido 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.

A filosofia atualmente adotada é 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 pontos mais a jusante da mesma.

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 tem 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 quando instaladas em grande número e em diferentes locais, implicando em elevados custos de manutenção.

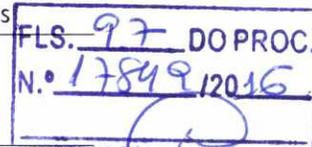
É necessário destacar que não há uma distinção clara entre os dois tipos de dispositivos mencionados, existindo dispositivos que se enquadram em ambos os tipos.



A Tabela 19, dá uma visão geral dos diferentes tipos de dispositivos de armazenamento ou retenção normalmente utilizados.

**Tabela 19 - Classificação dos Dispositivos de Armazenamento ou Detenção**

<b>Controle na fonte</b>	Disposição local	1. Leitos de Infiltração 2. Bacias de percolação 3. Pavimentos Porosos
	Controle de entrada	1. Telhados 2. Estacionamentos
	Detenção na origem	1. Valas 2. Depressões secas 3. Lagos Escavados 4. Reservatórios de concreto 5. Reservatório tubular
<b>Controle a jusante</b>	Detenção em linha	1. Rede de galerias 2. Reservatório tubular 3. Reservatório de concreto 4. Túnel em rocha 5. Reservatório aberto
	Detenção lateral	1. Reservatórios laterais



○ A Disposição Local

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.

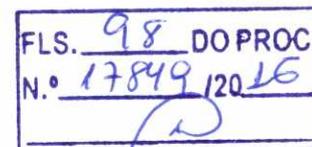
○ Detenção na Origem

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, consiste 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.



## 5.2 COLETA E ANÁLISE DE DADOS

Determinadas informações referentes à bacia de drenagem deverão ser levantadas para o início de um projeto de macrodrenagem para solucionar problemas de drenagem típicos de áreas urbanas, estas informações precisam passar primeiramente por uma coleta e análise dos seguintes dados:

- Cartografia para a delimitação da bacia e das sub-bacias em estudo, relativas aos locais em que se pretende adotar reservatórios de amortecimento;
- Dados sobre as condições atuais e futuras de uso do solo e de cobertura vegetal:
  - visitas a campo;
  - planos existentes e projeto de zoneamento;
  - 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 hidrograma unitário, como também para a utilização de modelos hidrológicos.
- Informações sobre o histórico de tormentas da região, principalmente aquelas que causaram problemas de inundação nas áreas de estudo.
- Sondagens para identificar a posição do lençol freático;
- Seleção de áreas passíveis para implantação de reservatórios de amortecimento.

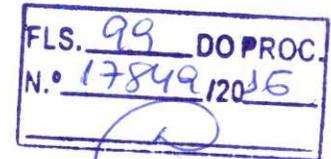
O impacto da urbanização, assim como de outras alterações no uso do solo, têm grande influência no incremento das vazões máximas de escoamento superficial, como também na determinação da qualidade das águas, portanto tanto as condições futuras como as atuais devem ser devidamente avaliadas.



As condições atuais de uso e ocupação do solo devem ser analisadas com base nas informações disponíveis, assim como em reconhecimento de campo.

### 5.3 DIMENSIONAMENTO DAS OBRAS

#### 5.3.1 Vazão de projeto para macrodrenagem



Para o cálculo da vazão de projeto é proposto o método Soil Conservation Service do Bureau of Reclamation dos Estados Unidos - SCS. Este método foi desenvolvido pelo Serviço de Conservação de Solos do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos (SCS-USDA) para o cálculo do escoamento superficial direto gerado em uma bacia ou área de contribuição. Na Figura 24 é a seguir é apresentado um esquema geral do método e seus parâmetros.

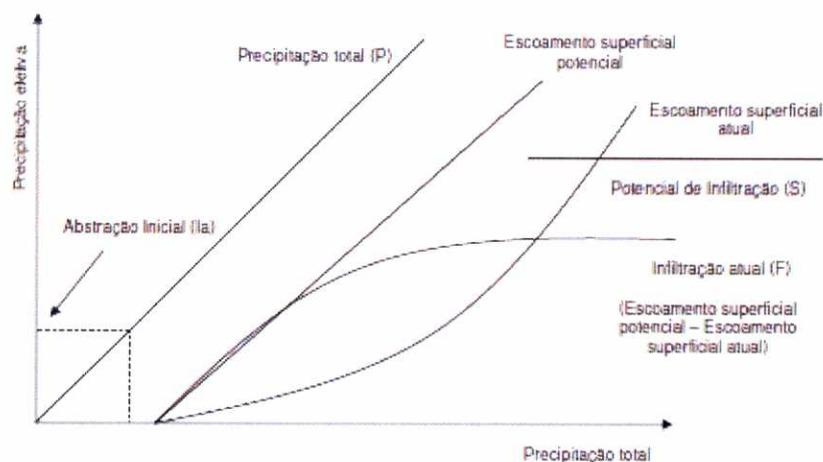


Figura 24 - Representação Gráfica do Método SCS

O método do SCS impõe a estimativa do CN – Curve Number do solo como um de seus parâmetros de cálculo para definição do escoamento superficial direto relativo à área permeável. Significa dizer que o CN representa a relação entre o volume de água escoado de uma área e o total de chuva intensa por ela recebida ou precipitada, este método será explicado mais detalhadamente no item 5.3.1.4 - Determinação da Chuva Excedente.

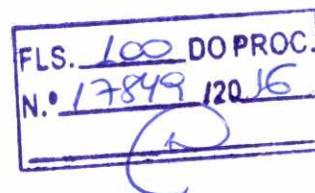
##### 5.3.1.1 Tormenta de Projeto

As chuvas de projeto ou tormentas de projeto que devem ser utilizadas no município de Praia Grande, para as bacias componentes do município e seus respectivos períodos de retornos são apresentadas a seguir:



**Tabela 20 - Tormentas de Projeto para o Município de Praia Grande**

TR (anos)	Chuva de Projeto de 24 horas (mm)
25	301,9
50	334,2
100	366,1



### 5.3.1.2 Tempo de Concentração

O método a ser adotado nos projetos de macrodrenagem será o método cinemático. A metodologia para o cálculo do tempo de concentração é apresentada no item 4.4.3, página 27 deste manual.

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

onde:

$t_c$  = tempo de concentração (min);

$L_i$  = comprimento de cada trecho homogêneo (m);

$V_i$  = velocidade do escoamento no trecho "i" (m/s).

No caso de superfícies não pavimentadas, recomenda-se a utilização do método da onda Cinemática-Manning.

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

onde:

$t_c$  = tempo de concentração (min);

$S$  = declividade (m/m);

$n$  = coeficiente de rugosidade de Manning (conforme Tabela 9);

$L$  = comprimento do escoamento (m);

$P_{24}$  = precipitação de projeto (mm) com 24 horas de duração e período de retorno correspondente.



Outra fórmula bastante empregada no meio técnico para o cálculo do tempo de concentração para projetos de macrodrenagem é a proposta por George Ribeiro, que considera o percurso sobre o curso d'água:

$$t_c = \frac{16 \times L}{(1,05 - 0,2 \times p_r) \times (100 \times I)^{0,04}} \quad (64)$$

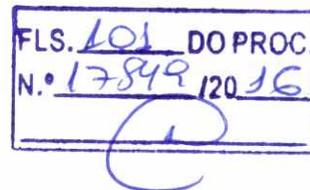
onde:

$t_c$  = tempo de concentração (min);

$L$  = comprimento do curso d'água (km);

$p_r$  = parâmetro dado pela porção da bacia coberta por vegetação;

$I$  = declividade média do talvegue principal (m/m).



### 5.3.1.3 Período de Retorno

O período de retorno mínimo a ser utilizado na determinação da vazão de projeto e consequentemente nos projetos de macrodrenagem em Praia Grande é de 100 (cem) anos.

No entanto, caso o projetista não tenha a disponibilidade de implantar uma obra com um nível de porte referente a 100 anos, é possível o escalonamento por etapas, partindo de um período de retorno de 25 anos, depois 50 anos e por fim 100 anos, nunca esquecendo de que para garantir a efetiva complementação das obras, é preciso reservar espaços para a devida expansão, por exemplo, a adoção de faixas *non aedificandi* ou de faixas marginais de proteção.

### 5.3.1.4 Determinação da Chuva Excedente

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

$$V_{esd} = AD \times H_{exc} \quad (65)$$

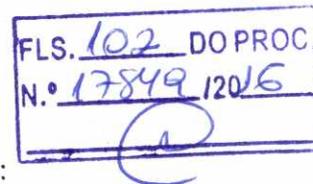
onde:

$V_{esd}$  = escoamento superficial direto;

$AD$  = área de drenagem;



$H_{exc}$  = lâmina ou chuva excedente.



Distinguem-se duas abordagens principais para o cálculo da chuva excedente:

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

Estes métodos baseiam-se normalmente em relações empíricas, alguns de frágil fundamentação teórica. São largamente utilizados, entretanto, pois normalmente são de uso fácil e fornecem resultados satisfatórios quando empregados com discernimento. Exemplos típicos desta classe de métodos são os consagrados métodos do número da curva do SCS (Soil Conservation Service).

- b) a chuva excedente é calculada por meio da determinação das perdas por infiltração, interceptação, retenção e outras.

$$H_{exc} = P \times h_{perdas} \quad (66)$$

onde:

$h_{perdas}$  = representa o total das perdas;

P = total precipitado.

Estes métodos baseiam-se em fórmulas de infiltração que procuram representar os processos físicos que ocorrem na camada superior do solo. As fórmulas de Horton e Green-Ampt são exemplos típicos desta categoria.

Neste manual será descrito método do Soil Conservation Service por ser um método de fácil aplicação, largamente usado no meio técnico e que resultam em bons resultados.

A estimativa do CN – Curve Number do solo depende da análise e definição de três fatores:

- tipo de solo;
- uso e ocupação do solo e;
- umidade antecedente do solo.

O parâmetro CN deve ser estimado com base nas características atuais da bacia, já que representa a parcela permeável do solo, responsável pela infiltração.

Este método foi adaptado para as condições do Estado de São Paulo. A fórmula proposta pelo SCS é:

$$Q = \frac{(P - 0,2 \cdot S)^2}{P + 0,8 \cdot S} \quad \text{para } P \geq 0,2 \cdot S \quad (67)$$

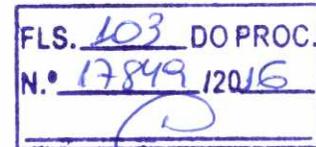


onde:

Q: escoamento superficial direto (mm);

P: precipitação (mm);

S: retenção potencial do solo (mm).



O valor de S depende do tipo de solo e pode ser determinado facilmente por tabelas próprias. A quantidade “ $0,2 \cdot S$ ” é uma estimativa das perdas iniciais devidas à interceptação e retenção em depressões. Por esta razão impõe-se a condição  $P \geq 0,2 \cdot S$ .

Para facilitar a solução gráfica da equação faz-se a seguinte mudança de variável:

$$CN = \frac{1000}{10 + \left( \frac{S}{25,4} \right)} \quad (68)$$

Onde CN é chamado de Número da Curva e varia entre 0 e 100. Os valores de CN dependem de três fatores:

- umidade antecedente do solo;
- tipo de solo;
- ocupação do solo.

Quando  $P < 0,2S$  a chuva excedente é nula. O parâmetro pode ser relacionado com o fator CN pela seguinte expressão:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (69)$$

O método do SCS distingue 3 condições de umidade antecedente do solo, de acordo a Tabela 21 a seguir.

**Tabela 21 - Condições de Solo**

---

**Condição I** – Solos secos: As chuvas nos últimos dias não ultrapassam 15 mm.

---

**Condição II** – Situação muito frequente em épocas chuvosas - as chuvas nos últimos 5 dias totalizam entre 15 e 40 mm.

---

**Condição III** – Solo úmido (próximo da saturação): as chuvas nos últimos dias foram superiores a 40 mm e as condições meteorológicas foram desfavoráveis a altas taxas de evaporação.

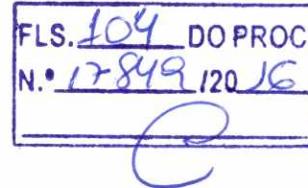
---



As tabelas para a obtenção de CN referem-se sempre à condição II. A transformação do CN para as outras condições de umidade é feita através das seguintes fórmulas.

$$CN_I = \frac{4,2 \times CN_{II}}{10 - 0,058 \times CN_{II}} \quad (70)$$

$$CN_{III} = \frac{23 \times CN_{II}}{10 + 0,13 \times CN_{II}} \quad (71)$$



O SCS distingue em seu método 5 grupos hidrológicos de solos. A adaptação do trabalho daquela entidade para o Estado de São Paulo classificou os tipos de solos como se segue.

- **Grupo A:** Solos arenosos com baixo teor de argila total inferior a 8%. Não há rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1 m. O teor de húmus é muito baixo não atingindo 1%;
- **Grupo B:** Solos arenosos menos profundos que os do grupo A e com maior teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas este limite pode subir a 20% graças a maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir respectivamente a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1 m, mas é quase sempre presente camada mais densificada do que a camada superficial;
- **Grupo C:** Solos barrentos com teor total de argila de 20 a 30% mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até a profundidade de 1,2 m. No caso de terras roxas estes dois limites máximos podem ser 40% e 1 m. Nota-se, a cerca de 60 cm de profundidade, camada mais densificada que no grupo B, mas ainda longe das condições de impermeabilidade;
- **Grupo D:** Solos argilosos (30 a 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50 cm de profundidade ou solos arenosos como B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados;
- **Grupo E:** Solos barrentos como C, mas com camada argilosa impermeável ou com pedras ou sem tal camada, mas o teor de argila superando 40%. No caso de terras roxas esse teor pode subir a 60% (no caso D pode subir a 45%).

A ocupação do solo é caracterizada pela sua cobertura vegetal e pelo tipo de defesa contra erosão eventualmente adotada. Os valores de CN podem ser obtidos através das curvas de Escoamento Superficial de Chuvas Intensas conforme o tipo hidrológico do solo e sua cobertura vegetal. A simplicidade e praticidade do método proposto pelo SCS tornaram-no extremamente popular e difundido entre profissionais de todo o mundo.

Seu uso, entretanto, não pode ser feito indiscriminadamente e os seguintes aspectos devem ser levados em conta:



FLS. 105 DO PROC.  
N.º 17849 12016

- a fórmula proposta pelo SCS é empírica e teoricamente inconsistente se for transformada em fórmula de infiltração;
- a fórmula do SCS foi determinada para chuvas diárias. A sua aplicação para intervalos de tempo menores que um dia é uma extrapolação que não encontra respaldo em estudos experimentais ou teóricos. É possível demonstrar que a fórmula dá melhores resultados quando a precipitação não apresenta grandes variações temporais;
- o SCS não apresenta informações que fundamentem sua afirmação de que a perda inicial é aproximadamente igual a “ $0,2 \cdot S$ ”.

**Tabela 22 - Valores para o CN em função do Tipo de Uso do Solo e do Grupo Hidrológico**

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

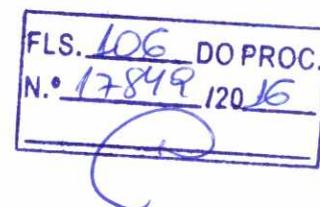


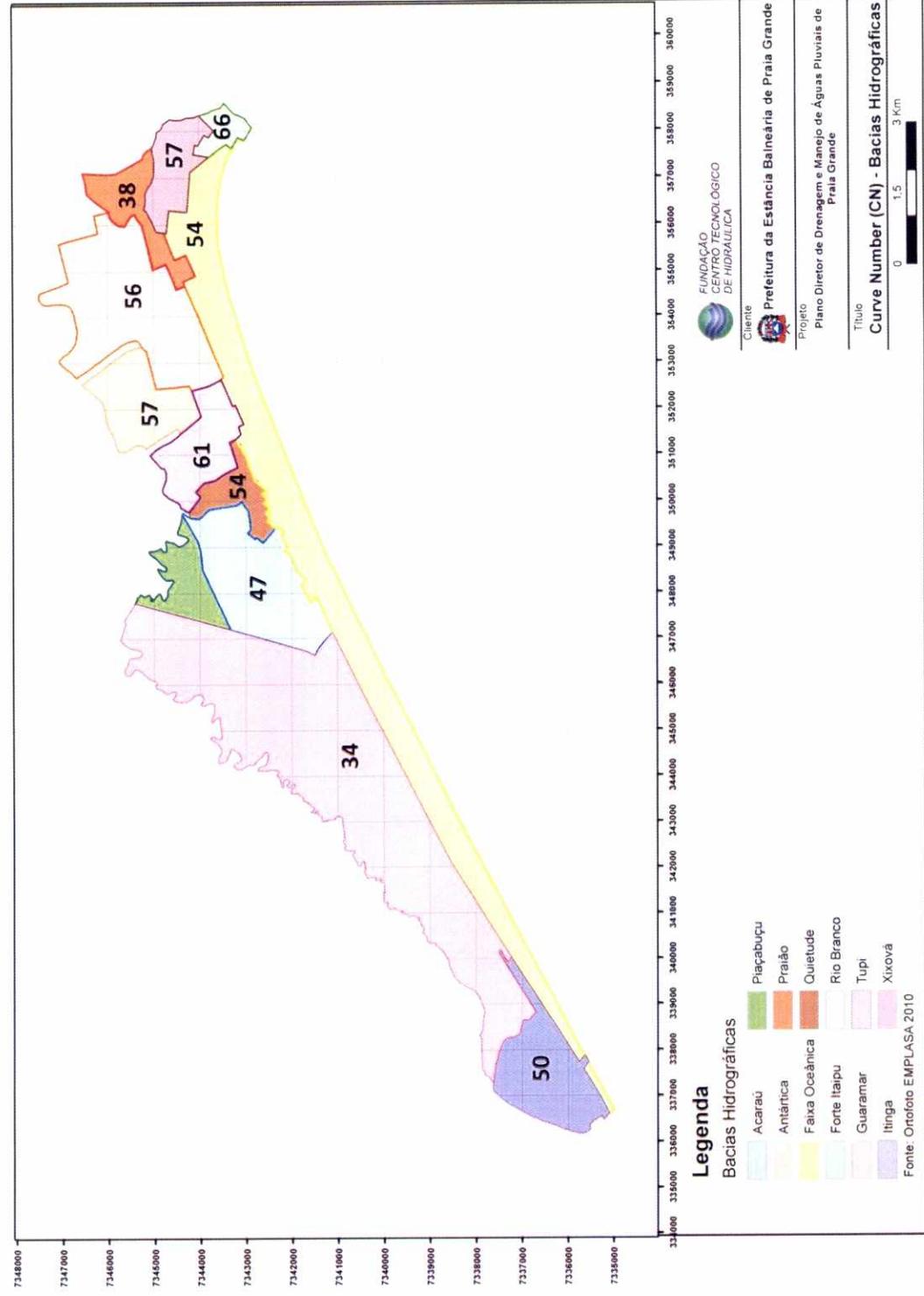
Tipo de uso do solo/Tratamento	Grupo Hidrológico			
	A	B	C	D
Condições hidrológicas				
Campos				
condições boas	30	58	71	78
Florestas				
condições ruins	45	66	77	83
condições boas	36	60	73	79
condições médias	25	55	70	77

Para a condição referente ao ano de 2010 das bacias hidrográficas do município de Praia Grande sugere-se adotar os valores de CN de acordo com a Tabela 23 e a Figura 25 para as áreas permeáveis considerando a condição II de umidade antecedente do solo. Nesses valores não foram avaliadas as parcelas impermeáveis, para tanto será necessário o cálculo das porcentagens destas áreas para as condições futuras em que o projeto será implantado, isto é, o nível esperado de impermeabilização, de acordo com as projeções de evolução do uso e ocupação do solo da bacia. A Figura 25 mostra o mapa dos CNs para o município de Praia Grande

**Tabela 23 - CN médios permeáveis obtidos para as bacias do município de Praia Grande**

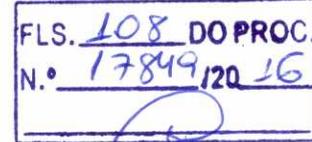
Bacia Hidrográfica	CN
Xixová	57
Praião	38
Guaramar	56
Antártica	57
Tupi	61
Quietude	54
Acaraú	47
Forte Itaipu	66
Faixa Oceânica	54
Rio Branco	34
Itinga	50





FLS. 107 DO PROC.  
N.º 17849/2016

Figura 25 - Mapa com o CN para o município de Praia Grande



### 5.3.1.5 Simulação de Transformação Chuva-Vazão

As simulações são necessárias para identificar os problemas de drenagem e propor soluções. Os modelos para a simulação são sub-divididos de acordo com as necessidades do sistema de drenagem e do problemas existentes:

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

#### A) SIMULAÇÃO CHUVA-VAZÃO

Neste tipo de modelo são obtidos os hidrogramas ou as vazões que chegam aos componentes do sistema de drenagem, a partir da transformação da chuva em vazão.

Cada um dos processos hidrológicos que ocorrem na bacia (precipitação, perdas iniciais, infiltração e escoamento superficial) pode ser tratado com um algoritmo específico, até a determinação final do escoamento superficial que será utilizado para o dimensionamento.

O modelo precisa ser capaz de representar os cenários de urbanização, com as condições de infiltração, dadas pelo tipo e uso do solo. Os processos necessários são constituídos basicamente por:

- Precipitação;
- Transformação da chuva em vazão: separação do escoamento e propagação do escoamento superficial.

#### a) Precipitação

A determinação da precipitação para a simulação é feita a partir dos seguintes elementos:

- Chuva de projeto;
- Tempo de concentração;
- Duração crítica da chuva;
- Aplicar o fator de redução espacial da chuva para áreas superiores a 25 km<sup>2</sup> (Figura 6);
- Obter a distribuição temporal crítica: método dos blocos alternados ou método de Huff.



**Blocos Alternados:** a distribuição de totais de chuva é feita em intervalos de tempo contidos na duração total. O método segue os seguintes passos:

- Seleciona-se a duração da tormenta ( $t_d$ ) e o intervalo de discretização ( $t$ );
- Por meio da equação IDF de Cubatão é feita a discretização para uma chuva de projeto de 24 horas:

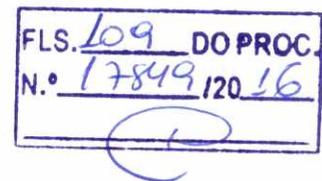
$$i_{t,T} = 25,1025(t + 20)^{-0,7522} + 6,4266(t + 20)^{-0,7050} \cdot \left[ -0,4772 - 0,9010 \ln \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right]$$

onde:

$i$ : Intensidade da precipitação, correspondente à duração  $t$  e período de retorno  $T$  (mm/min);

$t$ : Discretização da precipitação (min);

$T$ : Período de retorno (anos) = 100 anos.



Tem-se:

$$i_{t,100} = 25,1025(t + 20)^{-0,7522} + 6,4266(t + 20)^{-0,7050} \cdot \left[ -0,4772 - 0,9010 \ln \ln \left( \frac{100}{100-1} \right) \right]$$

$$r = \left( \frac{i_{t,100}}{i_{24,100}} \right) \quad (72)$$

onde:

$r$  = relação entre os valores médios das chuvas máximas de  $t$  horas e de 24 horas;

$t$  = intervalo de discretização da chuva (h).

- Por meio da seguinte relação são determinadas as alturas de chuva acumuladas até o último intervalo de tempo;

$$h_{acum} = r \times P \quad (73)$$

onde:

$h_{acum}$  = altura de chuva acumulada (mm);

$P$  = chuva de projeto (mm).

- Calculam-se os incrementos dos totais acumulados ( $dh$ );
- Os incrementos ou blocos obtidos são rearranjados numa sequência tal, que no centro da duração da tormenta, se situe o bloco maior, e em seguida os demais blocos são dispostos



em ordem decrescente, um à direita e o outro à esquerda do bloco maior, alternadamente (hdist).

Dur	hacum	dh	hdist
0,1	28,46	28,46	3,38
0,2	48,93	20,48	3,72
0,3	64,78	15,84	4,16
0,4	77,63	12,86	4,73
0,5	88,43	10,79	5,49
0,6	97,72	9,29	6,55
0,7	105,87	8,15	8,15
0,8	113,14	7,27	10,79
0,9	119,69	6,55	15,84
1,0	125,66	5,97	28,46
1,1	131,15	5,49	20,48
1,2	136,23	5,08	12,86
1,3	140,96	4,73	9,29
1,4	145,39	4,43	7,27
1,5	149,55	4,16	5,97
1,6	153,48	3,93	5,08
1,7	157,20	3,72	4,43
1,8	160,74	3,54	3,93
1,9	164,12	3,38	3,54
2,0	167,35	3,23	3,23

FLS. 110 DO PROC.  
N.º 17849/120 LG

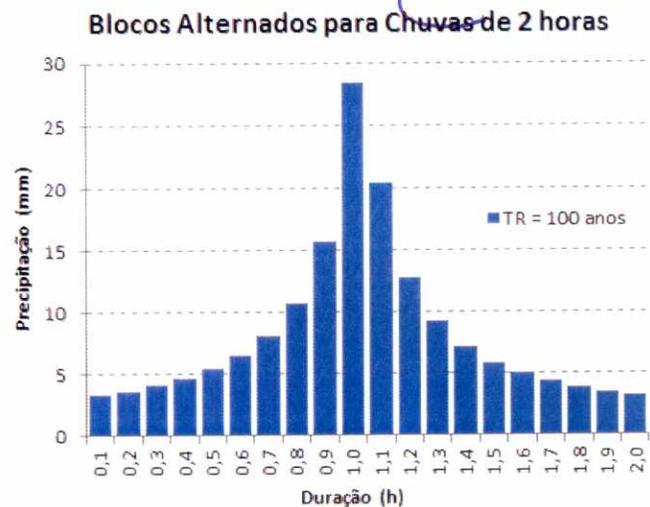


Figura 26 - Exemplo de Aplicação dos Blocos Alternados para  $t_d=2h$  e  $t=0,1h$

**Huff:** é um método baseado em eventos de chuvas observados nos EUA, em que as mesmas foram classificadas conforme o quartil de duração, dentro do qual se verificavam as maiores intensidades de precipitação, originando tormentas de primeiro, segundo, terceiro e quarto quartis.

A Figura 27 apresenta as distribuições temporais para os quatro quartis e a Figura 28 mostra um exemplo de aplicação.



FLS. 111 DO PROC  
N.º 17849/2016

t/td	Pt/Ptotal			
	1o. quartil	2o. quartil	3o. quartil	4o. quartil
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
0,05	0,160	0,030	0,030	0,020
0,10	0,330	0,080	0,060	0,050
0,15	0,430	0,120	0,090	0,080
0,20	0,520	0,160	0,120	0,100
0,25	0,600	0,220	0,150	0,130
0,30	0,660	0,290	0,190	0,160
0,35	0,710	0,390	0,230	0,190
0,40	0,750	0,510	0,270	0,220
0,45	0,790	0,620	0,320	0,250
0,50	0,820	0,700	0,380	0,280
0,55	0,840	0,760	0,450	0,320
0,60	0,860	0,810	0,570	0,350
0,65	0,880	0,850	0,700	0,390
0,70	0,900	0,880	0,790	0,450
0,75	0,920	0,910	0,850	0,510
0,80	0,940	0,930	0,890	0,590
0,85	0,960	0,950	0,920	0,720
0,90	0,970	0,970	0,950	0,840
0,95	0,980	0,980	0,970	0,920
1,00	1,000	1,000	1,000	1,000

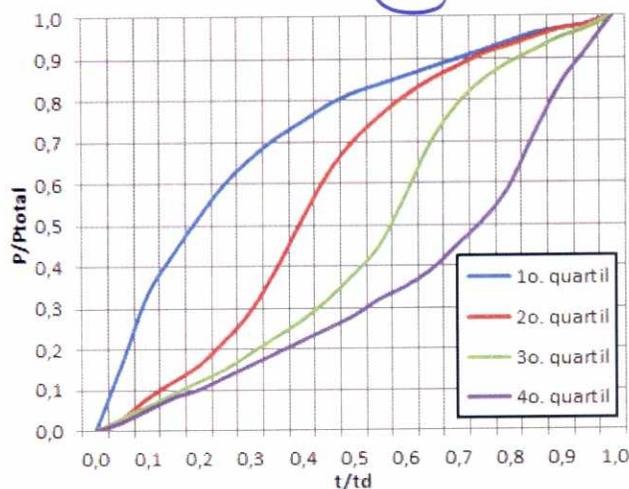


Figura 27 - Distribuições de Huff

Fonte: HUFF, 1990

Dur	Tretrorno	1º quartil		2º quartil		3º quartil		4º quartil	
0,0	100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,1	100	26,78	26,78	5,02	5,02	5,02	5,02	3,35	3,35
0,2	100	55,22	28,45	13,39	8,37	10,04	5,02	8,37	5,02
0,3	100	71,96	16,73	20,08	6,69	15,06	5,02	13,39	5,02
0,4	100	87,02	15,06	26,78	6,69	20,08	5,02	16,73	3,35
0,5	100	100,41	13,39	36,82	10,04	25,10	5,02	21,76	5,02
0,6	100	110,45	10,04	48,53	11,71	31,80	6,69	26,78	5,02
0,7	100	118,82	8,37	65,27	16,73	38,49	6,69	31,80	5,02
0,8	100	125,51	6,69	85,35	20,08	45,18	6,69	36,82	5,02
0,9	100	132,20	6,69	103,75	18,41	53,55	8,37	41,84	5,02
1,0	100	137,22	5,02	117,14	13,39	63,59	10,04	46,86	5,02
1,1	100	140,57	3,35	127,18	10,04	75,31	11,71	53,55	6,69
1,2	100	143,92	3,35	135,55	8,37	95,39	20,08	58,57	5,02
1,3	100	147,26	3,35	142,24	6,69	117,14	21,76	65,27	6,69
1,4	100	150,61	3,35	147,26	5,02	132,20	15,06	75,31	10,04
1,5	100	153,96	3,35	152,29	5,02	142,24	10,04	85,35	10,04
1,6	100	157,31	3,35	155,63	3,35	148,94	6,69	98,73	13,39
1,7	100	160,65	3,35	158,98	3,35	153,96	5,02	120,49	21,76
1,8	100	162,33	1,67	162,33	3,35	158,98	5,02	140,57	20,08
1,9	100	164,00	1,67	164,00	1,67	162,33	3,35	153,96	13,39
2,0	100	167,35	3,35	167,35	3,35	167,35	5,02	167,35	13,39

Figura 28 - Exemplo de Aplicação do Método de Huff para uma chuva de 2h de duração e intervalo de discretização de 0,1h



## b) Transformação chuva-vazão e propagação superficial com o hidrograma unitário do SCS

O recomendado neste manual é a utilização do modelo de precipitação-vazão do SCS com a propagação superficial pelo hidrograma unitário triangular do SCS.

### o *Separação do escoamento*

A metodologia para o cálculo do escoamento superficial está apresentada no item 5.3.1.4, página 86 deste manual.

### o *Determinação do hidrograma unitário*

O método do Hidrograma Unitário Triangular (HUT) do Soil Conservation Service é recomendado para bacias com áreas de contribuição superiores a  $4 \text{ km}^2$  ou quando é necessário o conhecimento da distribuição temporal das vazões e do volume da cheia.

Este método foi proposto para bacias rurais e adaptado para bacias urbanas, muito utilizado no meio técnico, pois é possível estimar as vazões para bacias sem dados, com base nas características do solo e ocupação.

O hidrograma unitário está representado na Figura 29.

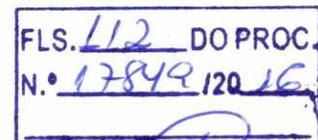
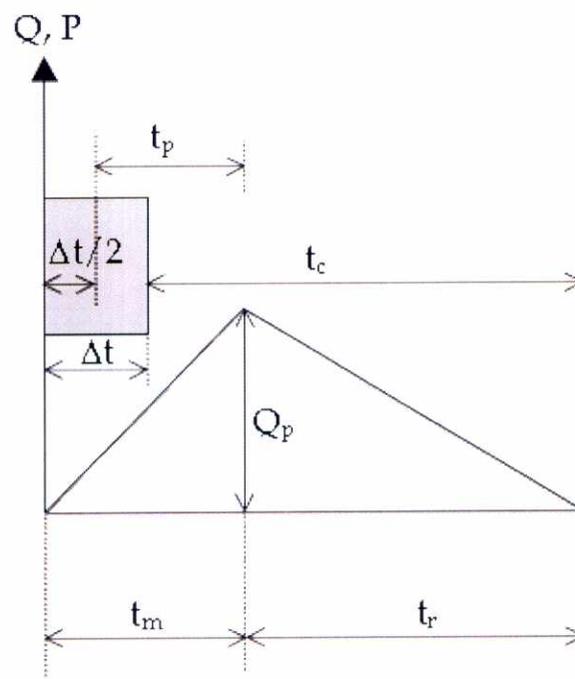


Figura 29 - Hidrograma Triangular

Alguns parâmetros iniciais precisam ser determinados para a geração do hidrograma unitário:

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



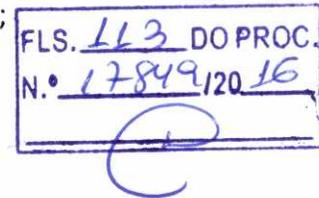
2º) Determinar o parâmetro o tempo máximo de vazão ( $t_m$ ) ou tempo de pico

$$t_m = \frac{\Delta t}{2} + 0,6t_c \quad (74)$$

onde:

$\Delta t$  = intervalo de tempo de simulação, isto é, a duração da precipitação;

$t_c$  = tempo de concentração da bacia.



3º) Determinar o tempo de pico do hidrograma ( $t_p$ )

$$t_p = 0,6t_c \quad (75)$$

4º) Determinar o tempo de recessão do hidrograma ( $t_r$ )

$$t_r = 1,67t_p \quad (76)$$

5º) Determinar o tempo de base do hidrograma ( $t_b$ )

$$t_b = t_m + t_r \quad (77)$$

6º) Determinar a vazão de pico ( $Q_p$ ) utilizando a equação seguinte:

$$Q_p = \frac{0,208 \times A}{t_m} \quad (78)$$

onde:

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

$A$  = área da bacia em  $km^2$ .

Caso  $\Delta t$  seja adotado como o intervalo de tempo, recomenda-se que  $\Delta t = t_p/5$ .

o *Propagação do escoamento*

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



$$Q_t = \sum_{i=1}^t P_{ef_i} h_{t-i+1} \text{ parat } < k \quad (79)$$

$$Q_t = \sum_{i=t-k+1}^t P_{ef_i} h_{t-i+1} \text{ parat } \geq k \quad (80)$$

FLS. 114 DO PROC.  
N.º 17819/20 LG  
*[Handwritten signature]*

onde:

$Q_t$  = vazão de saída da bacia ( $m^3/s$ ), são as ordenadas do hidrograma de projeto resultante;

$h$  = ordenadas do hidrograma unitário triangular ( $m^3/s/mm$ );

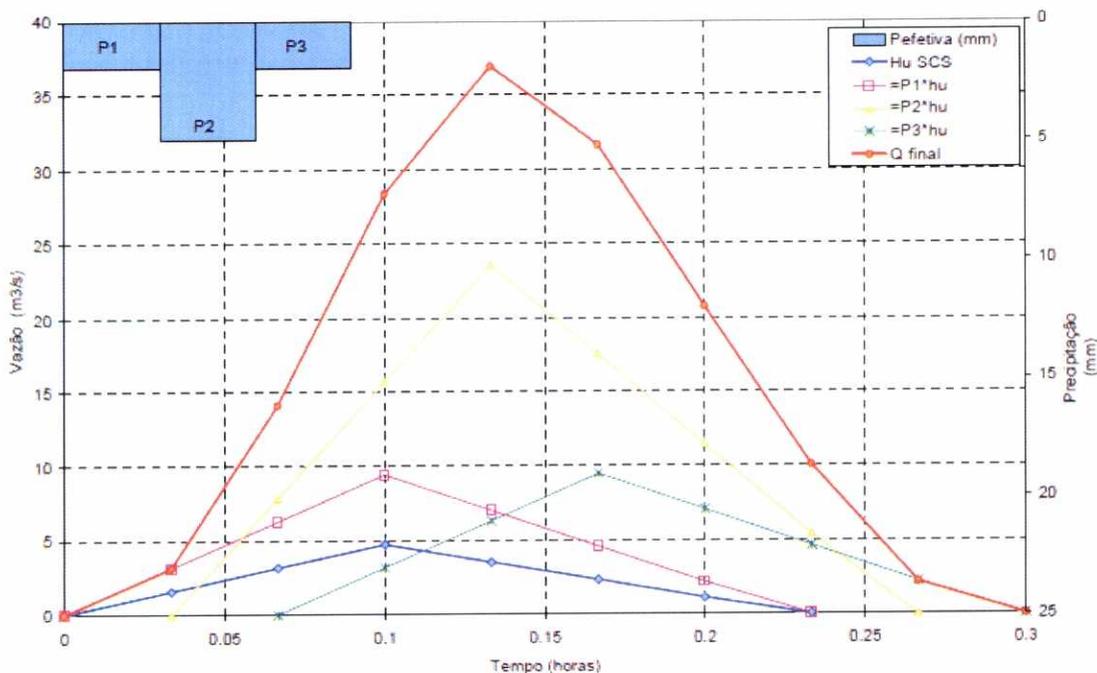
$P_{ef}$  = valores de precipitação efetiva no intervalo de tempo (mm);

$k$  = número de ordenadas do hidrograma unitário, que pode ser obtido por  $k = n - m + 1$ , onde  $m$  é o número de valores de precipitação e  $n$  é o número de valores de vazões do hidrograma.

O hidrograma de projeto final é obtido pela soma das ordenadas destes hidrogramas parciais, defasados entre si de um intervalo de cálculo. O pico deste hidrograma corresponde à vazão de projeto a ser adotada e a área definida pelo hidrograma corresponde ao volume total.

Este cálculo pode ser realizado utilizando softwares de simulação hidrológica como HEC-HMS e CABR em que estão disponíveis esta metodologia.

A Figura 30 mostra o exemplo de aplicação da convolução do hidrograma unitário.



**Figura 30 - Exemplo de Convolução do Hidrograma Unitário**

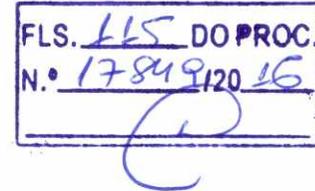
Fonte: PORTO ALEGRE (2005)



o *Exemplo de aplicação para dimensionamento da macrodrenagem*

Primeiramente deve-se fazer uma avaliação da situação atual da bacia onde se deseja fazer o projeto. Os passos são os seguintes:

- a) Definição do período de retorno (item 5.3.1.3);
- b) Definição da tormenta de projeto (item 5.3.1.1);
- c) Características da bacia:
  - Área em quilômetros quadrados;
  - Comprimento da drenagem principal em metros;
  - Desnível em metros;
  - Tempo de concentração em minutos (item 5.3.1.2);
  - CN da bacia (item 5.3.1.4).



Com estes dados é possível o cálculo dos seguintes parâmetros necessários para a realização da simulação de transformação de chuva em vazão:

- o armazenamento e perdas iniciais
- o duração da chuva, recomenda-se que seja duas vezes o tempo de concentração ( $2 \cdot t_c$ );
- o discretização da chuva, recomenda-se um quinto do tempo de concentração ( $\Delta t = t_c/5$ );
- o número de intervalos de tempo ( $N_{int} = t/\Delta t$ ).

Determinados os parâmetros, o passo seguinte é definir a precipitação efetiva, o acompanhamento do cálculo pode ser acompanhado pela Tabela 24:

1º) Considerar o fator de redução espacial da chuva para áreas superiores a 25 km<sup>2</sup> (página 93);

2º) Desagregação acumulada da chuva de projeto, de acordo com a metodologia apresentada na página 94 → **Coluna 3**;

$$i_{t,100} = 25,1025(t + 20)^{-0,7522} + 6,4266(t + 20)^{-0,7050} \cdot \left[ -0,4772 - 0,9010 \ln \left( \frac{100}{100 - 1} \right) \right]$$

$$r = \left( \frac{i_{t,100}}{i_{24,100}} \right) \quad (81)$$

onde:

r = relação entre os valores médios das chuvas máximas de t horas e de 24 horas;

t = intervalo de discretização da chuva (h).



3º) Reordenamento da chuva pelo método dos Blocos Alternados (página 95) → **Colunas 4 e 5;**

4º) Acumula-se a chuva até o último intervalo → **Coluna 6;**

5º) Cálculo da chuva efetiva ou excedente através da metodologia descrita no item 5.3.1.4 para cada intervalo → **Coluna 7:**

$$P_{ef} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (82)$$

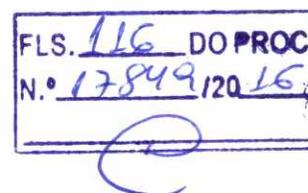
onde:

Q = escoamento superficial direto (mm);

P = é a precipitação (mm);

S = retenção potencial do solo (mm).

Obs.: sempre que  $P \leq 0,2.S \rightarrow P_{ef}^* = 0$ .



6º) Desacumula e reordena segundo o método dos Blocos Alternados (página 95) → **Colunas 8 e 9.**

A Tabela 24 mostra um exemplo dos resultados de um cálculo de precipitação:

**Tabela 24 - Exemplo de Cálculo de Precipitação\*\***

Col 1	Col 2	Col 3	Col 4	Col 5	Col 6	Col 7	Col 8	Col 9
Nint	$\Delta t$ (min)	$P_{acum}$ (mm)	dh (mm)	$P_{blocos}$ alternados (mm)	P (mm)	$P_{ef}$ (mm)	$P_{ef}^*$ (mm)	Chuva (mm)
1	2	5,30	5,30	1,77	1,77	0,62	0,00	0,00
2	4	9,43	4,13	2,34	4,11	0,09	0,00	0,95
3	6	12,77	3,34	3,34	7,45	0,11	0,02	1,32
4	8	15,53	2,77	5,30	12,74	1,43	1,32	1,77
5	10	17,88	2,34	4,13	16,87	3,20	1,77	1,44
6	12	19,90	2,02	2,77	19,64	4,64	1,44	1,16
7	14	21,66	1,77	2,02	21,66	5,80	1,16	0,02
8	16	23,22	1,56	1,56	23,22	6,75	0,95	0,00

\*\* 0,2S = 5,64 mm

Na sequência determina-se os principais parâmetros do hidrograma unitário, de acordo com o procedimento apresentado na página 97 deste Manual. A Figura 31 exemplifica um hidrograma unitário.

- Área e tempo de concentração;
- Tempo de pico ( $t_p$ );
- Vazão máxima: tempo máximo ( $t_m$ ) e vazão de pico ( $Q_p$ );



- Tempo de recessão ( $t_r$ );
- Tempo de base ( $t_b$ ).

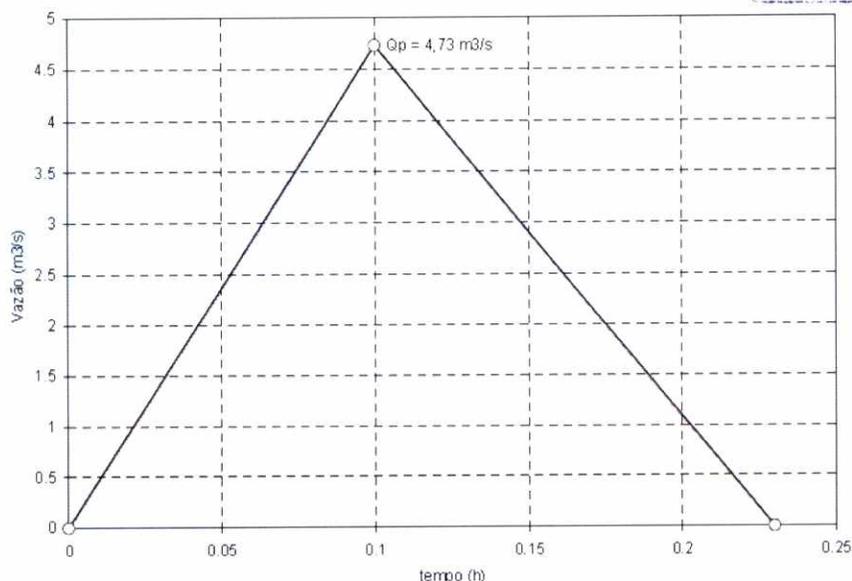
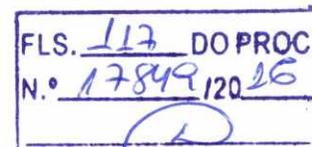


Figura 31 - Exemplo de Hidrograma Unitário Calculado

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

Para o cálculo da convolução da chuva, isto é, a determinação da propagação do escoamento, necessita-se dos parâmetros apresentados na página 98.

- Tempo de base ( $t_b$ );
- Intervalo de tempo ( $\Delta t$ );
- Número de ordenadas do hidrograma  $\rightarrow k = t_b / \Delta t$ ;
- Número de ordenadas da precipitação;
- Número de intervalos de tempo do hidrograma  $\rightarrow n = k + m - 1$ .  
\*\* os valores de vazão diferentes de zero são calculados até  $n$ ;
- Valores do hidrograma unitário:
  - se  $t < t_p$ ,  $h_u = (Q_{pico} / t_p) * \text{tempo}$
  - se  $t > t_p$ ,  $h_u = [Q_{pico} * (t_b - \text{tempo})] / (t_p - t_b)$

A Tabela 18 mostra o cálculo da convolução do hidrograma unitário e a Figura 32 o hidrograma resultante.



Tabela 25 - Exemplo de Cálculo da Propagação do Escoamento (Convolução)

Col 1	Col 2	Col 3	Col 4	Col 5	Col 6	Col 7	Col 8	Col 9	Col 10	Col 11	Col 12	Col 13	Col 14
Ordem	t (min)	t (h)	hu (m <sup>3</sup> /s/mm)	Chuva (mm)	Q1=P1*hu	Q2=P2*hu	Q3=P3*hu	Q4=P4*hu	Q5=P5*hu	Q6=P6*hu	Q7=P7*hu	Q7=P7*hu	Qfinal
1	0	0,00	0,00	0,00	0,00								0,00
2	2	0,03	1,97	0,95	0,00	0,00							0,00
3	4	0,07	3,94	1,32	0,00	1,87	0,00						1,87
4	6	0,10	4,10	1,77	0,00	3,74	2,60	0,00					6,35
5	8	0,13	3,05	1,44	0,00	3,89	5,20	3,49	0,00				12,59
6	10	0,17	2,00	1,16	0,00	2,90	5,41	6,98	2,84	0,00			18,12
7	12	0,20	0,95	0,02	0,00	1,90	4,02	7,26	5,68	2,29	0,00		21,14
8	14	0,23	0,00	0,00	0,00	0,90	2,64	5,40	5,90	4,57	0,04	0,00	19,45
9	16	0,27				0,00	1,25	3,53	4,39	4,76	0,08	0,00	14,01
10	18	0,30					0,00	1,67	2,88	3,54	0,08	0,00	8,17
11	20	0,33						0,00	1,36	2,32	0,06	0,00	3,74
12	22	0,37							0,00	1,10	0,04	0,00	1,14
13	24	0,40								0,00	0,02	0,00	0,02
14	26	0,43									0,00	0,00	0,00
15	28	0,47										0,00	0,00

FLS. 118 DO PROC.  
N.º 17849/2016

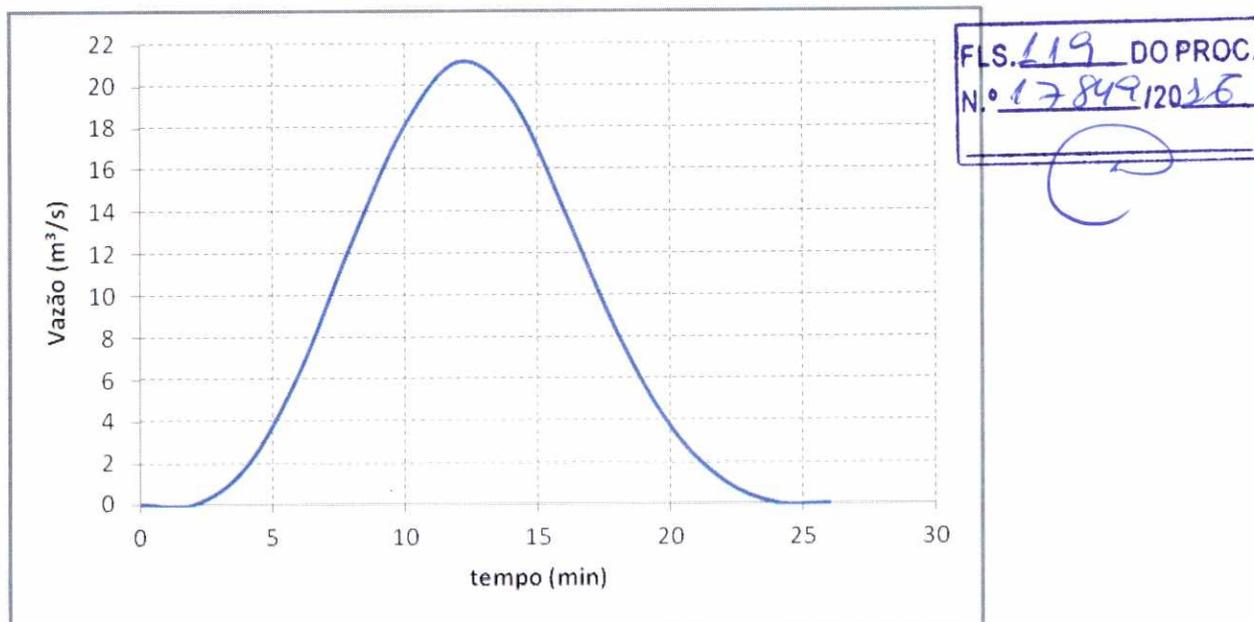


Figura 32 - Hidrograma Resultante

### 5.3.2 Canais

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:

- 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.

#### 5.3.2.1 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, conseqüentemente, necessidade de menores seções transversais.

Para evitar ou minimizar problemas de assoreamento e deposição de detritos devido a veiculação de vazão de cheias e melhorar as condições de operação para vazões mais frequentes é recomendável adotar seções compostas, dimensionadas no seu conjunto, para veicular as vazões máximas previstas e que permitam conduzir as vazões frequentes em sub-leitos 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.

Na Figura 33, Figura 34 e Figura 35 são mostradas sugestões de seções transversais compostas.

É conveniente que tais seções sejam dimensionadas de forma a serem auto-limpantes.

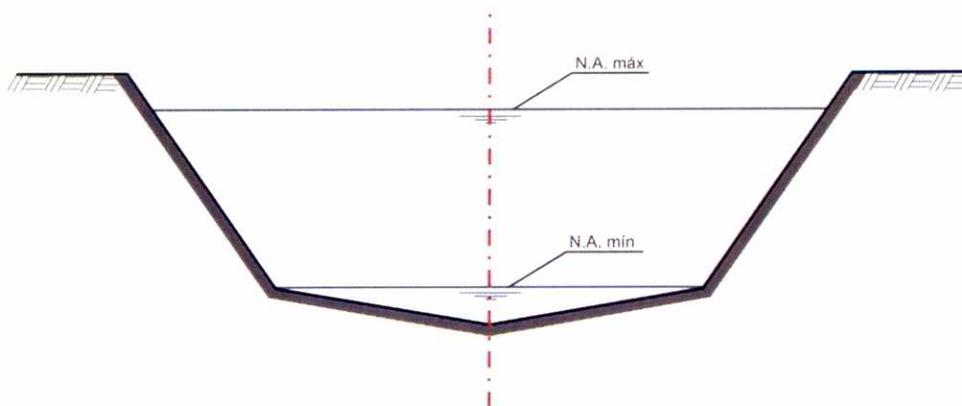


Figura 33 - Canal em Concreto - Seção Trapezoidal Mista

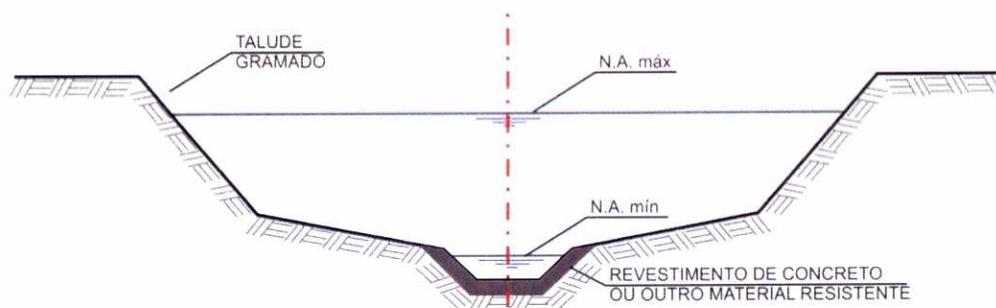


Figura 34 - Canal Escavado - Seção Mista

FLS. 126 DO PROC.  
N.º 17849/2016

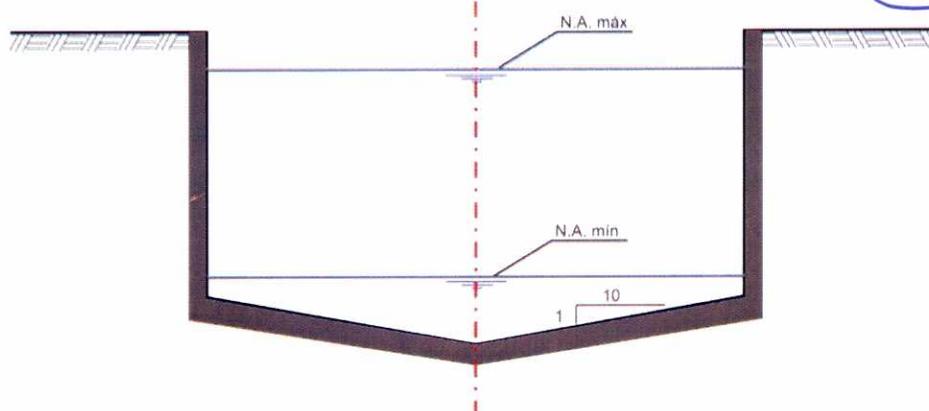


Figura 35 - Canal em Concreto - Seção Retangular Mista

### 5.3.2.2 Metodologia de cálculo de canais

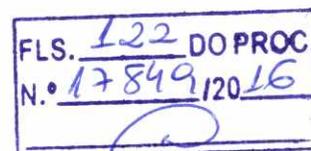
A partir dos estudos hidrológicos, que fornecerão hidrogramas ou picos de vazões de projeto ao longo da canalização, pode-se utilizar equações de regime uniforme para a definição de um pré-dimensionamento de seções. Em casos específicos de canalizações de menor importância estes valores poderão ser considerados 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, adotando 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 Direct Step Method e o 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.



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 cruze regiões baixas, já bastante ocupadas, e que 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, nesses casos pode-se utilizar programas como o HEC-RAS.

A modelação hidrodinâmica também é aplicada quando se é necessário a adoção de medidas de reservação, para a verificação da imprescindibilidade de implantação desses tipos de medidas é preciso conhecer a capacidade amortecimento da área.



### 5.3.2.3 Definição dos fatores de atrito

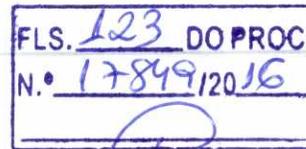
Uma simplificação que representa um recurso bastante interessante é a equação de Manning-Strickler, que não é nada mais que um ajuste numérico da equação derivada da distribuição logarítmica de velocidades (válida para o regime turbulento rugoso), segundo a estrutura da equação de Manning. Por ter uma 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 viscosidade não são significativos.

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 que se tomem 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 conseqüente 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.

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 masticado 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

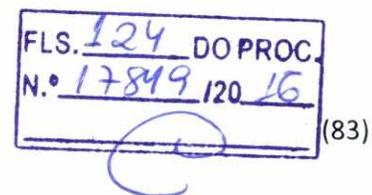


Wright-Mclaughin, 1979), que recomenda para canais revestidos com gramas curtas, de profundidades superiores a 1,0 metro, um fator de atrito de Manning da ordem de 0,030. Para profundidades inferiores a 0,5 metro, deve-se adotar um fator de atrito variando entre 0,035, para gramas com alturas de 5 cm, e 0,040, para gramas com altura entre 10 cm 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.

#### 5.3.2.4 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:

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



onde:

$n_e$  = coeficiente de rugosidade de Manning;

A = área da seção.

Há casos de soluções que atendem os princípios de estabilidade e para isso 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 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.



### 5.3.2.5 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. 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 m<sup>3</sup>/s a aproximadamente 80 m<sup>3</sup>/s. Apenas como uma orientação inicial aconselha o uso da seguinte expressão:

$$BL = (a \times y)^{0,5} \quad (84)$$

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 m<sup>3</sup>/s), e 0,8 para valores elevados de vazão de projeto (igual ou superior a 80 m<sup>3</sup>/s), num limite máximo de 1,2 m.

Também se pode considerar para o escoamento da vazão de projeto os valores mínimos apresentados na Tabela 26.

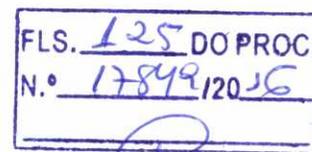
**Tabela 26 - Valores mínimos de borda livre**

Obra Hidráulica	Tipo / Características	Borda Livre (BL)
<b>Canalização</b>	seção aberta	$BL \geq 0,20h_{TR}$
	seção em contorno fechado	$BL \geq 0,20H$
<b>Travessia</b>	aérea (pontes)	$BL \geq 0,20 h_{TR}$ , com $BL \geq 0,4$ m
	intermediária (galerias)	$BL \geq 0,20 H$
	bueiro	Previsto para trabalhar em carga
<b>Barramento</b>	de qualquer tipo, exceto soleiras submersíveis	$BL \geq 0,10 H_M$ , com $BL \geq 0,5$ m

Fonte: SÃO PAULO (2007)

onde:

$h_{TR}$  = profundidade da lâmina d'água correspondente à vazão máxima de projeto, associada a um período de retorno (TR);





Canalizações em seção aberta  $\rightarrow f$  = desnível entre a linha d'água correspondente à máxima vazão possível de escoar sem extravasamento e a lâmina d'água correspondente à vazão máxima de projeto;

Canalizações em contorno fechado  $\rightarrow H$  = altura máxima da seção transversal, medida internamente;

Travessias aéreas  $\rightarrow f$  = desnível entre a face inferior da estrutura de sustentação do tabuleiro da ponte e a lâmina d'água correspondente à vazão máxima de projeto;

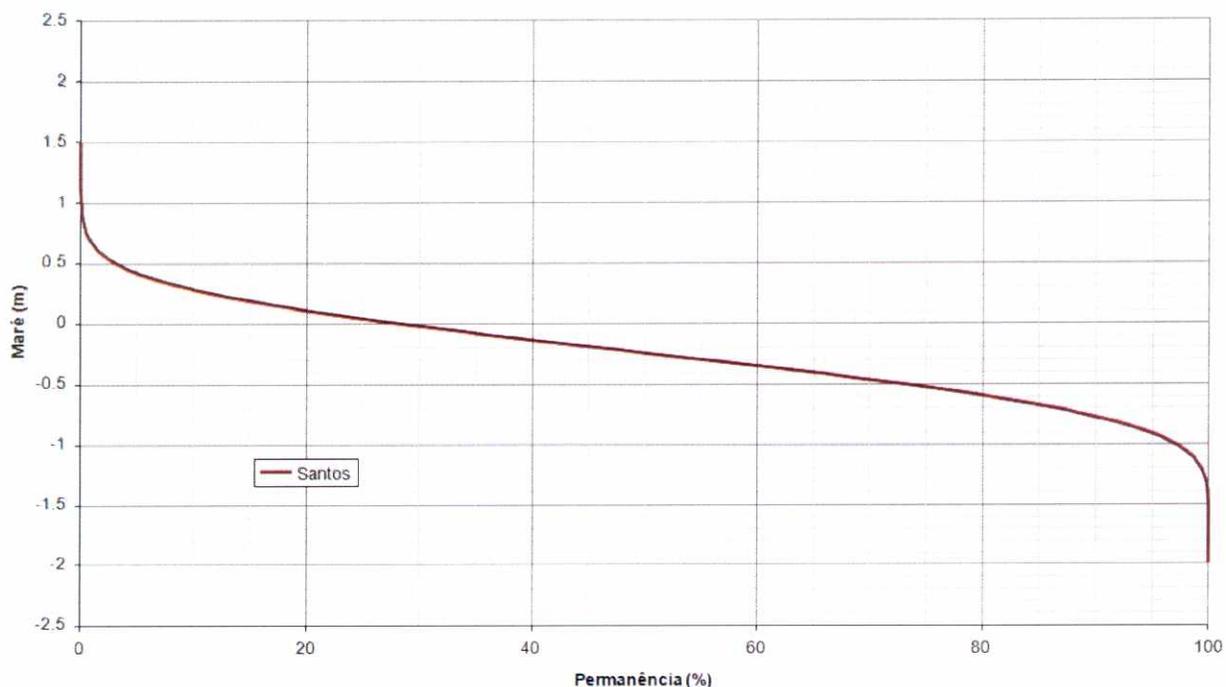
$H_M$  = maior altura do barramento (desnível entre a cota de coroamento do maciço e o talvegue na seção da barragem).

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.

FLS. 126 DO PROC.  
N.º 17899/2016

#### 5.3.2.6 Marés

Os critérios de marés a serem adotados neste manual para auxiliar no dimensionamento de canais que sofrem a influência da variação da maré são a curva de permanência de marés da estação maregráfica de Santos (Figura 36) e a Tabela 27, a qual foi obtida a partir desta curva de permanência, em que é possível estimar a probabilidade de ocorrência dos eventos críticos no que diz respeito aos projetos de drenagem urbana, baseados na distribuição normal de probabilidades (FCTH, 2001).



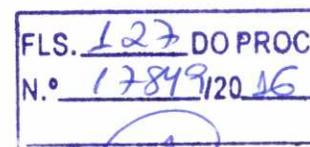
**Figura 36 - Curva de Permanência de Marés (RN IGG - SP)**

Fonte: (FCTH, 2001)



Tabela 27 - Níveis Críticos e Probabilidade de Ocorrência (RN IGG - SP)

Maré (m)	Probabilidade de Excedência (%)	Período de Retorno (anos)
1,29	50	2
1,35	20	5
1,39	10	10
1,45	4	25
1,49	2	50
1,53	1	100



Fonte: (FCTH, 2001)

### 5.3.3 Pré-dimensionamento de galerias e canais

O pré-dimensionamento de canais e galerias da rede de macrodrenagem pode ser realizado mediante o uso de equações de regime uniforme e dos picos de vazões de projeto obtidos dos estudos hidrológicos.

Em canalizações de menor importância, o pré-dimensionamento poderá ser o definitivo, desde que a linha d'água em regime gradualmente variável esteja sempre abaixo dos valores calculados em regime uniforme, também são necessárias todas as verificações de perdas localizadas, sobrelevações e borda-livre.

Na sequência são descritas algumas recomendações quanto ao pré-dimensionamento de sistemas de drenagem:

#### 5.3.3.1 Verificação da linha d'água

Com o pré-dimensionamento, é preciso realizar o cálculo da linha d'água em regime permanente:

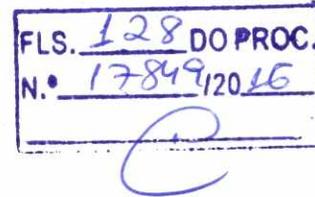
- como condição de projeto, adotam-se as vazões de pico do hidrograma calculadas para cada trecho;
- pode-se utilizar técnicas simples de cálculo como o *Direct Step Method* e *Standard Step Method* (SÃO PAULO, 1999) ou modelos hidrodinâmicos;
- inserir nos cálculos as variações da linha d'água nas singularidades e verificar possibilidades de mudanças de regime, nos modelos hidrodinâmicos as verificações são automáticas;
- verificação da linha d'água a jusante para as condições de influências combinadas de maré e chuva na seção pré-dimensionada para um determinado risco considerada com a borda livre, por exemplo, para uma seção dimensionada para um período de retorno de 100 anos, admite-se uma combinação de riscos de chuva e maré também de 100 anos, por exemplo, chuva igual a 25 anos e de maré igual a 4 anos.



### 5.3.3.2 Definição dos fatores de atrito (rugosidade das paredes)

- Adotar a equação de Manning-Strickler

$$n_e = \left( \frac{\sum A_i n_i^{2/3}}{A} \right)^{3/2}$$



onde:

$n_e$  = coeficiente de rugosidade de Manning;

A = área da seção;

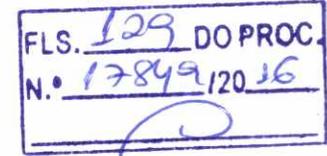
P = perímetro molhado;

R = raio hidráulico.

- para canais de concretos canais de concreto (com revestimento em todo o seu perímetro molhado), recomenda-se valores de  $n_e$  variando entre 0,012 a 0,014, desde que a execução dos canais obedeçam a padrões rigorosos de construção;
- *na fase de projeto é recomendável considerar os desgastes naturais e acúmulos de detritos que ocorrem durante a vida útil da canalização, por meio do incremento da rugosidade, adotando valores mais realistas, em torno de 0,018;*
- para canais revestidos com enrocamento o fator de atrito de Manning pode variar entre valores da ordem de 0,026 e 0,031;
- para o caso de canais com colchões tipo Reno, bem executados pode ser adotado um fator de atrito da ordem de 0,022, enquanto que, se for revestido com gabiões enchidos com material não selecionados e colocados na obra sem cuidado, o fator de atrito passa a ser da ordem de 0,029.
- *convém também considerar a deterioração natural da superfície de acabamento, superestimando o valor do fator de atrito;*
- o fator de atrito para canais escavados em terra pode-se aplicar um fator de atrito em torno de 0,030, o qual depende muito da técnica e cuidados aplicados na construção, como cuidados com o acabamento da obra e com a vegetação ribeirinha, bem como da sua manutenção;
- em canais naturais, com boa manutenção, é aconselhável que o fator de atrito se situe numa faixa entre 0,030 e 0,035;
- para canais escavados em terra com cobertura de grama, a rugosidade depende da espécie plantada e da manutenção do canal, recomenda-se os seguintes valores para a seguintes condições:
  - *profundidade superior a 1,0 metro:*



- com gramas curtas = 0,030;
- para espécies de gramíneas mais alongadas (com comprimento superior a 30 cm) = 0,035;
- profundidades inferiores a 0,5 metro:
  - para gramas com altura de 5 cm = 0,035;
  - para gramas com altura entre 10 cm e 15 cm = 0,040;
  - para espécies de gramíneas mais alongadas (comprimento superior a 30 cm) = 0,07 ou até 0,10, caso a vegetação seja densa e longa, superior a 60 cm de comprimento.
- composição da rugosidade: quando o canal é revestido por mais de um tipo de material, é preciso calcular a rugosidade média, por meio da ponderação dos coeficientes, utilizando a equação (83).
  - a ponderação do fator de atrito de Manning deve-se feita tomando o cuidado de considerar a diferença de velocidades entre os leitos principal e secundários do canal, neste caso deve-se fazer a subdivisão entre os escoamentos do leito principal e do(s) secundário(s), como se fossem canais distintos e a vazão total passa a ser a soma das vazões parciais em cada uma destas parcelas.



A Tabela 28 também fornece alguns valores de n para diversos tipos de revestimento.

**Tabela 28 - Valores de n para diversos revestimentos de canais**

n (Manning)	Descrição da Superfície
0,013	Peças monolíticas moldadas em forma de aço resinado, sem irregularidades superficiais Condutos moldados <i>in situ</i> com formas infláveis
0,013 – 0,015	Concreto muito liso, plastificado ou queimado a colher, com juntas e cantos acabados a mão
0,015	Concreto moldado <i>in situ</i> em formas lubrificadas, com juntas e cantos alisados a colher
0,014 – 0,018	Concreto moldado em formas de aço deslizantes com cantos arredondados, condutos de cerâmica vitrificada com juntas preenchidas
0,016	Concreto moldado em formas rugosas com acabamento a mão em cimento
0,015 – 0,017	Tubos curtos de concreto projetado, bem acabado
0,018	Canais retilíneos em concreto projetado rugoso
0,020 – 0,022	Canais em concreto projetado rugoso
0,022	Alvenaria de pedras
0,035	Gabiões de pedra com tela de arame
0,024 – 0,035	Pedras lançadas

#### 5.3.3.3 Cuidados quanto ao regime de escoamento

- evitar escoamentos supercríticos em projetos de canais de drenagem urbana, pelas seguintes razões:
  - formação de ondulações produzidas por instabilidades superficiais;
  - níveis elevados de perdas de carga localizadas;



- necessidade de um cuidado maior quanto à estabilidade do canal, entre outros;
- caso seja inevitável deve-se ter cuidado nas considerações dos cálculos hidráulicos e estruturais, bem como nos processos construtivos, de preferência adotar os canais em concreto;

#### 5.3.3.4 Definição da borda livre

- Recomenda-se o uso da seguinte expressão:

$$BL = (ay)^{0,5}$$

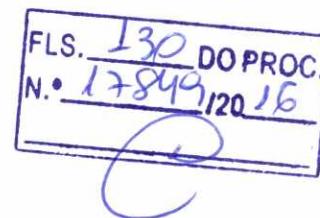
onde:

BL = valor da borda livre;

y = profundidade de escoamento para a vazão de projeto (m);

a = constante que varia entre 0,4, para valores baixos valores de vazão de projeto (próximos ao limite inferior de 0,5 m<sup>3</sup>/s), e 0,8 para valores elevados de vazão de projeto (igual ou superior a 80 m<sup>3</sup>/s), num limite máximo de 1,2 m.

- para projetos de canalização em regime torrencial deve-se acrescentar ao valor definido o incremento correspondente às ondulações de superfície, bem como 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;
  - quando o conduto entrar em carga, deve-se impor que a linha piezométrica não ultrapasse os níveis mais baixos dos terrenos laterais;
  - a canalização deve ser dimensionada para suportar todas as solicitações do escoamento em carga, bem como deve-se tomar todos os cuidados no processo de construção;
  - para projetos de pequenas obras recomenda-se adotar os valores indicados na Tabela 26, página 110 deste manual.



#### 5.3.3.5 Restrições de Velocidade

Nos projetos de canalizações deverão ser observados os limites de velocidade impostos pelos revestimentos do trecho em projeto e pelas condições e restrições do canal de jusante.

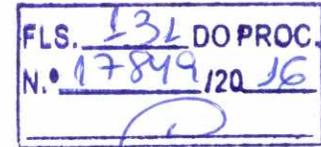
No desenvolvimento de projetos, a velocidade de escoamento é um importante critério de dimensionamento. Com a sua variabilidade, pode-se alterar o regime de escoamento entre supercrítico (torrencial) e subcrítico (fluvial), para que fique a cargo do projetista tirar proveito das características de cada tipo de escoamento.



O controle da velocidade de escoamento visa evitar problemas que, com o decorrer da vida útil da obra, podem comprometer o seu uso. Entre eles, temos:

a) Para velocidades baixas:

- Assoreamento de canais e tubulações;
- Deposição de detritos com obstrução de canais e tubulações;
- Necessidade constante de manutenção;
- Possibilidade de desenvolvimento de plantas aquáticas.



b) Para velocidades altas:

- Erosão do leito e / ou das margens de canais;
- Desgaste do revestimento interno de tubulações;
- Desgaste de revestimento de canais.

O controle da velocidade de escoamento é feito mediante a alteração dos seguintes parâmetros de projeto:

- Inclinação longitudinal;
- Revestimento interno;
- Geometria do canal.

A análise das condições de contorno e ajuste das características dos canais e galerias para adequar o escoamento dentro de padrões desejáveis é de responsabilidade do projetista

O limite para a velocidade mínima é a mais baixa velocidade que não permita a sedimentação e que não induza ao desenvolvimento de plantas aquáticas e musgo. Esta velocidade é muito incerta e seu valor exato não pode ser facilmente determinado. Recomenda-se para os projetos no município de Praia Grande o valor de 0,6 m/s para 10% da vazão de projeto.

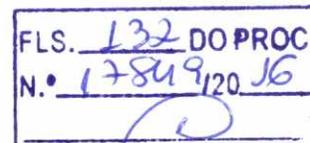
A velocidade limite máxima é a maior velocidade média que não cause erosão ou desgastes nos canais e tubulações, além de casos de subpressão. Esta velocidade, também incerta, pode ser estimada a partir de experimentos e através da prática.

As velocidades máximas a serem observadas em projetos para o município de Praia Grande são apresentadas na Tabela 29 para diferentes superfícies usualmente utilizadas em projetos de drenagem.



**Tabela 29 - Valores de velocidade máxima para diversos revestimentos**

Material	Velocidade Máxima (m/s)
Concreto	5,0
Revestimento com gabião em colchão tipo "Reno" com as seguintes espessuras em metro:	
- 0,17	1,8
- 0,23	3,5
- 0,30	4,5
Solos arenosos	0,8
Solos argilosos compactos	1,0
Solos argilosos duros	1,2
Cascalho grosso, pedregulho ou piçarra	1,5
Rochas brandas	1,8
Rochas duras (resistentes)	2,5
Canais revestidos com grama:	
- solos erodíveis	1,5
- solos resistentes	2,1



De um modo geral têm-se as seguintes condições:

- Para galerias fechadas recomenda-se uma velocidade máxima de 5,0 m/s e mínima de 0,8 m/s.
- Para seções abertas as velocidades mínimas são de 0,6m/s para trechos onde há influência de maré e para outras condições pode-se adotar 0,8 m/s.
- Velocidade máxima para canais sem revestimento:
  - argila: 0,80 m/s a 1,60 m/s;
  - silte: 0,70 m/s a 1,60 m/s;
  - cascalho: 0,50 m/s a 1,00 m/s;
  - areia: 0,30 m/s a 0,50 m/s.
- Velocidade máxima para canais revestidos:
  - fundo em terra e talude de concreto: 2,50m/s;
  - fundo e talude em concreto: 5,00 m/s;
  - fundo em terra e taludes de grama em placas: 1,80 m/s;
  - gabião tipo manta: 3,00 m/s;
  - gabião tipo caixa: 4,00 m/s;



### 5.3.3.6 Dimensionamento das Seções Transversais

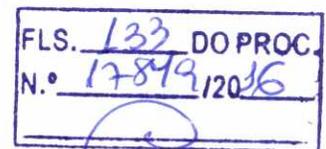
O dimensionamento hidráulico das seções transversais dos canais é feito mediante a utilização da equação da continuidade juntamente com a equação de Manning:

#### Equação da Continuidade:

$$Q = V \times A \quad (85)$$

#### Equação de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} \times R_h^{\frac{2}{3}} \times A \times i^{\frac{1}{2}}$$



onde:

Q = vazão de projeto (m<sup>3</sup>/s);

V = velocidade de escoamento (m/s);

A = área da seção da seção molhada (m<sup>2</sup>);

R<sub>h</sub> = raio hidráulico (m);

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

onde:

P = perímetro molhado da seção transversal (m).

i = declividade longitudinal do fundo do canal (m/m);

n = coeficiente de rugosidade de Manning, para via pública (concreto liso), adota-se o valor de 0,018 ou verificar a Tabela 12 (página 38).

Existem basicamente duas situações em que o projetista se depara no momento do dimensionamento:

#### Situação 1:

- Dados conhecidos: n, A, R<sub>h</sub>, i será preciso determinar Q ou V;
- Dados conhecidos: n, A, R<sub>h</sub>, Q será preciso determinar i;

Para esta situação, a solução é encontrada com a aplicação direta da equação de Manning.



Situação 2:

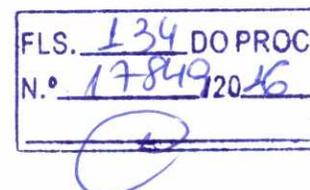
- Dados conhecidos:  $n, Q, i$  será preciso determinar  $A$  e  $R_h$ .

Para esta situação conhece-se de antemão a vazão de projeto ( $Q$ ), o coeficiente de rugosidade Manning por conta do tipo de revestimento ( $n$ ) e a declividade do fundo do canal ( $i$ ).

$$Q = \frac{1}{n} \times R_h^{\frac{2}{3}} \times A \times i^{\frac{1}{2}} \rightarrow A \times R_h^{\frac{2}{3}} = \frac{Q \times n}{i^{\frac{1}{2}}} \quad (86)$$

A solução pode ser feita de três maneiras:

- Método da tentativa;
- Algebricamente;
- Graficamente.



Neste manual sugere-se a aplicação do método da tentativa, no qual são testadas diversas combinações de geometria até que estas atendam à vazão de projeto, por exemplo, caso a seção seja retangular, pode-se fixar a base ( $b$ ) ou a altura ( $h$ ) da seção.

A Figura 19 mostra os elementos hidráulicos das seções mais comumente usadas em canais.



Forma da seção	Área (A) (m <sup>2</sup> )	Perímetro molhado (P) (m)	Raio hidráulico (R) (m)	Largura do Topo (B) (m)
	$b.h$	$b + 2.h$	$\left(\frac{A}{P}\right) = \frac{b.h}{b + 2.h}$	$b$
	$(b + m.h).h$	$b + 2.h.\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{A}{P}$	$b + 2.m.h$
	$m.h^2$	$2.h.\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{A}{P}$	$2.m.h$
	$\frac{1}{8} . (\theta - \text{sen } \theta) . D^2$ $\theta = \text{RAD}$	$\frac{\theta . D}{2}$	$\frac{1}{4} \left( 1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta} \right) . D$	$\left( \text{sen } \frac{\theta}{2} \right) . D$
	$\frac{\pi . D^2}{8}$	$\frac{\pi . D}{2}$	$\frac{D}{4} = \frac{h}{2}$	$D = 2.h$

FLS. 135 DO PROC.  
N.º 17848/2016

Obs.:  $\theta = 2 \arccos\left(1 - 2\frac{h}{D}\right)$ , onde  $\theta$  é calculado em radianos.

**Figura 37 - Elementos Geométricos das Seções Hidráulicas**

A Tabela 30 apresenta as declividades típicas de canais de acordo com a vazão.

**Tabela 30 - Declividade de canais**

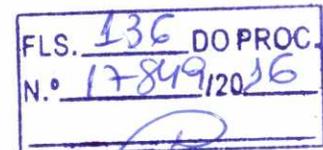
Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Declividade (%)	Porte
> 10	0,01 a 0,03	Grande
3 a 10	0,025 a 0,05	Mediano
0,1 a 3	0,05 a 0,1	Pequeno
< 0,1	0,1 a 0,4	Muito pequeno



A Tabela 32 apresenta as inclinações de taludes usualmente adotadas em canais.

**Tabela 31 - Inclinação dos Taludes em m**

Material das paredes	Canais pouco profundos (h<1m)	Canais profundos (h>1m)
Rochas em boas condições	0,00	0,25
Argilas compactas	0,50	1,00 ou 0,75
Limo argiloso	1,00	1,00 ou 1,50
Limo arenoso	1,50	2,00
Areias soltas	2,00	3,00



EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO

Um projeto de canalização precisa veicular uma vazão de projeto de 1,50 m<sup>3</sup>/s, pressupõe-se que o canal seja construído em concreto com bom acabamento (n = 0,015), em seção trapezoidal com talude de 1:0,5 (V:H) e com declividade de 0,1%. Dimensionar a altura da seção, supondo que no local só há espaço disponível para uma seção com base igual a 60 cm.

Dados:

Canal de seção trapezoidal

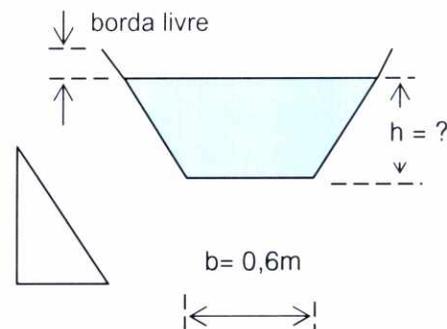
Vazão de projeto = Q = 1,5 m<sup>3</sup>/s

Coefficiente de rugosidade de Manning = n = 0,015

Declividade do canal = i = 0,1% = 0,001 m/m

Talude da parede do canal = m = 0,5

Base da seção = b = 0,60 m



Solução:

Resolve-se pelo Método da Tentativa até encontrar um valor de h que atenda ao valor obtido por meio da equação (86):

$$A \times R_h^{\frac{2}{3}} = \frac{Q \times n}{i^{\frac{1}{2}}} \rightarrow A \times R_h^{\frac{2}{3}} = \frac{1,5 \times 0,015}{0,001^{\frac{1}{2}}} = 0,711 \quad (87)$$



Para isto, montamos a seguinte tabela auxiliar:

As características hidráulicas de uma seção trapezoidal são dadas pela Figura 37.

$h$	$A = (b + mh)h$	$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$	$Rh = A/P$	$Rh^{\frac{2}{3}}$	$A \times R_h^{\frac{2}{3}}$	Valor conhecido
1,00	1,10	2,84	0,387	0,531	0,584	< 0,711
1,50	2,03	3,95	0,512	0,640	1,296	> 0,711
1,10	1,27	3,06	0,413	0,555	0,702	< 0,711
1,12	1,30	3,10	0,418	0,559	0,726	> 0,711
1,11	1,28	3,08	0,416	0,557	0,714	$\cong$ <b>0,711</b>

A altura de 1,11 m foi a que se aproximou, o próximo passo é verificar a velocidade, se está dentro dos limites aceitáveis.

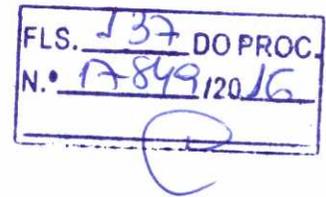
Portanto, para  $h = 1,11$  m, tem-se:

$$A = (0,60 + 0,5 \times 1,11) \times 1,11 = 1,28 \text{ m}^2$$

$$P = 0,60 + 2 \times 1,11 \times \sqrt{1 + 0,5^2} = 3,08 \text{ m}$$

$$Rh = A/P = 1,28/3,08 = 0,416 \text{ m}$$

$$V = Q/A = 1,50/1,28 = 1,17 \text{ m/s OK!!! } (V_{\text{máx}} = 5,0 \text{ m/s})$$



Considerando a borda livre  $\rightarrow BL \geq 0,20h \rightarrow BL = 0,20 \times 1,11 = 0,22$  m

Portanto a altura da seção será igual a:

$$h = 1,11 + 0,22 = \mathbf{1,33 \text{ m.}}$$

### 5.3.3.7 Estabilidade de canais naturais

O propósito fundamental da estabilização e proteção de margens, sob o ponto de vista hidráulico, é manter a seção do curso d'água estável e dentro dos limites estabelecidos para sua utilização, seja como via de navegação, componente de um sistema de drenagem, aproveitamento hidrelétrico ou abastecimento de água.

Bem como:

- Evitar a erosão das margens com perda material;
- Melhorar o alinhamento do fluxo, isto é, manter a forma da seção transversal;
- Contribuir com a estabilidade geotécnica;
- Contribuir com a manutenção, aspectos visuais e paisagísticos, limpeza e etc.

As formas de proteção usualmente empregadas contra a ação hidráulica são classificadas em dois grupos, os revestimentos ou proteções diretas ou contínuas e os diques e espigões, também considerados como proteções indiretas ou descontínuas. As proteções são classificadas como:



- Diretas ou contínuas: o método baseia-se em estruturas (revestimentos) apoiadas ou executadas diretamente no talude das margens, geralmente são aplicados paralelamente ao eixo do canal;
- Indiretas ou descontínuas: consiste em obras construídas a certa distância da margem com o objetivo de desviar as correntes e provocar a decantação do material sólido transportado pela água, comumente as estruturas apresentam algum ângulo com o escoamento.

As vantagens e desvantagens de cada um dos métodos são descritos na Tabela 32 seguinte.

Tabela 32 - Comparação entre as Obras de Proteção Direta e Indireta

Obras	Proteção Direta	Proteção Indireta
<b>Vantagens</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Não há diminuição da área hidráulica do rio</li><li>▪ Normalmente mais eficientes</li><li>▪ Maior garantia da fixação definitiva das margens</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Normalmente mais econômicas</li><li>▪ Custos de manutenção diminuem com o tempo</li><li>▪ Destruição de parte da obra não implica em perda de funcionalidade</li><li>▪ Podem ser construídas em etapas</li><li>▪ A retenção de sedimentos proporciona proteção adicional</li></ul>
<b>Desvantagens</b>	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Construção mais complicada e precisa</li><li>▪ Custos altos</li><li>▪ Necessidade de manutenção mais criteriosa</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Menos eficazes e de menor garantia</li><li>▪ Diminuem área hidráulica</li><li>▪ Aumentam rugosidade das margens</li><li>▪ Produzem perdas de cargas adicionais</li><li>▪ Desaconselháveis para raios menores ou iguais a duas vezes a largura do curso d'água</li><li>▪ Podem não fixar a margem entre elas</li></ul>

FLS. 138 DO PROC.  
N.º 17849/2016

Os principais tipos de proteção podem ser classificados como flexíveis e rígidos, a Tabela 33 seguinte mostra a classificação.

**Tabela 33 - Comparação entre as Obras de Proteção Direta e Indireta**

<b>REVESTIMENTOS (proteções contínuas)</b>	<b>Flexíveis</b>	Enrocamento	Lançado arrumado
		Colchões	gabião manta elementos de concreto articulados elementos de madeira elementos plásticos
		Enrocamento sintético	bolsas de concreto bolsas de solo-cimento bolsas de argamassa blocos pré-fabricados
		Vegetação	gramíneas plantas semiaquáticas
		Gabiões	caixa saco
		Outras	pneus usados troncos de árvores usados
		<b>Rígidos</b>	Concreto
Enrocamento	argamassado com injeção de consolidação		
Pedra	argamassada/alvenaria de pedras		
Cercas	madeira metálicas		
<b>DIQUES OU ESPIGÕES (proteções descontínuas)</b>	<b>Flexíveis</b>	Enrocamento	lançado enrocamento com pilares de concreto ou madeira
		Enrocamento sintético	bolsas de concreto, solo-cimento e argamassa blocos pré-moldados
	<b>Rígidos</b>	Concreto	muros de gravidade muros de concreto armado

FLS. 139 DO PROC.  
N.º 17849/2016  

Para a elaboração de um projeto de proteção de margens é fundamental o conhecimento dos fatores que afetam a estabilidade tais como as causas e tipos de erosões, desbarrancamentos e etc. Estas causas podem de modo geral ser classificadas em:

- ação hidráulica, devido a correntes ondas e irregularidades localizadas no escoamento;
- instabilidade geotécnica, resultados da saturação e infiltrações de água.

A verificação da estabilidade dos canais sob a ação do escoamento é considerada após a análise da estabilidade geotécnica. Em muitos casos o revestimento, que tem como finalidade principal a proteção contra a ação hidráulica, acaba por contribuir com a estabilidade geotécnica, como no caso do emprego dos gabiões tipo caixa.

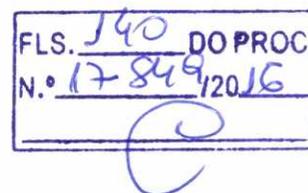


A inclinação das margens é antes de tudo definida após os critérios de estabilidade que levam em conta aspectos como as características geotécnicas do solo, saturação do material, esforços e carregamentos decorrentes de tráfego ou construções, efeitos sísmicos e etc.

A Tabela 34 seguinte ilustra algumas inclinações para os taludes recomendadas pela literatura técnica.

**Tabela 34 - Inclinações de Taludes Recomendadas**

Material do Talude	Inclinação dos Taludes (H:V)
<b>(LENCASTRE, 1972)</b>	
Rocha dura, alvenaria ordinária, concreto	0 a 1:4
Rocha fissurada, alvenaria de pedra seca	1:2
Argila dura	3:4
Aluviões compactos	1:1
Cascalho grosso	3:2
Terra ordinária, areia gross	2:1
Terra mexida, areia normal	2,5:1 a 3:1
<b>(CHOW, 1959)</b>	
Rocha	0:1
Solos pedregosos	0,25:1
Canais em terras revestidos de concreto	0,5:1 a 1:1
Argila resistente e compacta	1,5:1
Solos argilo-arenosos	2:1
Solos arenosos ou argilosos de alta porosidade	3:1



#### A) CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO - PROTEÇÕES CONTÍNUAS

Também denominadas de proteções diretas ou revestimentos, são aplicadas paralelamente à direção do fluxo, ficando em contato direto com o material da margem propriamente dito.

As proteções contínuas podem ser flexíveis, quando acompanham as deformações do material base componente dos leitos, sem perder seu aspecto de integridade. Os exemplos deste tipo são as proteções de enrocamento naturais e sintéticos, colchões, revestimentos vegetais naturais ou consolidados, gabiões não revestidos, elementos tipo sacos de areia, solo-cimento e argamassa arrumados.

Por sua vez os revestimentos rígidos não admitem deformação sem a perda de alguma de suas características, como a impermeabilidade, rugosidade, aspecto visual e etc. Entre estes revestimentos destacam-se os painéis de concreto moldados e pré-moldados, muros de alvenaria, gabiões e elementos revestidos de concreto ou argamassa.

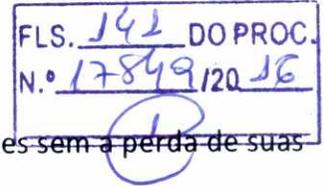
Deve ser observado que embora classificados como revestimentos, alguns tipos muitas vezes são empregados com função estrutural, para consolidação das margens e sustentação de estruturas,



como é o caso de gabiões, enrocamento natural e sintético, elementos tipo saco e muros de modo geral.

#### a) Revestimentos Flexíveis

A característica básica dos revestimentos flexíveis é a de admitir deformações sem a perda de suas características. Especial atenção deve ser dada para:



- taludamento das margens quando o revestimento não tem função estrutural, para inclinações da ordem de 1V:2H ou 1V:4H, garantindo a estabilidade em função das características geotécnicas do material componente;
- revestimento deve ser poroso e drenante de forma a permitir o alívio de pressões oriundas do fluxo d'água através do maciço componente das margens;
- uso obrigatório de filtros no contato entre o revestimento e o material original, composto de material granular ou sintético, impedindo a perda de material tanto por ação da velocidade como por retro erosão;
- como a erosão no pé dos taludes de margens é a causa principal da instabilização, atenção especial deve ser tomada quanto à proteção destes pontos, com o prolongamento dos revestimentos para o interior do escoamento ou aplicação de material de proteção do revestimento.

##### a.1) Proteção com Enrocamento

A proteção com enrocamento lançado é forma padrão de revestimento desde que haja material disponível em dimensões (diâmetro) e quantidade para aplicação no projeto.

Por enrocamento entende-se material granular de origem natural, tais o como produzido em pedreiras e aqueles provenientes de desmonte natural de rochas como os seixos rolados.

O enrocamento arrumado apresenta economia de material, tanto de proteção como filtro e tem a vantagem de resultar numa rugosidade final menor. Exige melhor mão-de-obra e deve ser feito a seco.

##### a.1.1) Dimensionamento

A verificação da necessidade de proteção é feita através dos critérios de tensão de arraste, ou velocidade admissível e altura das ondas.

Velocidade admissível: A velocidade máxima admissível é a máxima velocidade média que não causará erosão no corpo do canal. Esta velocidade limite está relacionada ao tipo de material do leito e margens, profundidade do escoamento e traçado do leito. Permite a determinação do diâmetro mínimo do material de proteção a ser utilizado em canais com escoamento a uma velocidade média  $V$ . Tem-se que na iminência de início de arrastamento:



$$\frac{V^2}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) \times g \times d} = 2,5 \times \left(\frac{D}{y}\right)^{-0,20} \quad (88)$$

sendo:

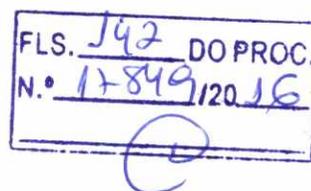
V = velocidade do escoamento;

$\gamma$  e  $\gamma_s$  respectivamente o peso específico do material e o peso específico da água;

D = diâmetro médio característico do material ( $D_{50}$ );

y = profundidade do escoamento.

$$D \geq \frac{\beta V^2}{\Delta 2g} \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \alpha}}} \quad (89)$$



onde:

$0,7 \leq \beta \leq 1,4$  é um fator corretivo devido à irregularidade das margens;

$\theta$  indica o ângulo do talude;

$\alpha$  o ângulo de repouso do material submerso;

$\Delta = (\gamma_s - \gamma) / \gamma$  a relação entre os pesos específicos do sedimento e da água.

**Tensão de arraste:** método de análise da estabilidade das margens de um canal que considera que as tensões de cisalhamento máximas no fundo e nos taludes não devem exceder aos valores admissíveis para o tipo de material do leito.

Para um canal muito largo tem-se que a tensão de arraste média por unidade de área molhada, ou tensão trativa unitária é:

$$\tau_{max_f} = \rho g R S_0 \quad (90)$$

onde:

$\rho$  e  $g$  são propriedades físicas;

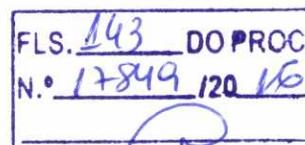
$R \approx y$  = raio hidráulico da seção;

$S_0$  = declividade do fundo.



Quando uma partícula no fundo de um canal está na iminência de movimento, existe um equilíbrio entre a força trativa e a força de resistência dada pelo peso submerso da partícula ( $W_s$ ) multiplicado por um coeficiente de atrito, que é aproximado por  $\tan(\alpha)$ , onde  $\alpha$  é o ângulo de repouso do material. Esta é a tensão trativa limite para o fundo:

$$\tau_{l,f} = \frac{W_s}{A} \tan(\alpha) \quad (91)$$

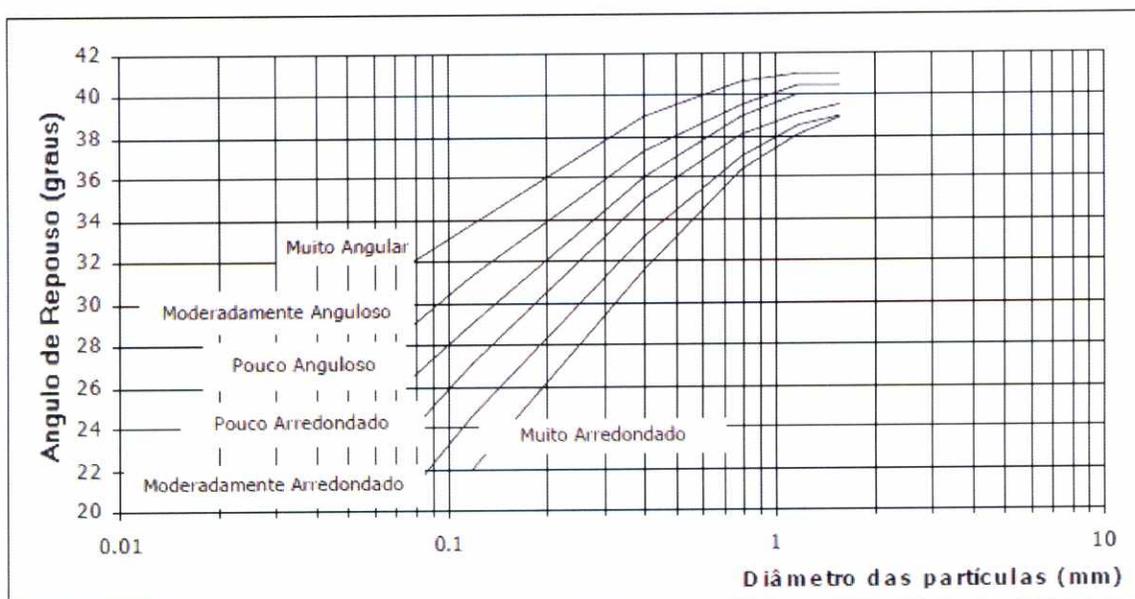


Se a partícula estiver na margem, a tensão trativa é majorada pela força peso na direção da inclinação  $\theta$  do talude. A força de resistência será dada pelo peso submerso multiplicado pelo coeficiente de atrito na direção da inclinação do talude:

$$\tau_{l,t} = \frac{W_s}{A} \cos\theta \tan\theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\alpha}} \quad (92)$$

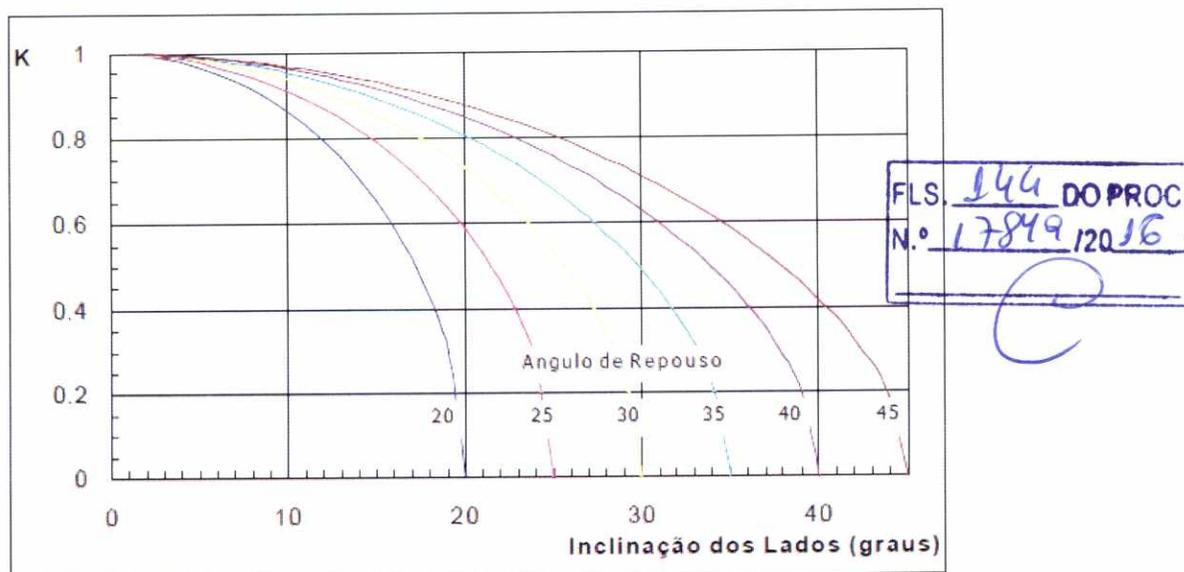
Relacionando-se as duas forças obtém-se o fator K que representa a relação entre a tensão trativa unitária limite no fundo do canal e nas margens:

$$K = \frac{\tau_{l,t}}{\tau_{l,f}} = \cos\theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2\theta}{\tan^2\alpha}} \quad (93)$$



**Figura 38 - Ângulo de Repouso das Partículas para Materiais Não Coesivos**

Fonte: Brighetti e Martins (2001)



**Figura 39 - Relação entre a Tensão Trativa no Fundo e Taludes em função do Ângulo de Repouso do Material em Graus e da Inclinação dos Taludes**

Fonte: Brighetti e Martins (2001)

Para partículas em geral, a estimativa da força trativa unitária limite pode ser efetuada a partir da curva de Shields, que relaciona a velocidade de início de movimento, já que:

$$\sqrt{\frac{\tau_{l,f}}{\rho}} = \sqrt{gRS_0} = V_* \quad (94)$$

Os parâmetros adimensionais empregados são:

$$\Psi = \frac{V_*^2}{gD} = \frac{\tau_{l,f}}{(\gamma_s - \gamma)D_{50}} \quad (95)$$

onde:

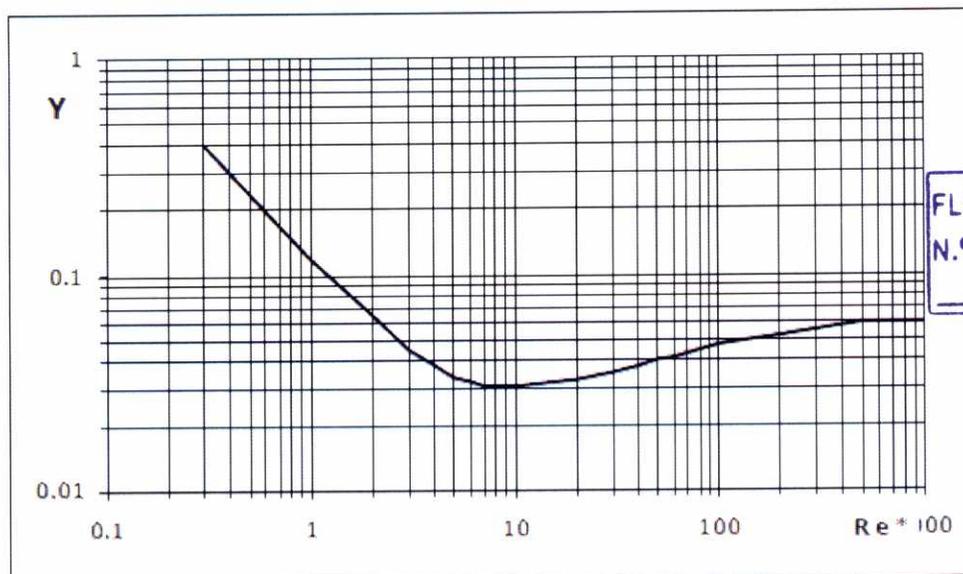
$V_*$  = velocidade de atrito;

R = raio hidráulico;

$S_0$  = declividade longitudinal do canal;

D = diâmetro característico do grão;

$\nu$  = viscosidade cinemática.



**Figura 40 - Curva de Shields**  
Fonte: Brighetti e Martins (2001)

Os valores definidos nas equações (89) e (90) para a tensão trativa unitária limite são afetados pelo grau de compacidade do material, pela sinuosidade do trecho e pelo encouraçamento do leito. Em função da sinuosidade, Lane (apud FRENCH, 1986) recomenda reduzir a tensão trativa limite de acordo com os valores da tabela abaixo:

**Tabela 35 - Redução na Tensão Trativa Limite em função do Grau de Sinuosidade (LANE, 1955)**

Grau de Sinuosidade	Fator Multiplicativo da Força Trativa Unitária
Canais retilíneos	1,00
Canais pouco sinuosos	0,90
Canais moderadamente sinuosos	0,75
Canais muito sinuosos	0,60

Os passos para o dimensionamento e verificação da estabilidade do canal são descritos a seguir:

- 1º) determinar os valores de n (rugosidade), declividade, ângulo de repouso do material, vazão de dimensionamento e ângulo de inclinação dos taludes;
- 2º) estimar a sinuosidade a partir da topografia para a correção da tensão trativa unitária (Tabela 35);
- 3º) calcular a tensão trativa unitária atuando no fundo:  $\tau_{máx,f} = 0,75 \cdot \gamma \cdot y \cdot S_0$ ;
- 4º) admitir um diâmetro característico para o material da margem;  
determinar a tensão trativa limite para o fundo a partir das equações (89) e (90);



corrigir em função da sinuosidade e da forma da seção;

determinar a tensão trativa limite nos taludes calculando o coeficiente K.

5º) determinar o diâmetro característico através da expressão de Shields para o fundo e talude, utilizando a equação (95);

6º) comparar com o diâmetro de material admitido inicialmente e caso necessário, repetir o procedimento.

Altura de onda: a instabilidade das margens causadas pelo movimento das ondas contra os taludes podem ocorrer devido a diferentes agentes: vento, variação brusca de vazão e passagem ou movimento de embarcações.

#### a.1.2) Disposição e Detalhes Construtivos

A graduação e os detalhes construtivos devem obedecer aos seguintes critérios.

FLS. 146 DO PROC.  
N.º 17849/2016

Tabela 36 - Graduação e Detalhes Construtivos

ITEM	FONTE	CRITÉRIO
Graduação dos blocos	United States Bureau of Reclamation (USBR)	$D < 25\%D_{\text{maior}}$
		$D > 2,5 \text{ a } 3D_{\text{menor}}$
		$D_{50} \cong 2D_{20}$
U.S. Corps of Engineers	U.S. Corps of Engineers	nenhum bloco com $D_{\text{maior}} \geq 3D_{\text{menor}}$
		$D_{\text{máx}} = 2 \text{ a } 5 D_{50}$
		$D_{\text{máx}} < 16 D_{15}$
Depart. Estradas USA	Depart. Estradas USA	$3 D_{50} \rightarrow 100\%$
		$2 D_{50} \rightarrow 80\%$
		$0,1 D_{50} \rightarrow \text{não exceder } 10\%$
Espessura da camada	mínima base do talude	$2 D_{50}$
		$3 D_{50}$
Proteção do pé do talude		avaliar a evolução do fundo
Transição ou filtro	U.S. Corps of Engineers	$5 < D_{15 \text{ filtro}} / D_{15 \text{ base}} < 40$
		$D_{15 \text{ filtro}} / D_{85 \text{ base}} \leq 5$
		$D_{50 \text{ filtro}} / D_{50 \text{ base}} \leq 25$
Espessura das camadas		$e \geq 10 \text{ cm}$
		para $D_{50} \geq 5 \text{ cm} \rightarrow 2 D_{50}$
Borda livre da proteção	escoamento ondas	0,5 a 1,0 m
		1,5 H



### a.1.3) Transição e Filtros

A espessura do revestimento e as dimensões das pedras devem ser tais que resistam ao movimento causado pela correnteza e evitem a erosão do solo da base.

A velocidade da água entre a camada de pedras e o solo deve ser então suficientemente pequena para evitar o movimento das partículas. Para tal utilizam-se filtros naturais granulares ou sintéticos, como os geotexteis. A velocidade logo abaixo do revestimento pode ser estimada pela equação de Manning.

$$V_b = \frac{1}{n_f} \left( \frac{D_m}{2} \right)^{2/3} S^{1/2} \quad (96)$$

onde:

$V_b$  é a velocidade na interface da proteção;

$n_f$  é o coeficiente de Manning da interface.

$D_m$  é o diâmetro médio das pedras.

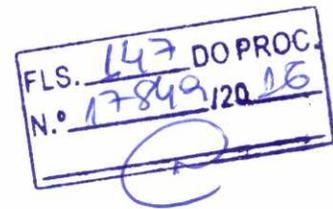
Os valores recomendados para  $n_f$  são 0,02 para geotexteis e 0,025 para material granular tipo cascalho ou areia. Para solos não coesivos, a velocidade admissível é dada pela relação:

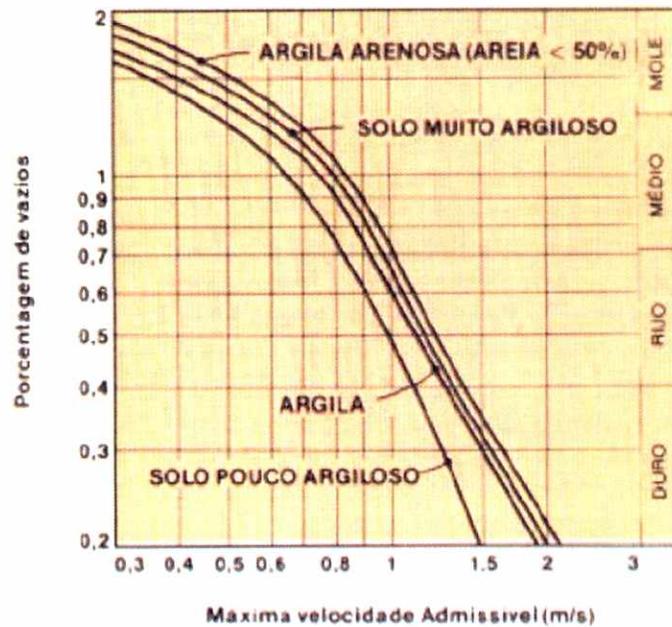
$$V_e = 16,1 \sqrt{D_{base}} \quad (97)$$

onde:

$D_{base}$  é o diâmetro das partículas da base.

Para solos coesivos, as velocidades admissíveis podem ser estimadas pela Figura 41.





FLS. 148 DO PROC.  
N.º 17899/2016

**Figura 41 - Velocidade Admissível no Contato Enrocamento-Solo**

Fonte: Brighetti e Martins (2001)

Para transições de material granular cascalho recomenda-se a adoção de uma camada de espessura mínima 0,15 a 0,20 m e nunca inferior ao valor:

$$e \geq \frac{D_v}{f} \left[ 1 - \left( \frac{V_e}{V_b} \right)^2 \right] \quad (98)$$

onde:

f é o coeficiente de Darcy-Weisbach;

$D_v$  o diâmetro equivalente dos vazios, adotado como sendo:

$$D_v = \frac{D_{50 \text{ filtro}}}{5} \quad (99)$$

A granulometria do filtro obedece à:

- $5 < D_{15 \text{ filtro}} / D_{15 \text{ base}} < 40$ ;
- $D_{15 \text{ filtro}} / D_{85 \text{ base}} \leq 5$ ;
- $D_{50 \text{ filtro}} / D_{50 \text{ base}} \leq 25$ .

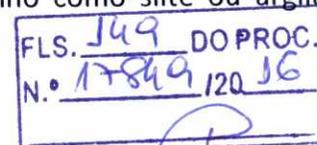
#### a.1.4) Uso de Geotêxteis



O emprego de geotêxtil permite a redução da velocidade no contato entre a camada de revestimento e o solo de base, para valores da ordem de  $1/4$  a  $1/2$  de  $V_b$ . O geotêxtil é uma membrana sintética (Bidim ou similar) filtrante, com resistência mecânica à compactação. Admite grandes deformações longitudinais, apresentando o inconveniente de ter seus vazios colmatados por material fino coloidal.

Nestas situações, existem referências a casos onde o contato do geotêxtil com o solo de base perde o atrito devido à lubrificação causada por camada coloidal retida, ocasionando o escorregamento do material de proteção (pedras ou gabiões tipo colchão).

No emprego sobre camada de base composta por material granular, tipo areia, pode-se aplicar o enrocamento diretamente sobre o geotêxtil. Para bases de material fino como silte ou argila, exige-se ainda uma camada de transição.



#### **a.1.5) Proteção de Pé**

A proteção de pé é indicada para manter as características estruturais da capa de revestimento.

#### **a.2) Proteção com Colchões**

Colchões são conjuntos de elementos de revestimento, articulados ou não, que apresentam uma grande resistência à ação de ondas e correntes em função de seu funcionamento em conjunto.

Compostos de materiais diversos apresentam facilidade executiva, excelente acabamento e economia de material. Geralmente sua resistência é muito superior aos esforços hidráulicos a que estão submetidos, devendo-se, entretanto dar especial atenção à transição entre o material de base da margem e o elemento.

Os colchões podem ser de diferentes tipos, conforme os exemplos citados a seguir:

##### **a.2.1) Elementos Articulados de Concreto**

Em geral blocos de concreto com ligação entre sí, oferecendo grande flexibilidade e resistência principalmente contra a ação de ondas.

##### **a.2.2) Elementos Articulados de Madeira**

São montados colchões com elementos articulados de madeira, unidos por barras metálicas, posteriormente preenchidos com enrocamento, aumentando assim a resistência do conjunto.

Exigem os mesmos cuidados com a transição solo-proteção que os demais tipos de colchão.

##### **a.2.3) Colchões de Gabião**

Os colchões de gabião são os elementos de revestimento flexível mais empregados em obras fluviais devido à suas vantagens técnicas em relação aos revestimentos lançados.

Os gabiões tipo colchão, constituídos de caixa formada por tela metálica, revestida ou não, e enchimento de pedra, quando comparados ao revestimento tradicional de enrocamento lançado, têm a vantagem de exigirem espessura menor, pedras de menores dimensões e menor consumo



de material. Sua segurança, no entanto, fica condicionada à durabilidade das malhas metálicas que compõe as caixas.

**Tabela 37 - Revestimento de Colchões Gabião - Dimensões Típicas**

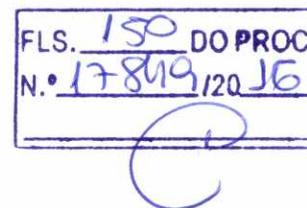
Tipo	Espessura (m)	Pedras de Enchimento		Velocidade crítica (m/s)	Velocidade limite (m/s)
		Dimensões (mm)	d <sub>50</sub> (m)		
Colchões Reno	0,15 a 0,17	70 a 100	0,085	3,5	4,2
		70 a 150	0,110	4,2	4,5
	0,23 a 0,25	70 a 100	0,085	3,6	5,5
		70 a 150	0,120	4,5	6,1
		70 a 120	0,100	4,2	5,5
Gabiões	0,30	100 a 150	0,125	5,0	6,4
		100 a 200	0,150	5,8	7,6
	0,50	120 a 250	0,190	6,4	8,0

A verificação do revestimento em gabião tipo colchão é usualmente feito em termos de tensão de arraste, velocidade crítica e ação de ondas e deformações. A seguir é mostrada a verificação passo a passo do comportamento do colchão de gabião:

1º) Seleção do tipo de colchão:

a) Determinar D90 e Dm (Tabela 37);

b) Determinar rugosidade:  $n = \frac{D_{90}^{1/6}}{26}$ .



2º) Verificação da tensão de arraste:

a) Tensão de arraste no fundo:  $\tau_b = \gamma R_h S_0$ ;

b) Tensão crítica de arraste:  $\tau_c = 0,10(\gamma_s - \gamma) D_m$ ;

c) Condição limite:  $\tau_c \leq \tau_b$ ;

d) Tensão de arraste nas margens:  $\tau_m = 0,75\gamma R_h S_0$ ;

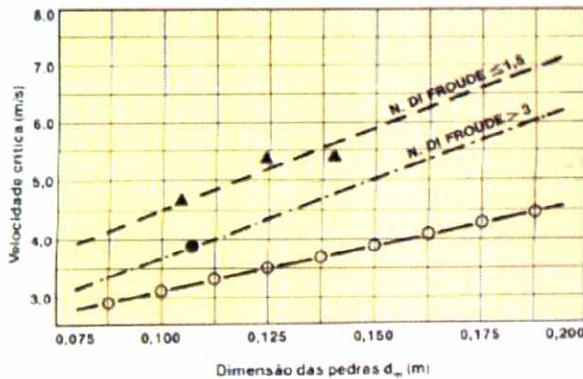
e) Tensão crítica de arraste nas margens:  $\tau_s = \tau_c \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 41^\circ}}$ ;

f) Condição limite:  $\tau_m \leq \tau_s$ .

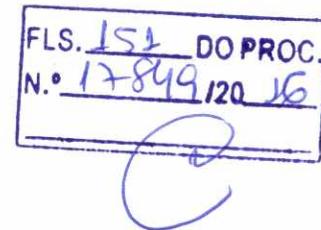
3º) Velocidade admissível

a) Número de Froude:  $F = V / \sqrt{g R_h}$ ;

b) Determinar V<sub>c</sub> em função de F e V do gráfico seguinte:



Fonte: Brighetti e Martins (2001)



4º) Velocidade no contato colchão solo:

a) Velocidade admissível do material base:  $V_e = 16,1d^{1/2}$ ;

b) Velocidade no contato do colchão solo:  $V_b = \frac{1}{n_f} \left( \frac{D_m}{2} \right)^{2/3} i^{1/2}$

c) Adotar  $n_f = 0,02$  se houver geotêxtil ou nenhum filtro e  $n_f = 0,025$  se houver filtro de cascalho;

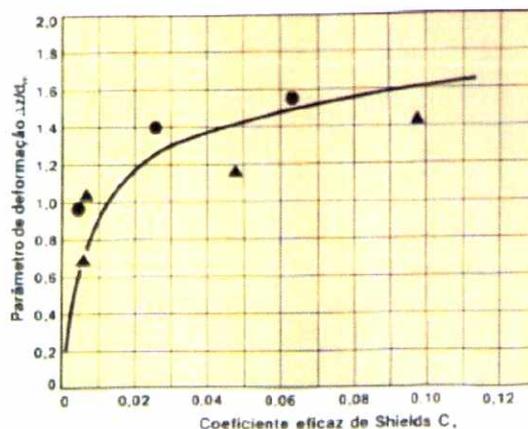
d) Verificar se  $V_b < V_e$ .

5º) Controle das deformações

a) Determinar os parâmetros  $C'_* = \frac{\tau_b - \tau_c}{(\gamma_s - \gamma)D_m}$  e  $C'_* = \frac{\tau_m - \tau_s}{(\gamma_s - \gamma)D_m}$  para fundos e margens;

b) Verificar o parâmetro  $\Delta z/D_m$  no gráfico seguinte:

c) Verificar  $\Delta z/D_m \leq 2(t/D_m - 1)$ .



Fonte: Brighetti e Martins (2001)

6º) Verificação da ação das ondas:

a) Determinar a espessura mínima do colchão em função das ondas:

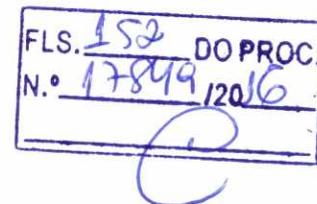


$$t = \frac{H_D}{3(1-V)\left(\frac{Y_S}{Y}-1\right)\cot\theta} \quad \text{para taludes com inclinação superior à 1V:3H;}$$

$$t = \frac{H_D}{7(1-V)\left(\frac{Y_S}{Y}-1\right)\cot^{1/3}\theta} \quad \text{para taludes com inclinação inferior à 1V:3H.}$$

sendo:

Ve a porcentagem de vazios no material de enchimento.



### **a.2.3) Mantas**

Mantas são elementos contínuos, aplicados aos taludes dos canais com a finalidade de aumentar a resistência. Geralmente são associadas à consolidação com vegetação, pedrisco asfáltico e solo-cimento.

### **a.3) Enrocamentos Sintéticos**

#### **a.3.1) Bolsacreto**

A proteção é obtida a partir da montagem de sacos plásticos preenchidos com concreto. Apresenta a vantagem de poder ser executado submerso. A resistência é obtida após a cura do concreto, sendo que o material plástico se desfaz com o tempo.

Este revestimento está na interface entre os flexíveis e os rígidos sendo também aproveitado para obras transversais como os espigões.

#### **a.3.2) Solo-cimento**

Sacos de material plástico ou têxtil preenchidos com argamassa de solo-cimento. Os sacos de solo-cimento são dispostos junto à margem de forma inclinada, acompanhando o talude. Este revestimento, da mesma forma que o bolsacreto, também situa-se na interface entre os rígidos e flexíveis pois confere certa resistência estrutural ao talude.

#### **a.4) Gabiões de Caixa**

Os gabiões tipo caixa são constituídos de tela de arame revestido ou não preenchidos com pedras. São muito empregados, na forma de muros, para a associação entre a resistência hidráulica e a estabilidade geotécnica das margens.

Os critérios de dimensionamento são os mesmos apresentados para os colchões de gabiões, especialmente quanto ao critério de tensões de arraste, velocidade crítica e velocidade junto ao contado solo – gabião.

Toda a segurança do gabião reside na integridade da tela, que para tal pode ser revestida de plástico. Os gabiões tipo caixa são disponíveis em caixas de 1 a 2 m de comprimento, com altura de 0,50 a 1 m.

Os gabiões exigem cuidados especiais com a fundação, especialmente junto ao pé.



Recomenda-se sempre a adoção de proteção com gabião manta, avançando para dentro do curso d'água para acompanhar a movimentação do fundo.

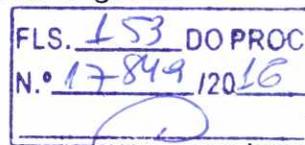
Uma das grandes desvantagens do revestimento em gabião é a manutenção, que deve ser manual em função do grande risco de rompimento da tela em atividades mecanizadas. Quando a manutenção é importante, torna-se necessária a adoção de revestimento sobre o gabião, que melhora muito o coeficiente de rugosidade das seções.

## **b) Proteções Rígidas**

As proteções rígidas são normalmente painéis, muros e paredes que perdem suas características quando sofrem deformações. Enquadram-se nesta categoria os revestimentos em placas de concreto pré-moldados e moldados *in loco*, os muros de concreto em gravidade e armado, as paredes de alvenaria de pedra.

Da mesma forma que os gabiões, estas proteções devem ter sua estabilidade geotécnica garantida, devendo-se atentar para a drenagem de sub-pressões e a proteção contra erosão de pé, além da possibilidade de escorregamento devido à diminuição do atrito no contato entre o solo e o revestimento.

O dimensionamento destas estruturas deve seguir os critérios estruturais e geotécnicos. As principais proteções rígidas encontradas na prática são:



### **b.1) Painéis de Concreto Armado**

Apoiados sobre o terreno, estas placas são impermeáveis, devendo para tanto ser previstos drenos horizontais para alívio das pressões de água.

### **b.2) Cortinas Atirantadas**

Elementos estruturais para contenção, geralmente de margens verticais, que funcionam também como revestimento.

### **b.3) Muros de Gravidade**

Assemelham-se às cortinas atirantadas em termos de revestimento, sendo que sua resistência é função do peso próprio.

### **b.4) Placas Pré-Moldadas de concreto**

São empregadas como revestimento devido à sua resistência e durabilidade. Deve ser dada atenção à fundação e estabilidade ao escorregamento, no contato entre o revestimento e o solo, bem como a drenagem de subpressões da parte anterior do muro.

## **B) CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO - PROTEÇÕES DESCONTÍNUAS**

Para a proteção de áreas baixas, o sistema de drenagem em uma de suas formas mais antigas, se utiliza de estruturas de contenção ao longo das margens dos rios para evitar o transbordamento das águas. Tais estruturas são essencialmente barragens longitudinais construídas em terra (diques), ou construídas em alvenaria ou concreto armado (muros de contenção), que se erguem



nas margens dos corpos d'água e evitam que em eventos chuvosos de intensidade crítica, áreas baixas importantes sejam inundadas.

Diques são obras de custo relativamente baixos, pois podem ser construídas com materiais locais, provenientes de escavações próximas ou da própria dragagem do corpo d'água protegido. A seção transversal dos diques deve se ajustar, portanto ao local e aos materiais disponíveis, priorizando a disponibilidade de espaço e ao desempenho desejado.

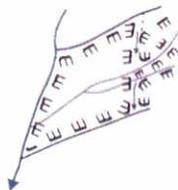
A escolha das estruturas passa por um procedimento de seleção que dimensiona em função da área a ser protegida e do grau de proteção exigido, a altura e espessura dos aterros ou muros. Como os aterros têm taludes pouco íngremes, ao passo que a altura calculada se eleva, a largura da base exigida para a construção fica muito elevada, privilegiando soluções com muros de contenção. Da mesma forma, quando os efeitos do lençol freático são significativos, as estruturas necessitam de características de proteção ou que convivam com a presença de níveis altos do lençol, o que necessita da presença de bombas para a manutenção da drenagem das áreas baixas.

A localização dos diques tem também fator importante na escolha das alternativas. O posicionamento das estruturas segue a premissa de utilizar da topografia para facilitar a construção e reduzir os custos. Existem diferentes configurações de localização dos diques, circundando a área a ser protegida, contornando a área e se elevando até cotas mais altas ou isolando áreas de várzea.

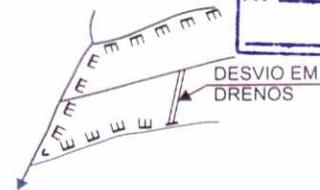
a) BOMBEAMENTO EM PEQUENA REPRESA COLETORA DAS ÁGUAS



b) DRENO INTERCEPTOR E DIQUES MARGINAIS



c) DESVIOS EM DRENOS

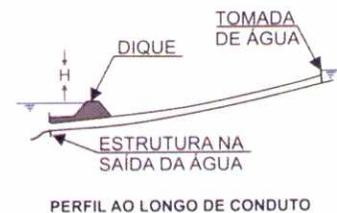
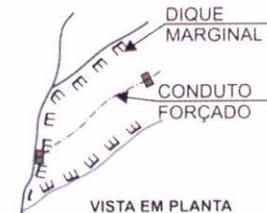


FLS. 154 DO PROC.  
N.º 17849/2016

d) VALA DE DRENAGEM ATRÁS DO DIQUE



e) DRENAGEM A MONTANTE DOS DIQUES, POR CONDUTO FORÇADO



**Figura 42 - Projetos de drenagem no interior das áreas protegidas por diques**

Fonte: SÃO PAULO (2012)

Quando confinadas, estas áreas necessitam de um sistema de drenagem especial, voltado para o remanejamento dos corpos hídricos afluentes que passavam dentro da área. Outra alternativa é a

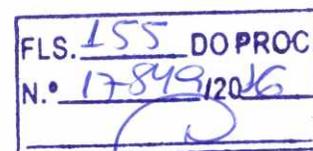


construção dos diques ao longo dos afluentes não sendo necessário o seu desvio (Figura 42). Dessa forma evita-se que as vazões transportadas por estes afluentes fiquem confinadas pelos diques. Mais uma vez o fator econômico é o limitante para a escolha das alternativas.

Os diques muitas vezes restringirem a seção do leito maior que previamente era inundada, p que acarreta o aumento do nível das águas. Este aumento causa dois problemas distinto, que devem ser considerados na decisão de construção ou não da proteção por diques, que são a diminuição da velocidade do canal a montante e o aumento da mesma logo a jusante destes.

Tal fato causa respectivamente, o maior depósito de material carreado a montante, com a possível enchente em locais previamente não inundáveis, e o aumento da erosão a montante, podendo prejudicar as fundações dos diques e a perda de terrenos ocupados à jusante.

Para contornar este problema, o dimensionamento deve seguir os critérios adotados para o dimensionamento de canais (item 5.3.2).



#### 5.3.4 Comportas e Diques de Contenção de Marés

Os diques permitem proteção localizada para áreas sujeitas a inundações frequentes, deve-se ter o cuidado de não projetar alturas muito grandes com o risco dos mesmos se romperem se acontecer uma cheia maior que a prevista pelo projeto.

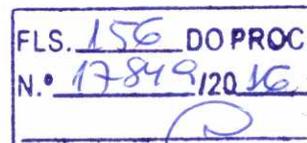
Hidraulicamente os diques reduzem a seção de escoamento, aumentando a velocidade e os níveis de inundação, portanto as condições de fluxo não podem se alterar depois da construção, quando o escoamento está sujeito a maré, é necessário utilizar-se de um modelo hidrodinâmico para não superdimensionar a obra.

Os diques são normalmente construídos de terra com enrocamento ou de concreto.

O projeto de diques deve seguir critérios específicos aplicáveis às obras de barramento e implica na elaboração de diversos estudos, entre eles:

- geotécnicos para definir os elementos do solo que formarão os diques e garantir a sua estabilidade;
- em modelo matemático ou físico, a fim de determinar a melhor posição para as obras;
- estudos estatísticos de níveis d'água e de maré para fins de determinar a altura das obras.

O uso de comportas tem a função de controlar o fluxo de água entre as áreas adjacentes ao dique.



## 6. MEDIDAS DE CONTROLE NA FONTE

As medidas de controle na fonte mais relevantes para o município de Praia Grande são as seguintes:

### A) FAIXAS GRAMADAS

As faixas gramadas promovem a infiltração do escoamento superficial, geralmente são revestidas por gramas ou arborizadas.

### B) MICRORRESERVATÓRIO

Consistem em reservatórios de pequena dimensão vazios ou preenchidos com materiais porosos para o armazenamento temporário e retardo dos picos de vazão em áreas impermeabilizadas.

### C) PAVIMENTOS POROSOS OU PERMEÁVEIS

A adoção de pavimentos permeáveis e porosos contribui para o controle dos deflúvios superficiais no próprio sistema viário. Estas medidas atuam sobre diferentes níveis, como segue:

- Pavimentos dotados de revestimentos superficiais permeáveis, possibilitando a redução da velocidade do escoamento superficial, a retenção temporária de pequenos volumes na própria superfície do pavimento e a infiltração de parte das águas pluviais;
- Pavimentos dotados de estrutura porosa, onde é efetuada a detenção temporária das águas pluviais, provocando o amortecimento de vazões e a alteração no desenvolvimento temporal dos hidrogramas;
- Pavimentos dotados de estrutura porosa e de dispositivos de facilitação da infiltração, onde ocorre tanto a detenção temporária das águas pluviais como também a infiltração de parte delas. Obtém-se assim o amortecimento de vazões, a alteração temporal dos hidrogramas e a redução dos volumes escoados.

O revestimento destes pavimentos pode ser semipermeável, em paralelepípedo, calçamento poliédrico ou blocos de concreto, ou permeável, em asfalto poroso e blocos de concreto vazados.

### D) TELHADOS ARMAZENADORES

Os telhados reservatório ou armazenadores são reservatório de armazenamento temporário para captação da precipitação das coberturas das edificações. São também formulados como telhados verdes. Estes contribuem para a redução dos efeitos sobre o escoamento causados pela impermeabilização quando da implantação de edificações.

Esta técnica pode ser implantada isoladamente ou se estender ao planejamento de uma área. Podem ser utilizados telhados planos ou dotados de ligeira declividade, inferior a 5%. É usual a utilização de telhados armazenadores vegetalizados, que apresentam interesse adicional na forma de proteção térmica, contribuindo para o isolamento da edificação.



## 6.1 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

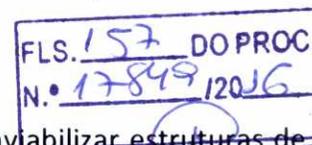
A presença de instalações subterrâneas pode inviabilizar certos tipos de dispositivo. Isto ocorre pela interferência na infiltração, disposição de espaço e incorre na possibilidade de contaminação no caso de rede de água potável.

- Poluição por esgoto

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

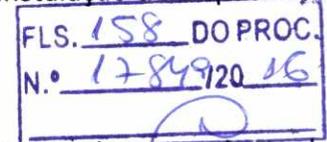
- Poluição difusa

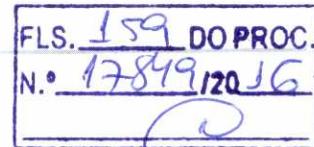
A poluição difusa é gerada pelo escoamento superficial, em áreas urbanas e rurais, proveniente da deposição de poluentes, de maneira esparsa, sobre a área contribuinte da bacia hidrográfica. Elas aderem aos corpos d'água ao longo de sua extensão.

De acordo com Baptista; Nascimento e Barraud (2005) apud SÃO PAULO (2012), 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) e francesa (AZZOUT et al., 1994), 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 interior dos mesmos, exigindo bombeamento;
- Risco de contaminação de aquífero: ocorre devido à infiltração de águas superficiais poluídas;
- 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 retenção 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 restringe a implantação de valas de inundação, enquanto a maioria dos pavimentos porosos não resiste ao tráfego intenso;
- Afluência poluída: a maioria das técnicas compensatórias não toleram aflúências 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 a afluência poluída, as técnicas compensatórias não toleram aflúências 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 38 sintetiza os fatores que orientam a análise das técnicas mais adequadas para o manejo de águas pluviais.

A Tabela 39, Tabela 40 e Tabela 41 apresentam as matrizes de aplicabilidade das medidas de controle na fonte desenvolvida por WOODS-BALLARD et al. (2007).



**Tabela 38 - 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 <sup>-1</sup> )	Condições Solo-Aquífero				Condições de Localização				Condições Sanitárias e Sedimentológicas				Restrições Estruturais e de Desenho			
			Frático 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	Esforo 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	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Micro reservatório	< 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 subterrânea	< 8 ha	N.A.	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Condutores 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)

FLS. 160 DO PROC.  
 N.º 17849/2016



**Tabela 39 - 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 ●	2 ●	3 ●	●	2 ●
	Reservatório enterrado	●	●	●	●	●	3 ●	●	●
	Alagado raso	●	●	1 ●	2 ●	2 ●	●	●	2 ●
Alagados Construídos	Detenção em alagado	●	●	1 ●	2 ●	2 ●	●	●	2 ●
	Tanque/Alagado	●	●	1 ●	2 ●	2 ●	●	●	2 ●
	Alagado pequeno	●	●	1 ●	2 ●	2 ●	●	●	2 ●
	Alagado sub-superficial	●	●	1 ●	2 ●	2 ●	●	●	2 ●
	Alagado em canal	●	●	1 ●	2 ●	2 ●	●	●	2 ●
	Trincheira de infiltração	●	●	1 ●	2 ●	●	●	●	4 ●
Infiltração	Bacia de infiltração	●	●	1 ●	2 ●	●	●	●	4 ●
	Sumidouro	●	●	1 ●	2 ●	●	●	●	4 ●
	Filtro de areia superficial	●	●	1 ●	2 ●	2 ●	●	●	2 ●
	Filtro de areia sub-superficial	●	●	1 ●	2 ●	2 ●	●	●	2 ●
Filtração	Filtro de areia perimetral	●	●	1 ●	2 ●	2 ●	●	●	2 ●
	Biorretenção	●	●	1 ●	2 ●	2 ●	●	●	2 ●
	Trincheira de filtração	●	●	1 ●	2 ●	2 ●	●	●	2 ●
	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 ●
	Telhado verde	●	●	●	2 ●	●	●	●	●
Controle na Fonte	Cisterna	●	●	●	2 ●	●	●	●	●
	Pavimento poroso	●	●	●	2 ●	1 ●	●	●	2 ●

FLS. 162 DO PROC.  
N.º 17849/2016

● = sim; ● = não; <sup>1</sup> pode necessitar de mais um estágio de tratamento; <sup>2</sup> pode necessitar de mais dois estágios de tratamento; <sup>3</sup> pode necessitar de reabilitação após a construção; <sup>4</sup> o projeto de inibir a movimentação dos contaminantes



**Tabela 40 - 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	2	6	2	2	●	●	●	●	●	●	●
	Detenção em alagado	2	4	2	6	2	2	●	●	●	●	●	●	●
	Tanque/Alagado	2	4	2	6	2	2	●	●	●	●	●	●	●
	Alagado pequeno	2	4	2	4	2	2	●	●	●	●	●	●	●
	Alagado sub-superficial	2	4	2	6	2	2	●	●	●	●	●	●	●
	Alagado em canal	2	4	2	6	2	2	●	●	●	●	●	●	●
Infiltração	Trincheira de infiltração	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Bacia de infiltração	●	●	●	5	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Sumidouro	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Filtração	Filtro de areia superficial	●	●	●	5	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Filtro de areia sub-superficial	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Filtro de areia perimetral	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Biorretenção	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Detenção	Trincheira de filtração	●	1	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Bacia de detenção	●	1	●	5	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Canais Abertos	Vala comum	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Vala seca	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Vala úmida	2	4	2	●	2	2	●	●	●	●	●	●	●
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

FLS. 162 DO PROC.  
N.º 17849/2016

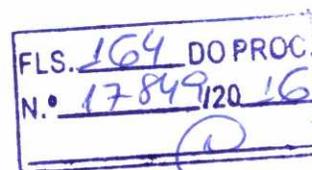


**Tabela 41 - Matriz de Aplicabilidade em Relação à Quantidade e Qualidade**

Grupo	Técnica	Qualidade						Quantidade		
		Sólidos Totais	Metais	Nutrientes	Bactérias	Sedimentos finos e poluentes	Redução de volume	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 sub-superficial	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Alagado em canal	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Infiltração	Trincheira de infiltração	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Bacia de infiltração	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Sumidouro	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Filtro de areia superficial	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Filtração	Filtro de areia sub-superficial	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Filtro de areia perimetral	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Biorretenção	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Trincheira de filtração	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Detenção	Bacia de detenção	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Vala comum	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Canais Abertos	Vala seca	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Vala úmida	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Telhado verde	●	●	●	●	●	●	●	●	●
Controle na Fonte	Cisterna	●	●	●	●	●	●	●	●	●
	Pavimento poroso	●	●	●	●	●	●	●	●	●

● = alto; ● = médio; ● = baixo

FLS. 163 DO PROC.  
N.º 17849/2016



## 6.2 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 retenção, colocação de pavimento poroso, uso de áreas ou canais cobertos de vegetação para infiltração, obras de retenção de sedimentos nos locais em construção e criação de banhados.

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 retenção, 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.

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.

### 6.2.1 Faixa Gramada

Para o dimensionamento das faixas gramadas é preciso prestar atenção nos seguintes aspectos:

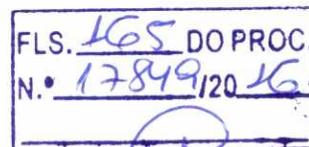
- a) avaliar a capacidade de infiltração por meio de ensaios de infiltração;
- b) evitar escoamentos concentrados que prejudiquem sua função de escoamento laminar:
  - a faixa gramada deve ser o mais plana possível;
  - a grama deve ser densa para evitar a erosão.
- c) investigar o solo suporte, se tem capacidade de absorver por infiltração a chuva adotada;
- d) aconselha-se a implantação das faixas gramadas quando:
  - o solo do leito é permeável;
  - nível freático máximo fica ao menos 1 metro abaixo da base da vala;
  - aporte de sedimentos finos e poluição não é muito significativo;
  - o solo do leito é propício à presença de água;
  - a vala não atravessa uma área proibida quanto ao risco de poluição do solo e do lençol freático.
- e) quanto ao dimensionamento da profundidade e largura da vala:



- não pode apresentar inclinação das paredes superior à indicada para o solo;
- a profundidade deve situar-se entre 4 e 10 vezes menor que a largura das valas (Baptista, M.; Nascimento, N.; Barraud, 2005 apud SÃO PAULO, 2012);

### 6.2.2 Microrreservatórios

Os microrreservatórios podem ser de dois tipos:



- o Microrreservatório estanque: são de alvenaria ou fibrocimento, que esgotam para a rede pluvial;
- o Microrreservatório poroso: são normalmente escavados e estruturados com material poroso como a brita, podendo infiltrar seu conteúdo no solo ou para a rede pluvial enterrada, se o solo for pouco permeável.

O pré-dimensionamento de um microrreservatório não requer o atendimento de condições muito restritivas, pois trata-se de um dispositivo de pequeno porte, mas de acordo com PARANÁ (2002), para os microrreservatórios que têm a função de infiltração, os mesmos devem atender as seguintes condições:

- solo permeável;
- nível freático máximo precisa ficar ao menos 1 metro abaixo da sua base;
- solo não pode ser propício à presença de água;
- lote fora de área de risco de poluição do freático;
- aporte de sedimentos finos e poluição não é excessivo.

No caso de microrreservatórios estanque:

- o cálculo do volume de armazenamento precisa considerar a vazão de pré-urbanização, a qual representa a vazão nas condições mais próximas da situação natural da área ou do lote (Tucci e Genz, 1995), pode ser calculada pelo Método Racional (ver item 4.4.1 deste Manual), de acordo com a IDF da região.

A fórmula para o cálculo do volume do microrreservatório considera, além da vazão de pré-urbanização (vazão de restrição), o período de retorno, a área impermeável e a área do lote e terá o seguinte aspecto:

$$V = X \times T^Y \times A_{imp} \times A \quad (100)$$

onde:

V = volume de armazenamento do microrreservatório (m<sup>3</sup>);

T = período de retorno (anos);

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



A = área do lote (ha);  
X e Y = coeficientes regionais.

FLS. 166 DO PROC.  
N.º 17849/2016

- os dispositivos de saída (orifícios ou condutos) devem ser dimensionados hidráulicamente para esgotar a vazão de entrada equivalente a vazão de pré-urbanização;
- o projeto detalhado de microrreservatórios deve considerar, além do cálculo dos dispositivos hidráulicos de saída, o aspecto sanitário ou de limpeza para evitar acúmulos de água e sujeiras ao longo do tempo, bem como de aportes de esgoto e sedimentos.

### 6.2.3 Pavimentos permeáveis com estruturas de retenção 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 retenção 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 retenção, 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.

Já para o caso dos pavimentos de infiltração, existem duas configurações possíveis, a que visa a reserva 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 revestida por material permeável ou impermeável, dependendo da função que o pavimento deve desempenhar. Deste modo o dimensionamento deve obedecer às restrições e volumes de projeto para um tempo de retorno determinado.

De acordo com CIRIA apud Tomaz (2008) a condutividade hidráulica mínima em que pode ser considerada a infiltração no solo é de 0,36 mm/h, além disso, a superfície de infiltração do pavimento poroso deve ter condutividade hidráulica maior que a intensidade de chuva. O lençol freático deverá estar no mínimo a 1,20 m do fundo do pavimento poroso.

As camadas que compõem um pavimento poroso são:



**1ª camada: camada de asfalto:** possui espessura de 65 mm a 100 mm.

O pavimento poroso possui 16% de vazios muito maiores que os 3% a 5%, comumente encontrado nos pavimentos comuns.

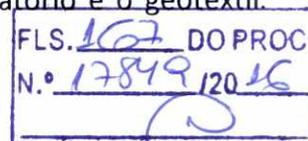
**2ª camada: filtro granular** com espessura de 25 mm a 50 mm e agregado de 13 mm. Serve para estabilizar a camada de asfalto ou concreto.

**3ª camada: reservatório de pedra** com diâmetro de 40 mm a 75 mm (pedra britada nº3 e nº4). Em áreas onde há congelamento do solo a profundidade de congelamento pode variar de 0,61 m a 1,22 m. O reservatório de pedra deverá ser drenado em 24h a 72h. Adota-se 0,25 m como altura mínima do reservatório de pedra.

**4ª camada: filtro granular** que serve como uma interface entre o reservatório e o geotêxtil. Consiste em uma camada de 50 mm com agregados de 13 mm.

**5ª camada:** geotêxtil.

**6ª camada:** solo nativo que deverá ter condutividade hidráulica no mínimo 0,36 mm/h.



Os cálculos do pavimento poroso é semelhante ao pavimento modular, sempre salientando que a condutividade hidráulica do pavimento deve ser maior que a intensidade da chuva. O fator limitante como sempre é o solo.

Conforme CIRIA (2007) a profundidade máxima da água numa **região plana** de infiltração é:

$$h = (D/n) \times (R \times i - q) \quad (101)$$

onde:

h= profundidade máxima da camada de pedras britadas (m);

D= duração da chuva (h);

i= intensidade da chuva (mm/h) conforme período de retorno adotado determinada pela IDF de Cubatão (item 4.4.2.1 deste Manual);

q=condutividade hidráulica do solo (m/h);

R= razão entre a área drenada com a área de infiltração  $\rightarrow R=A_D/A_b$

$A_D$ = área drenada (m<sup>2</sup>);

$A_b$ =base da área do sistema de infiltração (m<sup>2</sup>);

n= porosidade do material (volume dos vazios/volume total);

Para infiltração em pavimento com subbase de pedras britadas e  $A_D=A_b$  fazem o valor de  $R=1$  e tem-se:



$$h = (D/n) \times (i - q) \quad (102)$$

Para infiltração em pavimentos sem sub-base fazemos  $R=1$  e  $n=1$ .

$$h = D \times (i - q) \quad (103)$$

Na prática pode-se impor um certo valor da altura  $h_{máx}$  e obter a área da base da infiltração  $A_b$ .

$$A_b = (A_D \times i \times D) / (n \times h_{máx} + q \times D) \quad (104)$$

#### Equação de Darcy para quando há declividade

$$Q = A \times K \times i \quad (105)$$

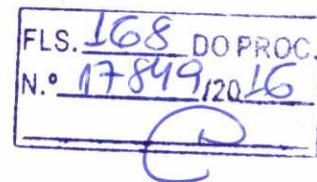
onde:

Q= vazão na sub-base ( $m^3/s$ );

A= área da seção transversal ( $m^2$ );

K= coeficiente de permeabilidade da sub-base (m/s);

i=gradiente hidráulico. Geralmente é assumido como a declividade da sub-base.



#### Vazão de saída da estrutura do pavimento quando não há declividade (plano)

No reservatório de pedras britadas, isto é, na sub-base do pavimento permeável serão instalados tubos perfurados com objetivo de remover parcialmente ou toda a água infiltrada.

A vazão estimada pode ser estimada pela equação seguinte (INTERPAVE, 2008 apud TOMAZ, 2008):

$$q = K \times (h/b)^2 \quad (106)$$

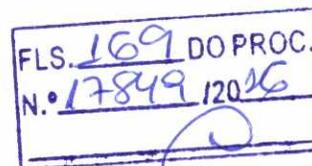
onde:

q= taxa de runoff no pavimento (m/s);

K= coeficiente de permeabilidade da sub-base (m/s);

h=espessura da sub-base acima da área impermeável (m);

b= metade da distância entre os drenos (m);



### Critério de seleção

- Aplicável e econômico em áreas de 0,1ha a 4ha;
- Aplicável a baixo *runoff* e áreas de estacionamento e *runoff* dos telhados de áreas pavimentadas;
- A declividade do solo deve ser  $S \leq 5\%$ ;
- Preserva as condições do pré-desenvolvimento, reduzindo as vazões à jusante.

### Limitações

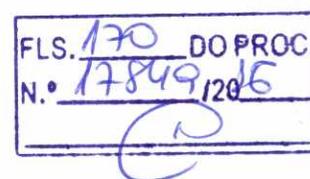
- Não pode ser construído em locais de tráfegos pesados ou em locais que veículos tenham velocidade mais de 50 km/h;
- Os pavimentos permeáveis são viáveis para taxa de infiltração superior a 0,36mm/h conforme CIRIA (2007);
- Declividades menores que 5%. Quanto mais plano é melhor;
- Um pavimento poroso de concreto assentado em blocos tem taxa de percolação de 4.000mm/h, mas adota-se somente 10% do valor ou seja 400mm/h conforme CIRIA (2007);
- Em pavimento poroso com grama a infiltração de quando o pavimento é novo é de 900mm/h e supõe-se que quando fica velho chegue a 20% do valor, ou seja, 180mm/h conforme Árgue apud Tomaz (2008);
- Asfalto poroso tem valores de condutividade hidráulica  $K = 5.760\text{mm/h}$ ;  $K = 13.680\text{mm/h}$ ;
- A porosidade efetiva dos agregados normalmente adotada é  $n = 0,30$  conforme CIRIA (2007);
- O dimensionamento padrão tem altura de 360mm para os agregados onde a água será armazenada conforme CIRIA (2007);
- *Capacidade de troca catiônica do solo* maior que 5 miliequivalente CEC/ 100 gramas de solo seco;
- Distância mínima de 1,20m da rocha ou do lençol freático;
- Não pode ser construído em locais onde há erosão e se espera grande quantidade de sedimentos;
- Pode causar a *contaminação da água subterrânea*, principalmente em posto de gasolina, oficinas mecânicas etc.;
- É necessário *operário especializado* para a sua construção e manutenção;
- O pavimento poroso tem aplicação limitada devido aos problemas de redução da capacidade de infiltração dos solos;
- Tendência a entupir em 1 ano a 3 anos, segundo Urbonas (1993);



- Algumas cidades e estados nos Estados Unidos, não aceitam o pavimento poroso e nem o modular como solução para melhorar o BMPs;
- O tempo para esvaziamento do reservatório de pedras num pavimento poroso deve ser de 24h a 72h;
- Urbonas, 1993 cita que o esvaziamento pode estar entre 6h a 12h;
- Para não haver escoamento no reservatório de pedras quando há declividade, Urbonas (1993) recomenda que sejam feitas células.

### Manutenção

- A duração de um pavimento poroso é de 5 anos a 10 anos;
- Deve ser inspecionado a cada 6 meses;
- Os danos devem ser reparados imediatamente;
- Inspeções devem ser feitas mensais nos primeiros meses após construção e depois, de seis em seis meses;
- Deverá ser monitorado para ver se não está havendo entupimento e quebra do pavimento poroso;
- As áreas que estiverem entupidadas deverão ser refeitas imediatamente;
- Existem equipamentos de sucção a vácuo e jatos de alta pressão para manter a porosidade do pavimento poroso e deve ser feita no mínimo duas vezes por ano.



### Pré-tratamento

- Quando há escoamento sobre o pavimento poroso deve ser feito um pré-tratamento usando, por exemplo, o *filter strip*, ou seja a faixa de filtro gramada com largura mínima de 6,00 m.

### Construção

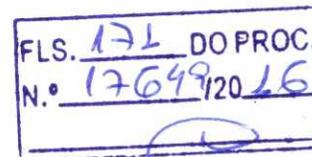
- Para evitar entupimento dos poros, só deve ser feito o pavimento poroso quando o solo da vizinhança for estabilizado;
- Deve-se ter cuidado com equipamentos pesados para não afetar a permeabilidade do solo;
- As pedras usadas devem ser limpas.

### Dados para projetos

- O solo deve ter permeabilidade maior ou igual a 7mm/h, conforme FHWA, 2004 ou 0,36 mm/h conforme CIRIA (2007);
- O lençol freático tem que estar, no mínimo, 1,20 m distante do fundo do pavimento poroso ou 1,00 m conforme CIRIA (2007);



- O solo deve suportar as cargas nas condições saturadas;
- Evite que os tubos de drenos percorram longas distâncias;
- Não fazer a infiltração em área aterrada e compactada;
- A superfície do pavimento poroso não pode ter declividade maior que 5%. Em áreas de grandes declividades usar pavimento asfáltico convencional;
- Como regra prática, adota-se usualmente 5:1 como a relação ótima entre a área impermeável e a área de infiltração. Assim, uma área impermeável com 2 ha tem área com 0,4 ha para infiltração;
- A camada de pedra funciona como um reservatório;
- Não é permitido runoff sobre o pavimento modular;
- Deve ser testado para a porosidade, permeabilidade e capacidade de troca catiônica;
- O espaço do concreto poroso varia de 15% a 22% com média de 18%;
- As áreas de estacionamento para cargas pesadas são admitidas;
- Depende de dois fatores básicos: permeabilidade do solo e da capacidade de carga do solo;
- O pavimento será projetado para drenar a água em 24h a 72h;
- Se a taxa de permeabilidade do solo é muito baixa, a água drenada pode ser encaminhada para uma trincheira de infiltração;
- Deverá haver um geotêxtil (bidim) adequado para evitar o entupimento;
- A infiltração da água no solo poderá ser total ou parcial;
- Solos com infiltração menor que 0,36mm/h não pode haver infiltração;



A Tabela 42 mostra os valores típicos da condutividade hidráulica K.

**Tabela 42 - Condutividade Hidráulica K em função do Tipo de Solo**

Tipo de Solo	K (mm/h)	K (m/dia)
Areia	210,06	4,96
Areia franca	61,21	1,45
Franco arenoso	25,91	0,61
Franco	13,21	0,31
Franco siltoso	6,86	0,16
Franco argilo arenoso	4,32	0,10
Franco argiloso	2,29	0,05
Franco argiloso siltoso	1,52	0,04
Argila arenosa	1,27	0,03
Argila siltosa	1,02	0,02
Argila	0,51	0,01

Fonte: Febusson e Debo apud Tomaz (2008)



### 6.2.3.1 Pavimento poroso de concreto

O concreto poroso tem porosidade efetiva que varia de 15% a 22%, sendo adotado, na prática, o valor médio  $n = 0,18$ , correspondente a 18%.

A condutividade mínima no solo que se admite é  $K = 0,36$  mm/h.

O concreto poroso deve ter declividade menor ou igual a 2% e, no caso de as declividades serem maiores que 2%, devemos barrar perpendicularmente ao escoamento de maneira a não dar continuidade ao escoamento.

Deve estar distante no mínimo a 30 m de um poço raso e 3 m de uma construção.

Não deve ser construído pavimento poroso de concreto em locais de grande potencial de contaminação, como um posto de gasolina e outros, pois poderá contaminar o lençol freático subterrâneo.

A espessura do concreto poroso varia de 0,05 m a 0,10 m e como a porosidade efetiva é  $n = 0,18$  para espessura de 0,10 m.

O diâmetro do agregado máximo deverá ser maior que 9,5 mm.

O reservatório de pedra britada corresponde a diâmetros de brita de 38 mm a 6,35 mm para que o vazio seja de 40%. A espessura do reservatório de pedra britada depende do tipo de solo, mas na prática varia de 0,25 m a 1,2 m, sendo a espessura mínima de 0,25 m.

O concreto poroso deverá ser assentado em área totalmente plana sobre camada de 0,05 m a 0,15 m de areia ou pedra britada. Uma outra camada de 0,15 m, que ficará assente sobre o geotêxtil. Portanto, a camada de pedras britadas está entre duas camadas de areia, uma superior e outra inferior.

#### Critério usando determinado período de retorno e chuva de uma certa duração

Existe uma outra maneira de se calcular e para isto adota-se um determinado período de retorno e uma determinada duração de chuva. Para aplicação deste critério tem sido adotado o seguinte:

- Período de retorno de 2 anos e chuva de duração de 1h;
- Período de retorno de 10 anos e chuva de duração de 2h.

$$d = (K \times T) / (1000 \times n) \quad (107)$$

onde:

$d$  = altura da camada de pedra (m);

$K$  = condutividade hidráulica (mm/h);



T= tempo de detenção do escoamento, variando entre 24h a 72h;

n= porosidade efetiva da pedra.

A área da superfície do pavimento poroso "A" é fornecida pela equação seguinte.

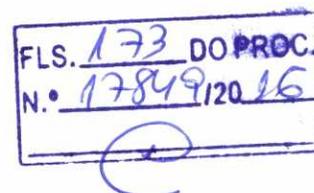
$$A = V/(n \times d) \rightarrow d = V/(A \times n) \quad (108)$$

onde:

A= área da superfície do pavimento poroso (m<sup>2</sup>);

V= volume para melhoria da qualidade das águas pluviais (m<sup>3</sup>).

O volume para melhoria da qualidade das águas pluviais é calculado por:



$$V = A_d \times I \times D \times 10 \quad (109)$$

onde:

A<sub>d</sub>= área total de drenagem (ha);

D= duração da chuva (h);

I= intensidade da chuva (mm/h).

### 6.2.3.2 Pavimento modular

O pavimento modular é constituído de estruturas rígidas com cerca de 30% de espaços vazios que são preenchidas com materiais permeáveis como pedrisco, executados por uma camada de pedra britada para armazenamento de águas pluviais, podendo ser tijolos, blocos de concreto, cerâmica, etc.

O coeficiente de runoff normalmente usado é 0,10 a 0, pois absorve 90% a 100% da água. Para aproveitamento de água de chuva com o pavimento modular deve ser usar C=0,40 conforme Interpave apud Tomaz (2008).

No pavimento modular o concreto não é poroso, pois a água entra pelas juntas entre os blocos.

A infiltração tem efeito a partir dos primeiros 5 mm de chuva conforme Interpave (2008) apud Tomaz (2008). Normalmente o pavimento modular é usado em **áreas de estacionamento e passeios públicos**.

O lençol freático deve estar a mais de 1,00m do fundo do pavimento modular e haverá geotêxtil (bidim) para evitar o entupimento.



A declividade do pavimento modular não pode ser maior que 5%.

O pavimento permeável remove a poluição dos primeiros 10mm a 15mm de runoff, que é o chamado *first flush*, conforme Interpave apud Tomaz (2008).

Podem ser feito em blocos de concreto pré-moldado ou moldado *in loco*, ou tijolos, granito ou outro material. O *pavimento modular* é também chamado de *pavimento permeável* conforme Urbonas (1993).

Na fórmula racional:

$$Q = C \times i \times A / 360 \quad (110)$$

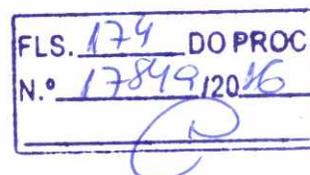
onde:

Q= vazão de pico (m<sup>3</sup>/s);

I= intensidade de chuva (mm/h);

A= área da bacia (ha);

C= coeficiente de runoff.



Quando se calcula microdrenagem, CIRIA (2007) recomenda que se leve em conta o **coeficiente de runoff C=0,35 a favor da segurança**.

O pavimento modular precisa possuir uma camada de areia grossa de 0,10 m para o assentamento dos módulos de concreto.

Abaixo da camada de areia existe o geotêxtil (bidim) para evitar a migração da areia fina para a camada granular logo abaixo, que terá no mínimo 0,25m de espessura e feita geralmente de pedra britada nº3, cujo diâmetro varia de 2,5 cm a 5 cm.

No fundo do reservatório de pedra britada terá também o geotêxtil e abaixo estará o solo nativo.

Caso quando a condutividade hidráulica do solo for menor que 0,36 mm/h recomenda-se a colocação de um tubo para drenagem.

#### Critérios de seleção do pavimento modular

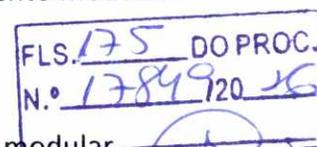
- econômico para área < 2ha;
- declividade  $S \leq 5\%$ ;

#### Limitações do pavimento modular



- Não podem ser construídos em locais onde há erosão e se espera grande quantidade de sedimentos.
- É aplicável onde o pavimento está no mínimo 1,00m acima da rocha ou do lençol freático.
- Não podem ser construídos em locais de provável contaminação, como postos de gasolina, oficinas mecânicas e locais de onde são manuseadas substâncias potencialmente poluidoras.
- É necessário um operário especializado para a manutenção do pavimento modular.

#### Dados para projetos para pavimento modular



- É importante que o solo seja permeável para o sucesso do pavimento modular.
- Não fazer pavimento modular em solos com muita carga de silte que podem ser levados por veículos ou pelo vento.
- A condutividade hidráulica deve ser no **mínimo de 3,6mm/h**. Quando a condutividade hidráulica for menor que 0,36mm/h (8,64 L/m<sup>2</sup> x dia) consideramos que o solo é impermeável e então temos que instalar tubos para drenagem.
- As águas pluviais devem ser armazenadas antes de serem percoladas.
- **O tempo de esvaziamento de variar de 24h a 48h, mas na prática admite-se 12h como razoável.**
- Deve ser testada para a porosidade, a permeabilidade e se possível a capacidade de troca catiônica.
- Há grande quantidade de erros na avaliação da permeabilidade do solo, usa-se fator de segurança igual a 2 (dois).
- O reservatório de pedra britada deve ser separado um do outro no intervalo de 3,00 m a 8,00 m. A separação é feita através de parede, isolando cada reservatório evitando a migração horizontal. A distância separadora
- Podem ser colocados tubos perfurados entre 3,00 m a 8,00 m. Estes tubos perfurados serão unidos posteriormente em um tubo que não é perfurado para lançamento na rede de drenagem.

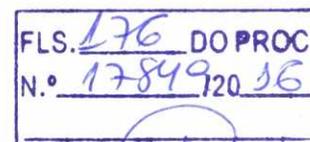


### Porosidade e condutividade hidráulica

As porosidades efetivas de pedras britadas, areia e pedregulho podem ser encontradas na Tabela 43 e Tabela 44.

**Tabela 43 - Porosidades Típicas**

Material	Porosidade (%)	Condutividade Hidráulica (mm/h)
Pedras britadas (Blasted rock)	30	
Pedras britadas uniformemente graduadas	40	
Pedras graduadas maiores que ¾" (19 mm)	30	
Areia	25	36 a 36.000
Pedregulho	15 a 25	3.600 a 360.000
Argila		< 0,0036 mm/h
Silte		0,0036 a 36



Fonte: Urbonas, 1993

Usa-se costumeiramente a porosidade de 30% como estimativa.

**Tabela 44 - Valores de Porosidade**

Material	Porosidade (n)
Sistema de geocélulas	0,90 a 0,95
Pedras limpas	0,40 a 0,50
Distribuição uniforme de pedras	0,30 a 0,40
Areia graduada ou pedregulho	0,20 a 0,30

Fonte: CIRIA, 2007

A Tabela 42 e Tabela 45 mostram alguns valores típicos da condutividade hidráulica K.

**Tabela 45 - Coeficientes de Condutividade Hidráulica K**

Material	Granulométrica (cm)	Condutividade Hidráulica K		
		(cm/s)	(mm/h)	(m/s)
Brita 5	7,5 a 10,0	100	3600000	1,0
Brita 4	5,0 a 7,5	60	2160000	0,6
Brita 3	2,5 a 5,0	45	1620000	0,45
Brita 2	2,0 a 2,5	25	900000	0,25
Brita 1	1,0 a 2,0	15	540000	0,15
Brita 0	0,5 a 1,0	5	180000	0,05
Areia grossa	0,2 a 0,5	$1 \times 10^{-1}$	3600	0,001
Areia fina	0,005 a 0,040	$1 \times 10^{-3}$	36	0,00001
Silte	0,0005 a 0,0050	$1 \times 10^{-5}$	0,36	$1 \times 10^{-7}$
Argila	menor que 0,0005	$1 \times 10^{-8}$	0,00036	$1 \times 10^{-10}$

Fonte: Manual de Drenagem do DNER, 1990



### Juntas

O objetivo das juntas é facilitar o movimento vertical da água na sub-base do pavimento modular.

É recomendado o uso de **pedrisco com diâmetro entre 2 mm a 6,3 mm** sendo que se existir diâmetros maiores que 6,3 mm ou menores que 2 mm deverão ser em pequena porcentagem.

**Não é recomendado o uso de areia nas juntas.**

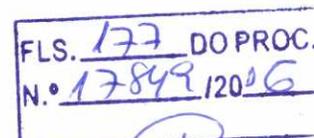
### Blocos de concreto

Os blocos pré-moldados de concreto possuem vários tamanhos a partir de 100 mm x 200 mm e formas, podendo ser chanfrados.

Conforme o uso o mesmo possui espessura diferente conforme Tabela 46.

**Tabela 46 - Espessura dos Blocos de Concreto Pré-Moldado do Pavimento Modular Conforme o Uso**

Uso do bloco de concreto	Espessura do bloco (mm)
Área para pedestre	35 mm; 50 mm ou 100 mm
Tráfego leve	60 mm a 120 mm
Tráfego pesado	80 mm a 120 mm



### Período de retorno

Geralmente deve ser adotado período de retorno  $T_r=5$ anos e chuva de duração de 60 min (1h) conforme Tabela 47, mas nada impede que os mesmos sejam dimensionados para  $T=25$ anos e verificados para  $T=100$  anos.

**Tabela 47 - Duração das Chuvas para Diversos Períodos de Retorno**

Período de retorno	Duração da chuva
5 anos	60 min
25 anos	60 min
100 anos	60 min

### Cálculos do pavimento modular segundo CIRIA, 2007

Conforme CIRIA (2007) a profundidade máxima da água numa **região plana** de infiltração é:

$$h = (D/n) \times (R \times i - q) \quad (111)$$



onde:

$h$  = profundidade máxima da camada de pedras britadas (m);

$D$  = duração da chuva (h);

$i$  = intensidade da chuva (mm/h) conforme período de retorno adotado;

$q$  = condutividade hidráulica do solo (m/h);

$R$  = razão entre a área drenada com a área de infiltração =  $R = A_D / A_b$ . Nota:  $R \leq 2$

$A_D$  = área drenada (m<sup>2</sup>);

$A_b$  = base da área do sistema de infiltração (m<sup>2</sup>);

$n$  = porosidade do material (volume dos vazios/volume total);

Para infiltração em pavimento **com sub-base** de pedras britadas e  $A_D = A_b$  adota-se o valor de  $R=1$  e tem-se.

Para infiltração em pavimentos **sem sub-base** adota-se  $R=1$  e  $n=1$ .

Na prática podemos impor certo valor da altura  $h_{m\acute{a}x}$  e obtermos a área da base da infiltração  $A_b$ .

$$A_b = (A_D \times i \times D) / (n \times h_{m\acute{a}x} + q \times D) \quad (112)$$

#### 6.2.4 Telhados armazenadores

O dimensionamento de telhados reservatório obedece aos critérios de tempo de retorno estabelecidos pelas normas brasileiras de instalações prediais, que determinam o tempo de duração de precipitação e o tempo de retorno. Como uma referência, a NBR 10844 estabelece que a instalação dos condutos de águas pluviais deve ter cobertura para um tempo de retorno de 5 anos e para o tempo de precipitação de 5 minutos. A norma também fornece as informações necessárias para o projeto do número de descidas, a partir de ábacos que relacionam o diâmetro interno dos condutos com a vazão de dimensionamento.

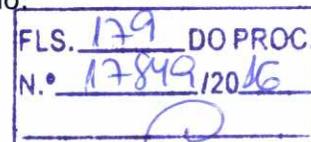
A vazão de dimensionamento será condicionada pela vazão de restrição do lote, determinada pelo método racional.

O dispositivo lida também com o carregamento da estrutura e, portanto, não deve, para situações de solicitação maiores que a de projeto, sobrecarregar a estrutura. 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 e sim como sistema de escoamento.



A cobertura verde é constituída por varias camadas, desde as plantas até a estrutura do prédio. Os elementos comuns de uma cobertura verde, segundo Tomaz (2008) são:

- Camada impermeável;
- Sistema de drenagem eficiente
- Elementos para permitir a vegetação devem ter baixa densidade, boa retenção da água.
- Escolha adequada da vegetação para atender os tempos quentes e frios;
- As espécies de plantas devem ser: vigorosas, tolerantes ao solo seco, ao sol e a solos pobres, por exemplo, a *Carex Festuca*, *Stipa* e *Achillea*, mas que de preferência sejam nativas;
- A camada de solo varia de 150 mm a 300 mm.



Alguns cuidados que devem ser levados em conta ao se escolher os telhados armazenadores:

- O número da curva segundo o SCS adotado normalmente em coberturas verdes é CN=61;
- A cobertura deve ser resistente à infiltração das raízes e de vazamentos de água;
- A declividade mínima deve ser de 1,5% e menor que 5%;
- As plantas devem ser resistentes às secas e ao calor. A vegetação escolhida poderá ter características extensivas (grama) ou intensivas (plantas de maiores dimensões); recomenda-se de preferência a utilização de plantas nativas;
  - o solo com vegetação extensiva varia de 50 mm a 150 mm de espessura, carga necessária para estrutura varia de 80kg/m<sup>2</sup> a 150kg/m<sup>2</sup> (HONG KONG, 2007 apud TOMAZ, 2008);
  - o solo com vegetação intensiva varia de 200 mm a 2000 mm de espessura, carga necessária para estrutura varia de 300kg/m<sup>2</sup> a 1000kg/m<sup>2</sup> HONG KONG, 2007 apud TOMAZ, 2008).
- A irrigação nos períodos de seca é feita através de mangueira ou de *sprinklers* automáticos;
- Limpeza periódica com a retirada das folhas e lixo.
- O cálculo do volume de armazenamento precisa considerar a vazão de pré-urbanização, a qual representa a vazão nas condições mais próximas da situação natural da área ou do lote (Tucci e Genz, 1995), que pode ser calculada pelo Método Racional (ver item 4.4.1 deste Manual), de acordo com a IDF da região.

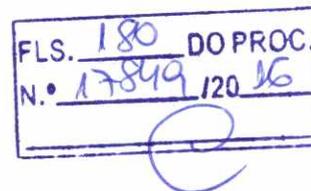
A fórmula para o cálculo do volume do telhado considera somente a chuva que cai sobre o próprio telhado e tem o seguinte aspecto:

$$V = X \times T^Y \times A \quad (113)$$

onde:



$V$  = volume de armazenamento do telhado ( $m^3$ );  
 $T$  = período de retorno (anos);  
 $A$  = área do telhado ( $m^2$ );  
 $X$  e  $Y$  = coeficientes regionais.



- O dimensionamento dos dispositivos de saída (orifícios, tubos de queda) é feito de acordo com a vazão de restrição do lote;
- Em relação à determinação da lâmina máxima admitida para a segurança estrutural do telhado para chuvas maiores que as de projeto, recomenda-se:
  - Azzout et al. (1994) que o orifício de extravazamento (ladrão) tenha uma capacidade de vazão de  $180L/(h.m^2)$ ;
  - em nível de pré-dimensionamento, que a base do ladrão coincida com a altura da lâmina de regulação mais 5 cm.
- Em relação à vegetação presente nos telhados, vale as seguintes observações:
  - o solo com vegetação extensiva (grama) varia de 50 mm a 150 mm de espessura, carga necessária para estrutura varia de  $80kg/m^2$  a  $150kg/m^2$  (HONG KONG, 2007 apud TOMAZ, 2008);
  - o solo com vegetação intensiva (plantas de maiores dimensões) varia de 200 mm a 2000 mm de espessura, carga necessária para estrutura varia de  $300kg/m^2$  a  $1000kg/m^2$  (HONG KONG, 2007 apud TOMAZ, 2008).
- Quanto à verificação da capacidade da edificação suportar o peso adicional decorrente de um volume máximo armazenado no telhado:
  - dependendo da sobrecarga mecânica pode haver a necessidade ou não de reforço estrutural;
  - Azzout et al. (1994) afirmam que não se considera sobrecarga estrutural se a pressão da água for inferior a  $100 N/m^2$ , valor normalmente previsto como sobrecarga para manutenção.



FLS. 18	DO PROC.
N.º 17899	12016

## 7. MANUTENÇÃO E LIMPEZA

### 7.1 DIRETRIZES PARA OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DOS SISTEMAS DE MICRO E MACRODRENAGEM

As diretrizes para operação e manutenção da micro e macrodrenagem compreendem um conjunto de rotinas que deverão ser incorporadas para que o sistema de drenagem do município de Praia Grande funcione apropriadamente.

#### 7.1.1 Sistema de drenagem inicial

A limpeza e desobstrução de bueiros e bocas de lobo devem ser executadas com periodicidade diferenciada nos períodos secos e chuvosos, lembrando sempre que antes do início do período chuvoso o sistema de drenagem inicial deve estar completamente livre de obstruções ou interferências. A forma de execução dos serviços de manutenção do sistema de drenagem inicial pode se dar com a varrição de guias e sarjetas.

#### 7.1.2 Sistema de macrodrenagem

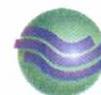
Apresenta-se a seguir o conjunto de diretrizes para os procedimentos e rotinas de manutenção preventiva e/ou corretiva das obras e equipamentos que integram os sistemas de micro e macrodrenagem do município.

A principal finalidade de um serviço de manutenção é manter o sistema de drenagem em condições de receber, conduzir, armazenar e tratar as águas pluviais a qualquer momento, reduzindo assim os riscos de falha e, conseqüentemente, os riscos de inundação e da poluição hídrica na sua área de influência.

Um dos grandes problemas do sistema de drenagem decorre da falta de manutenção e da má utilização de seus mecanismos. Podem ser observadas falhas no sistema de drenagem em virtude da falta de manutenção, seja por assoreamento da calha dos corpos receptores seja pelo mau funcionamento das estruturas de armazenamento.

Assim sendo, a elaboração de um plano de manutenção é vital para se obter a efetiva gestão da drenagem urbana do município.

As ferramentas típicas que compõem um sistema de manutenção incluem o mapa de planejamento com as rotinas de controle, acompanhamento e inspeção de cada parte do sistema e a ficha de cadastro histórico de manutenção conforme modelo apresentado na Figura 43.



FLS. 182 DO PROC.  
N.º 17842/2016

Modelo de Ficha de Cadastro Histórico de Manutenção

Identificação/Localização:	Data: ___/___/___
Estrutura/Código:	Localidade:
Cursos D'água:	Bacia:
<b>Coordenadas GPS</b>	
Latitude:	Longitude:                      Altitude:
Tipo de material da estrutura:	
Componentes/Equipamentos:	
<b>Administração</b>	
( ) Concessão ( ) Município ( ) Outros	
Nome (para o caso de concessão/outros):	
<b>Elementos do Sistema de Drenagem</b>	
Galerias:	( ) Sim ( ) Não
Canais:	( ) Sim ( ) Não
Bocas de Lobo:	( ) Sim ( ) Não
Ramais:	( ) Sim ( ) Não
Poços de visita:	( ) Sim ( ) Não
<b>Dimensões</b>	
Extensão (m):	
Largura (m):	
Diâmetro (m):	
<b>Comentários Gerais</b>	



Modelo de Ficha de Cadastro Histórico de Manutenção	
a) Condições de estabilidade: ( ) Boa ( ) Sofrível ( ) Precária	
b) Inspeção especializada (por engenheiro) necessária? ( ) Sim ( ) Não	
c) Ocorrência de acidentes: ( ) Sim ( ) Não	FLS. 183 DO PROC. N.º 17819/2016
d) Seção da vazão adequada: ( ) Sim ( ) Não	
Observações Adicionais:	

Figura 43 - Modelo de Ficha de Cadastro de Manutenção

### 7.1.3 Manutenção

A manutenção pode ser definida como o conjunto de atividades destinadas a garantir as condições operacionais pré-estabelecidas para o sistema de drenagem de forma a reduzir o risco de falhas devido ao mau funcionamento de seus componentes.

#### 7.1.3.1 Tipos de manutenção

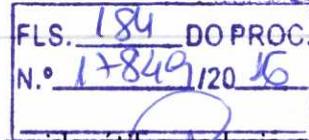
A manutenção deve se dar através de três práticas básicas, a saber:

- Manutenção corretiva: caracteriza-se como uma intervenção realizada após a ocorrência de eventuais falhas do sistema ou até mesmo após seu funcionamento, como o caso dos reservatórios de detenção que necessitam de limpeza após a ocorrência dos eventos de chuva;
- Manutenção preventiva: é uma intervenção programada que tem como objetivo manter a disponibilidade do sistema de drenagem para quando o mesmo for requisitado;
- Manutenção preditiva: permite garantir uma qualidade desejada do funcionamento do sistema de drenagem, por meio de análises e supervisões sistemáticas do sistema visando diminuir as manutenções corretiva e preventiva, ou seja, a manutenção preditiva é uma técnica de gerenciamento da manutenção.

#### 7.1.3.2 Diretrizes da manutenção

Neste Item é apresentado um conjunto de instruções que deve ser seguido para a efetivação das metas previstas pelo sistema de manutenção da rede de drenagem do município de Praia Grande. Dentre elas destacam-se:

- O plano de manutenção deverá ser composto por um conjunto de atividades que visem à preservação do desempenho, da segurança e da confiabilidade dos componentes do



sistema de drenagem, de forma a prolongar a sua vida útil e reduzir os custos de manutenção.

- O plano de manutenção será configurado pelos seguintes pontos essenciais: organização da área de manutenção, arquivo técnico e cadastro dos componentes do sistema de drenagem e programa de manutenção;
- A forma de organização do programa de manutenção será compatível com o porte e complexidade do sistema de drenagem de cada região;
- A gestão do sistema de manutenção deverá compreender a manutenção do arquivo técnico e cadastro dos componentes do sistema de águas pluviais e elaboração do programa de manutenção;
- O arquivo técnico do sistema de drenagem deverá ser composto por todos os documentos de projeto e construção, incluindo memoriais descritivos, memoriais de cálculo, desenhos e especificações técnicas;
- O cadastro dos componentes do sistema de águas pluviais deverá conter o registro de todos os componentes e sistemas abrangidos pelo programa de manutenção, incluindo identificação, descrição e localização;
- O arquivo técnico e o cadastro dos componentes do sistema de águas pluviais serão mantidos permanentemente atualizados, refletindo fielmente todas as modificações e complementações realizadas ao longo da vida útil do sistema de drenagem;
- A gestão do Sistema de Manutenção deverá apoiar-se em um sistema de informações sobre a drenagem, no qual deverão fazer parte deste sistema dados e informações pertinentes às atividades de manutenção, constituído pelo arquivo técnico e o cadastro dos componentes do sistema de drenagem, o programa de manutenção, o registro dos serviços, datas, custos de manutenção e outros dados de interesse;
- Os procedimentos e rotinas de manutenção deverão ser continuamente avaliados e ajustados, de modo a permanecerem sempre atualizados e consistentes com as necessidades e experiência adquirida na gestão do Sistema de Manutenção.

#### 7.1.4 Diagrama funcional da manutenção

O Plano de Manutenção deve ser estabelecido considerando algumas funções básicas, conforme apresentadas a seguir.

##### 7.1.4.1 Gerenciar

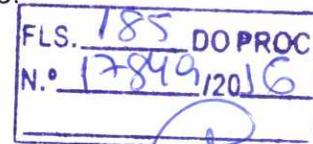
- Estabelecer políticas de manutenção;
- Elaborar plano estratégico global da manutenção;
- Estabelecer diretrizes, metas, prioridades e níveis de eficiência;
- Sugerir medidas administrativas;



- Avaliar desempenho e propor ajustes que garantam a melhoria do desempenho do sistema;
- Garantir e apresentar resultados estabelecidos no planejamento;
- Fazer cumprir normas e procedimentos do programa de manutenção.

#### 7.1.4.2 Planejar

- Estabelecer metas de trabalho para o período;
- Desenvolver o plano de trabalho para a consecução das metas estabelecidas;
- Analisar e identificar serviços passíveis de planejamento;
- Estudar e estabelecer métodos e processos de planejamento;
- Definir sequências e períodos de intervenção;
- Definir parâmetros de gestão da manutenção;
- Propor métodos, parâmetros e orientação para elaboração da programação;
- Avaliar relatórios gerenciais de modo a aprimorar continuamente os processos e métodos de planejamento.



#### 7.1.4.3 Programar

- Elaborar e priorizar relação de serviços a executar;
- Alocar recursos;
- Programar os serviços de manutenção.

#### 7.1.4.4 Executar

- Cumprir normas, procedimentos e rotinas de manutenção;
- Viabilizar recursos para os serviços;
- Alocar/distribuir recursos necessários para a execução dos serviços;
- Executar os serviços programados;
- Garantir a qualidade de execução;
- Analisar a necessidade de troca ou substituição dos componentes do sistema de drenagem;
- Registrar dados técnicos de execução;
- Detectar/analisar a origem de eventuais falhas ou defeitos;
- Emitir as ordens de manutenção não programadas.

#### 7.1.4.5 Controle da manutenção

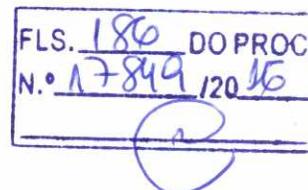
- Manter acervo técnico atualizado;



- Analisar dados de manutenção;
- Apresentar relatórios gerenciais de manutenção;
- Divulgar indicadores de desempenho do sistema de drenagem e manejo das águas pluviais.

#### 7.1.4.6 *Inspecionar*

- Realizar inspeção, identificando falhas e defeitos;
- Definir necessidades de intervenção;
- Identificar e comunicar falhas de evidências à execução;
- Fornecer subsídios quantitativos para estudos de desempenho e confiabilidade de equipamentos.



### 7.1.5 **Plano de ação operacional**

O Plano de Manutenção deverá prever uma série de atividades fundamentais tendo em vista o bom funcionamento e efetivação dos serviços de manutenção.

#### 7.1.5.1 *Central de atendimento*

O Plano de Manutenção deverá prever uma central de atendimento à população. Estes atendimentos visam atender as necessidades de intervenção, mediante solicitação, que interrompam as atividades previamente programadas.

As solicitações poderão ser feitas, por qualquer meio de comunicação, a qualquer momento do período de 24 horas, para o setor de plantão.

#### 7.1.5.2 *Cadastramento*

Para o estabelecimento do Plano de Manutenção é essencial a existência do cadastro da rede de drenagem, incluindo todos os equipamentos do sistema com as devidas especificações técnicas, localização e informações relativas ao processo de manutenção.

#### 7.1.5.3 *Diagnóstico*

As informações quanto à situação atual do sistema de drenagem devem ser elaboradas tendo em vista a identificação de pontos críticos nos equipamentos do sistema com o consequente levantamento das necessidades de adequação e melhorias.

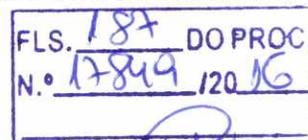
#### 7.1.5.4 *Planejamento operacional*

Neste item deve ser considerada a distribuição das atividades ao longo do tempo e alocação de recursos, levando em consideração o período seco e chuvoso, assim como a necessidade operativa dos equipamentos, como o caso dos reservatórios de armazenamento.



#### 7.1.5.5 Programação de serviços

A programação dos serviços consiste na definição de quem irá fazer, como e quando, mediante a necessidade de manter em boas condições de operação todos os componentes do sistema de drenagem.



#### 7.1.5.6 Execução da manutenção

- Inspeção – trata-se do acompanhamento das condições dos equipamentos do sistema de drenagem, permitindo desta forma prever as necessidades de ajustes ou reparos;
- Manutenção preventiva – a partir dos dados obtidos nas inspeções, serão planejadas as ações com o objetivo de eliminar os defeitos e as irregularidades constatadas;
- Manutenção corretiva – visa restabelecer o padrão operacional do sistema de drenagem em virtude de falhas ou necessidades detectadas pela inspeção, manutenção preventiva ou pela própria população;
- Operação – inclui as atividades específicas de funcionamento, acompanhamento, leitura de dados, pequenos ajustes e atividades de conservação nos equipamentos do sistema.

#### 7.1.5.7 Controle da manutenção

O controle da manutenção deverá ser realizado através da emissão de relatórios operacionais, os quais permitirão a análise do desempenho operacional e avaliação do histórico dos componentes do sistema de drenagem, assim como informações de ocorrência. Laudos e pareceres técnicos deverão ser elaborados sempre que observadas falhas dos equipamentos, detectando e apontando as possíveis soluções para o problema.

### 7.1.6 Procedimentos e rotinas

#### 7.1.6.1 Objetivos

Estabelecer as diretrizes gerais para a execução de serviços de conservação e manutenção do sistema de drenagem urbana do Município de São Paulo.

#### 7.1.6.2 Execução dos serviços

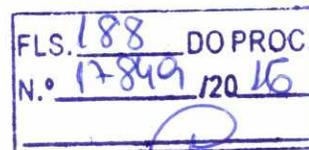
Os serviços de conservação e manutenção correspondem às atividades de inspeção, limpeza e reparos dos componentes do sistema de drenagem e deverão ser executados em obediência ao Plano de Manutenção, baseado em rotinas e procedimentos periodicamente aplicados nos equipamentos do sistema.

Os procedimentos e rotinas de serviços, dentre os quais estão a inspeção, limpeza e manutenção, serão aplicados aos seguintes componentes:

- Sarjetas
- Bocas-de-lobo, bueiros e galerias;



- Canais abertos e fechados;
- Reservatórios de armazenamento;
- Equipamentos eletromecânicos: bombas, painéis eletrônicos, tubulações, comportas, etc.



A Tabela 48 indica as estruturas do sistema de drenagem que devem ser submetidas à inspeção com suas rotinas e frequência mínima de execução das atividades.

**Tabela 48 - Procedimento de Inspeção para as Estruturas do Sistema de Drenagem**

Estrutura	Rotina	Frequência Mínima
Sarjetas	Inspecionar os pontos de acesso bem como a superfície na área dos pontos de acesso. Atenção especial deve ser dada aos danos ou bloqueios	A cada 60 dias
	Inspecionar revestimento das estruturas para determinar quaisquer danos e deteriorações	A cada 60 dias
	Procurar por obstruções causadas por acúmulo de resíduos e sedimentos	A cada 60 dias
Bocas-de-lobo, bueiros, galerias e canais abertos e fechados	Inspecionar os pontos de acesso bem como a superfície na área dos pontos de acesso. Atenção especial deve ser dada aos danos ou bloqueios	A cada 60 dias
	Inspecionar revestimento das estruturas para determinar quaisquer danos e deteriorações	A cada 60 dias
	Procurar por obstruções causadas por acúmulo de resíduos e sedimentos	A cada 60 dias
Reservatórios de armazenamento	Inspecionar o revestimento do reservatório para determinar quaisquer danos e deteriorações	Nos períodos de estiagem inspecionar mensalmente. Durante o período chuvoso, as inspeções deverão ser quinzenais ou imediatamente após a ocorrência de evento chuvoso
	Verificar se ocorre acúmulo de detritos ou decomposição anaeróbia no reservatório	Nos períodos de estiagem inspecionar mensalmente. Durante o período chuvoso, as inspeções deverão ser quinzenais ou imediatamente após a ocorrência de evento chuvoso
	No caso de reservatórios de retenção, verificar se	Nos períodos de estiagem



FLS. 189 DO PROC.  
N.º 17849/2016

Estrutura	Rotina	Frequência Mínima
	ocorre proliferação de algas	inspecionar mensalmente. Durante o período chuvoso, as inspeções deverão ser quinzenais ou imediatamente após a ocorrência de evento chuvoso
	Inspeccionar grades de retenção de resíduos para garantir que elas estão livres de detritos e lixo	Nos períodos de estiagem inspecionar mensalmente. Durante o período chuvoso, as inspeções deverão ser quinzenais ou imediatamente após a ocorrência de evento chuvoso
	Inspeccionar estruturas de controle, equipamentos hidromecânicos (válvulas, registros, comportas, stop-logs ou outros existentes)	Nos períodos de estiagem a cada 60 dias, e sempre que for efetuada alguma manobra (enchimento ou esvaziamento) durante o período chuvoso
	Inspeccionar os equipamentos eletromecânicos existentes no reservatório (bombas, quadros de comando, chaves de acionamento, sensores de monitoramento)	Na estiagem a cada 60 dias e no período chuvoso, as inspeções deverão ser realizadas sempre logo após ocorrer alguma operação no reservatório
Equipamentos eletromecânicos	Inspeccionar mensalmente, nos períodos de estiagem, bombas hidráulicas, registros, motores elétricos, quadros de comando e chaves de acionamento, bem como outros elementos existentes na casa de bombas (sensores de monitoramento, iluminação etc.)	Nos períodos de estiagem inspecionar mensalmente. Durante o período chuvoso, as inspeções deverão ser quinzenais ou imediatamente após a ocorrência de evento chuvoso em que se observar alagamento na área de controle dos equipamentos hidromecânicos

A Tabela 49 indica as estruturas do sistema de drenagem que devem ser submetidas à limpeza com suas rotinas e frequência mínima de execução das atividades.



FLS. 190 DO PROC.  
N.º 17849/2016

**Tabela 49 - Procedimento de Limpeza para as Estruturas do Sistema de Drenagem**

Estrutura	Rotina	Frequência Mínima
Sarjetas	Limpar sedimentos acumulados e resíduos sólidos	Diariamente de forma contínua
Bocas-de-lobo, bueiros, galerias e canais abertos e fechados	Limpar sedimentos acumulados e resíduos sólidos	A cada 60 dias, com devida atenção nos períodos de chuvas
Reservatórios de armazenamento	Limpar sedimentos, resíduos sólidos e outros detritos acumulados Remover vegetação Desinfecção da área do reservatório	Nos períodos de estiagem limpar mensalmente. Durante o período chuvoso, após a ocorrência de cada evento de chuva

A Tabela 50 indica as estruturas do sistema de drenagem que devem ser submetidas à manutenção com suas rotinas e frequência mínima de execução das atividades.

**Tabela 50 - Procedimento de Manutenção para as Estruturas do Sistema de Drenagem**

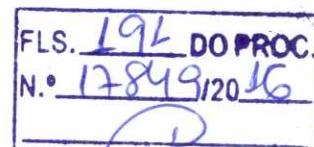
Estrutura	Rotina	Frequência Mínima
Sarjetas	Reparar / Substituir elementos danificados ou vandalizados Refazer revestimento	Quando verificada a necessidade durante a inspeção
Bocas-de-lobo, bueiros, galerias e canais abertos e fechados	Reparar / Substituir elementos danificados ou vandalizados Refazer revestimento	Quando verificada a necessidade durante a inspeção
Reservatórios de armazenamento	Reparar / Substituir elementos danificados ou vandalizados Refazer revestimento	Quando verificada a necessidade durante a inspeção
Equipamentos eletromecânicos	Reparar / Substituir elementos danificados ou vandalizados	Quando verificada a necessidade durante a inspeção

Antes do início de qualquer serviço de limpeza é preciso elaborar um “**planejamento de execução**”, embasado em inspeções locais com definição do tipo e forma de limpeza, frentes de serviço, localização de bota-foras provisórios, sistema de sinalização e outros.



Caso haja a contratação de uma empreiteira para os serviços de limpeza, esta será a responsável pela confecção do “planejamento de execução” e caberá à fiscalização, no caso, a Prefeitura, aprová-lo e permitir o início dos serviços.

As recomendações que se seguem foram extraídas do documento **Diretrizes Executivas de Serviços de Drenagem Urbana** da Secretaria de Serviços Públicos da Prefeitura de Recife.



## 7.2 LIMPEZA DE CANAIS

A limpeza de canais consiste no conjunto de ações que visa garantir o livre escoamento das águas pluviais ao longo das calhas dos canais. Fazem parte deste conjunto a capinação, escavação e remoção de resíduos.

As condições físicas e o porte dos canais determinam o tipo de limpeza recomendável, são elas:

- limpeza mecânica;
- limpeza manual;
- limpeza mista.

Deverá estar atento, se é necessário requerer junto ao Órgão Estadual do Meio Ambiente, a “Licença Ambiental”, para dar início aos trabalhos de campo.

### 7.2.1 Limpeza mecânica

A limpeza mecanizada deverá ser adotada para todas as calhas que permitam acesso de equipamentos. O tipo de equipamento deverá ser compatível com o porte da calha e o nível de assoreamento. Dentre os equipamentos usuais, destacam-se:

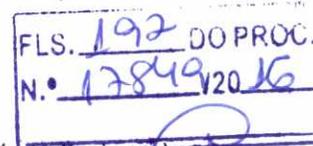
- Dragagem de sucção e recalque
- Drug-line
- Escavadeira hidráulica
- Retro-escavadeira
- Trator de esteira
- Outros.

A cota fina de dragagem deverá ser compatível com a cota do corpo receptor, caso haja condições de descarga satisfatória, os serviços de desassoreamento podem ser iniciados de jusante para montante, com exceção de canais que recebam dragagem de sucção, os quais, para cada caso, terão um planejamento operacional específico.

Quando da utilização de dragagem de sucção, deverão ser precedidos os seguintes serviços:



- Levantamento batimétrico com seções transversais a cada 10(dez) metros;
- Definição de locação de ensecadeiras;
- Definição de bota-foras provisórios (diques);
- Definição de transposição do equipamento em canais com travessias (pontes, etc.);
- Definição de cota final de dragagem.



Quando da utilização de escavadeira mecânica tipo drag-line, cuidados especiais deverão ser adotados no deslocamento e manuseios da máquina, durante a operação de escavação.

As escavadeiras hidráulicas são adotadas para calhas de médio porte, podendo ser utilizadas para calhas de maior porte, desde que, a operação se faça por ambas as margens.

As retro-escavadeiras são normalmente utilizadas para canais de pequeno porte. A conformação final da calha em canais em terreno natural deverá ser previamente definida e acompanhada pela fiscalização.

Recomenda-se a utilização de caçambas estanques para a remoção de resíduos, a fim de evitar o derrame de material durante o percurso canal/bota-fora definitivo.

### 7.2.2 Limpeza manual

A limpeza manual é recomendável para as seguintes situações:

- Canais que não permitam acesso de máquinas às suas margens;
- Canais de pequeno porte, cuja escavação exigida não seja superior a 0,50 m de profundidade.

Antes do início da escavação manual deverão ser realizados os seguintes serviços:

- A limpeza é feita de jusante para montante;
- As equipes devem possuir no mínimo 10 homens, distribuídas em frentes de serviços e cada uma delas, dirigida por um chefe de equipe;
- Canais cobertos com vegetação do tipo baronesa deverão ser abordados com o uso de gadanho de cabo longo. A vegetação deverá ser arrastada para as margens e confinada para posterior remoção;
- A operação de capinação deverá ser feita com o uso de estrovenga, no leito, talude e margens. Normalmente, quando possível, é recomendável a limpeza de uma faixa de no mínimo 03(três) metros, em ambas as margens;
- Após o serviço de capinação, segue o destocamento de raízes, o qual deverá ser executado com uso de enxada e enxadecos;



A escavação manual precisa ser realizada como uso de enxadas e pás, a remoção do material do leito do canal para as margens deverá ser feita com tombo de pá.

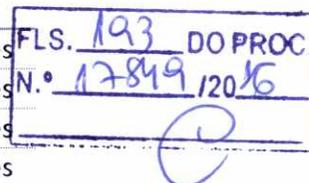
Algumas recomendações a respeito do serviço de escavação devem ser observadas:

- O material escavado deverá ser confinado em pontos estratégicos para posterior remoção e transportado para o bota-fora definitivo;
- A remoção é feita com carga manual ou mecânica em caminhão basculante, no máximo até 48 horas após a conclusão dos serviços de escavação.

A título de exemplo segue um modelo de “Kit” de ferramentas, fardamento e equipamento de proteção para uma equipe padrão.

**Tabela 51 - “Kit” para Limpeza Manual de Canais – Equipe 10(dez) Homens**

<b>1 – Ferramentas</b>	
Pá viat	05 unidades
Enxada cabo normal	05 unidades
Garfo	02 unidades
Gadanhco cabo longo	02 unidades
Foice	03 unidades
Enxadeco	03 unidades
Carro de mão com pneus	05 unidades
Estrovenga	02 unidades
Chibanca	02 unidades
<b>2 – Fardamentos (02 unidades por homem)</b>	
Bermuda padrão	20 unidades
Camisa em malha de algodão padrão	20 unidades
<b>3 – Equipamentos de proteção</b>	
Capacete	10 unidades
Bota de cano longo	10 pares
Luvas de proteção (de raspa)	10 pares
Estojo para primeiros socorros	01 unidade



### 7.3 LIMPEZA E DESOBSTRUÇÃO DE GALERIAS

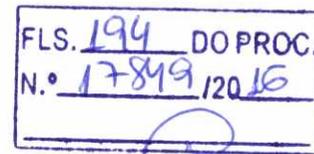
Define-se limpeza de galerias – tubulações, um conjunto de operações que visam à remoção de resíduos do interior das linhas troncos, linhas secundárias, ramais coletores, dispositivos de inspeção e de coleta.

Quando da elaboração de projetos básicos para limpeza de galerias, deverá ser um levantamento dos seguintes dados cadastrais:

- Locação de poço de visita (PV) não registrado no cadastro PCR – 1988;



- Locação de dispositivo de coleta;
- Diâmetro e sentido de escoamento por tramo;
- Levantamento de medidas em cada poço de visita;
- Profundidade de cada PV – fundo em relação a superfície do tampão;
- Alturas entre geratrizes inferiores dos tubos de chegada e saída(s) em relação à superfície do tampão;
- Diâmetro dos ramais coletores.



A seguir são descritas as atividades necessárias para a execução de limpeza das galerias.

### 7.3.1 Serviços de escritório

Recomenda-se a elaboração de projeto básico, cobrindo toda a área objeto dos serviços de limpeza, o qual deve ser apresentado contendo no mínimo as seguintes informações:

- Planimetria da área a ser trabalhada;
- Lançamento da rede com a indicação dos poços de visita;
- Sentido de escoamento;
- Diâmetros das tubulações e secções das canaletas;
- Dispositivos de coleta;
- Pontos de jusante (descargas);
- Orçamento básico;
- Outros.

### 7.3.2 Serviços de campo

#### 7.3.2.1 Limpeza manual

De posse do “planejamento de execução” os serviços devem ser iniciados de jusante para montante, aplicando a metodologia proposta, após atendido os requisitos de sinalização.

A retirada de tampões de Poços de Visitas (PVs), tampas e/ou sobre-tampas de bocas de lobo e grades, deverá ser feita com o máximo cuidado com o uso de ferramentas especiais e/ou dispositivos mecânicos.

A Prefeitura deverá exigir, caso seja contratada uma empreiteira o cumprimento das regras de segurança e medicina do trabalho, no que diz respeito ao acesso de pessoal em ambientes confinados, isto é, no interior das galerias.



FLS. 195 DO PROC.  
N.º 17849/2016

Recomenda-se a abertura de no mínimo 3 (três) poços de visita e a limpeza precisa ser iniciada pela remoção de resíduos de cada poço, seguido pela limpeza do tramo utilizando o método de arraste com o uso sistemático de bengala para tramos com diâmetro igual ou inferior a 60 cm a operação é feita entre cada dois poços e nos dois sentidos.

Para tubulações com diâmetro maior que 60 cm, será permitida a entrada de pessoal no interior da galeria, obedecidas as exigências de segurança. Os ramais coletores e bocas de lobo deverão receber paralelamente os serviços de limpeza.

Os resíduos removidos deverão ser lançados em caçambas estacionárias distribuídas adequadamente para posterior transporte até o bota-fora definitivo.

Caso seja detectada alguma interferência física, esta deverá ser cadastrada, bem como outros problemas físicos, como abatimentos, quebra de caixilhos de poços de visita e de tampa de boca de lobo, falta ou defeito em tampões e sobre-tampas, relacionando-os em planilha de serviços excedentes e/ou extras para orçamento com pedido de autorização para execução dos serviços e substituição das peças danificadas.

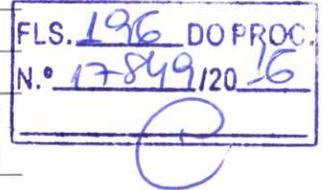
A título de exemplo segue um modelo de “Kit” de ferramentas, fardamento e equipamento de proteção para uma equipe padrão.

**Tabela 52 - “Kit” para Limpeza Manual de Galerias – Equipe 05(cinco) Homens**

<b>1 – Ferramentas</b>	
Picareta	02 unidades
Balde de construção	03 unidades
Carro de mão	01 unidade
Enxada de cabo normal	02 unidades
Enxada de cabo curto	02 unidades
Corda sisal de 1”	10 metros
Pá viat	02 unidades
Arame CA-60 de 5/8”	20 metros
Marreta de 5kg	01 unidade
Ponteiro de 2”	01 unidade
Garfo	02 unidades
Ganhos com cabo longo	02 unidades
Alavanca	01 unidade
Cavalete de sinalização	03 unidades
Bengala composta de:	
- 14 tubos de ferro galvanizado de ¾” com rosca e 50 cm de comprimento	
- 08 tubos de ferro galvanizado de ¾” com rosca e 100 cm de comprimento	
- 22 luvas galvanizadas de ¾”	
- 01 pá para tubos até 30 cm diâmetro	
Pá para tubos com diâmetro superior a 30 cm	02 unidades



<b>1 – Ferramentas</b>	
Chave inglesa nº 10	01 unidade
<b>2 – Fardamentos (02 unidades por homem)</b>	
Bermuda padrão	10 unidades
Camisa em malha de algodão padrão	10 unidades
<b>3 – Equipamentos de proteção</b>	
Bota de cano curto	05 pares
Luva de raspa	05 pares
Estojo para primeiros socorros	01 unidade
Máscara contra gases	02 unidades



### 7.3.2.2 Limpeza mecânica

#### ○ Hidrojateamento

O início dos serviços deverá ser precedido de consulta aos cadastros de serviços, visita ao campo e sinalização.

A limpeza é iniciada pelos tramos mais a montante, de modo que eventuais passagens de material sólido por sobre o dique não obstruam trechos limpos.

Caso a área possua tráfego de veículos mais intenso, é recomendável que seja feito um planejamento prévio, devido à interrupção de uma faixa de rolamento, exigindo deste modo uma sinalização adequada e eventuais desvios de tráfego.

As etapas de limpeza por hidrojateamento estão descritas a seguir. Estas informações foram extraídas do documento **Metodologias Construtivas de Drenagem – Volume 8** da Secretaria de Serviços Públicos da Prefeitura de Recife.

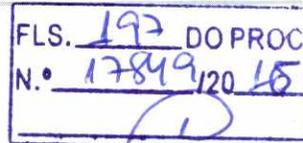
#### 1) Instalação de Diques

Para início dos serviços deverá ser executado um dique no PV de jusante do trecho a ser limpo e desobstruído, para o represamento da água, e obter condições de trabalho para a bomba de sucção.

A execução do dique deverá ser realizada com o emprego de sacos empilhados ou tijolos rejuntados. Os sacos utilizados podem ser preenchidos com areia ou solo-cimento.

Outras alternativas podem ser empregadas de acordo com as dimensões geométricas da galeria e a vazão de escoamento.

A operação de limpeza deve ser iniciada pelo tramo mais a montante do trecho a ser limpo, de modo que, eventuais passagens de material sólido por sobre o dique não destruam trechos já limpos.



## 2) Instalação dos Equipamentos

Os equipamentos necessários para a execução dos serviços deverão preferencialmente ser instalados sobre caminhões, possibilitando maior mobilidade. Deverão ser utilizados: conjunto de bombas, mangueiras e tanque de armazenamento de água, sistema de tratamento da água de circulação, separação de sólidos e depósito de material removido e transporte para “bota-fora”.

A bomba de sucção deverá ser instalada junto ao dique, no PV de jusante. A mangueira equipada com o bico de alta pressão deverá ser posicionada neste local para o início dos serviços.

## 3) Operação de Limpeza

A operação de limpeza é iniciada com a operação da bomba de sucção conduzindo a água acumulada no dique para o sistema de reprocessamento e efetuando o armazenamento no tanque de água.

Ligada à bomba de alta pressão, a mangueira equipada com o bico de alta pressão é posicionada e inicia a desagregação do material depositado na galeria. O fluxo de água deverá proporcionar o arraste do material para as proximidades do dique, permitindo que a bomba de sucção remova-o para fora da galeria.

A água succionada passa por peneiras estáticas e filtro para o posterior armazenamento e reutilização. O material retido será encaminhado para o depósito de material removido. O ciclo de uso da água se completa. A operação deverá prosseguir até a total desobstrução e limpeza da galeria. Durante a operação de limpeza, o excesso de água afluyente pela galeria deverá escoar para jusante, por sobre a ensecadeira.

## 4) Remoção dos Equipamentos

Com o término dos serviços em um tramo entre dois PV's, os equipamentos deverão ser removidos e o dique desfeito, removendo integralmente o material utilizado na sua confecção. A água dos equipamentos deverá ser despejada na galeria. Deverá ser assegurado que nenhum material removido seja deixado na via pública.

O serviço de limpeza estará finalizado quando todos os tramos da galeria estiverem desobstruídos.

### ○ Método de arraste

O início dos serviços deverá ser precedido de consulta aos cadastros de serviços, visita ao campo e sinalização.

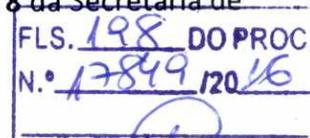
A limpeza é iniciada pelos tramos mais a montante, de modo que eventuais passagens de material sólido por sobre o dique não obstruam trechos limpos.



Caso a área possua tráfego de veículos mais intenso, é recomendável que seja feito um planejamento prévio, devido à interrupção de uma faixa de rolamento, exigindo deste modo uma sinalização adequada e eventuais desvios de tráfego.

Será necessária uma inspeção prévia dos PV's a fim de averiguar eventuais avarias e irregularidades para passagem das caçambas de arraste, as quais deverão ser corrigidas antes do início da operação de limpeza.

As etapas de limpeza pelo método de arraste estão descritas a seguir. Estas informações foram extraídas do documento **Metodologias Construtivas de Drenagem – Volume 8** da Secretaria de Serviços Públicos da Prefeitura de Recife.



#### 1) Inspeção dos PV's

Antes do início dos serviços, os PV's deverão ser inspecionados. Eventuais avarias e irregularidades que provoquem dificuldades na passagem das caçambas deverão ser corrigidas ou reparadas.

#### 2) Posicionamento dos Equipamentos

Os equipamentos necessários à execução dos serviços deverão ser posicionados junto aos PV's, preferencialmente instalados sobre veículos, para minimizar as interferências com o trânsito.

A montante deverá ser instalado o equipamento que propicia a fixação de caçamba de limpeza ao cabo de aço e sua introdução vertical no PV, e a jusante o equipamento tracionador e que propicia a retirada da caçamba, seu basculamento na caçamba para depósito e transporte ao "bota-fora".

#### 3) Instalação das Roldanas e Passagem do Cabo de Aço

Dentro dos PVs, na entrada e na saída do tramo de galeria a ser limpo e desobstruído, são instaladas roldanas para o giro e guia do cabo para dentro da galeria. Tais roldanas deverão ser compatíveis com a caçamba para a perfeita operação dos equipamentos.

O cabo de aço deverá ser passado entre os PV's interligando os equipamentos instalados e passando pelas roldanas. Logo após, deverá ser tensionado para que se iniciem os serviços com a fixação da caçamba de arraste.

#### 4) Operação de Limpeza

A operação de limpeza se inicia com a fixação da caçamba no cabo de aço junto ao equipamento de jusante.

Uma vez fixada, os equipamentos iniciam o deslocamento do cabo de aço introduzindo-a no PV. Passando pela roldana, inicia-se a limpeza através do arrasto da caçamba no fundo da galeria capturando os detritos acumulados.

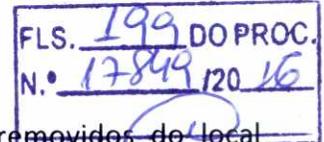


Ao ser retirada do PV de montante, a caçamba é descarregada no depósito que destinará o material para “bota-fora”. A caçamba vazia deve ser desprendida do cabo de aço e transportada até o PV de jusante para o reinício dos serviços.

A passagem da caçamba pelo trecho de galeria se fará tantas vezes quantas forem necessárias para a completa limpeza e desobstrução da galeria. Durante a operação de limpeza, cuidados especiais deverão ser tomados para evitar que materiais removidos da galeria venham a cair sobre a via pública.

#### 5) Remoção dos Equipamentos

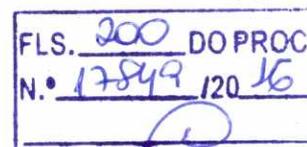
Com o término dos serviços, os equipamentos utilizados deverão ser ~~removidos do local~~ desobstruindo a via pública. Deverá ser assegurado que nenhum material removido permaneça na via pública.



#### 6) Repetição dos serviços nos demais trechos

Completados os serviços de limpeza em um tramo, deverá ser efetuada a limpeza nos tramos a jusante até se completarem os serviços de limpeza de todo o trecho.

Deverá ser feita a limpeza da via pública para remoção de eventuais materiais derramados pelo processo de limpeza.



## 8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AZZOUT, Y et al. **Techniques Alternatives en Assainissement Pluvial: Choix, Conception, Réalisation et Entretien**. Paris: Collection Tec & Doc Lavoisier, 1994. 378 p.

BAPTISTA, M. ETG UFMG, 2011. Disponível em: <<http://www.etg.ufmg.br/tim1/palestradrenagemmarcio.pdf>>. Acesso em: 24 Janeiro 2012.

\_\_\_\_\_; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH, 2005. 266 p.

BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem**. Rio de Janeiro: 1990.

\_\_\_\_\_. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Drenagem: Dissipadores de energia; Especificação de serviço**. Rio de Janeiro: 2006. 7 p. (Norma DNIT 022/2006 - ES).

\_\_\_\_\_. \_\_\_\_\_. \_\_\_\_\_. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem**. 2ª ed. Rio de Janeiro: 2005. 133 p. (IPR. Publ., 715).

BRIGHETTI, G.; MARTINS, J. R. S. **Estabilização e Proteção de Margens**. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. São Paulo, 2001. (Apostila da Disciplina PHD 5023 – Obras Fluviais).

CANHOLI, A. P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

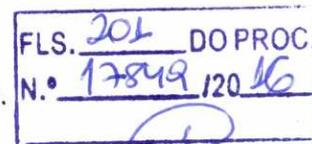
\_\_\_\_\_. Soluções Estruturais não Convencionais em Drenagem Urbana. 1995. 215 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

CHOW, V. T. **Open Channel Hydraulics**: International Student Edition. Tokyo: McGraw-Hill Kogakusha LTD, 1959.

CSOBI, A. **Amortecimento superficial nos sistemas de micro-drenagem em regiões de baixa declividade**. 2011. 152 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, São Paulo, 2011.

DENVER. City and County of Denver. Department of Public Works. Wastewater Management Division. Engineering Division. **Storm Drainage Design and Technical Criteria**. [Denver]: 2006.

FUNDAÇÃO CENTRO TECNOLÓGICO DE HIDRÁULICA. Prefeitura da Estância Balneária de Mongaguá. **Diretrizes para Drenagem Urbana**. São Paulo: FCTH/PMM/FEHIDRO, 2001.



FRENCH, R. H. **Open Channel Hydraulics**. New York: McGraw-Hil, 1986. 739 p.

HENDERSON, F. M. **Open Channel Flow**. New York: The Macmillan Company, 1966. 522 p.

HUFF, F. A. **Time Distributions of Heavy Rain Storms in Illinois**. Champaign: ISWS/IDENR, Circular 173, 1990. 22 p.

JUIZ DE FORA. Secretaria de Planejamento e Desenvolvimento Econômico. **Plano de Drenagem de Juiz de Fora**: Manual de Drenagem. Juiz de Fora: FADEPE/PJF/AGEVAP, v. 3, 2011. 221 p. 3 v.

KIBLER D. F. **Urban Stormwater Hydrology**. Water Resources Monograph 7, American Geophysical Union, Washington. D.C. EUA, 1982.

KITE. G. W. **Frequency and Risk Analyses in Hidrology**. Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, 1977.

LANE, E. W. **The importance of fluvial morphology in hydraulic engineering**. Proceedings, American Society of Civil Engineers, n. 745, jul. 1955.

LENCASTRE, A. **Manual de Hidráulica Geral**. São Paulo: Edgard Blücher, 1972. 411 p.

MARTINEZ JÚNIOR, F.; MAGNI, N. L. G. **Precipitações Intensas no Estado de São Paulo**. São Paulo: SSRH/DAEE/CTH, 2014. 283 p.

NATURAL ENVIRONMENT RESEARCH COUNCIL. **Flood Studies Report**. London: NERC, 1975. v. 2.

NEW YORK. The city of New York. **NYC Green Infrastructure Plan - A Sustainable Strategy for Clean Waterways**. [New York]: 2010.

PARANÁ. Departamento de Estradas e Rodagem do Estado do Paraná. **Drenagem: dissipadores de energia**. Curitiba: 2005. 9 p. (DER/PR ES-D 04/05).

\_\_\_\_\_. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. **Plano Diretor de Drenagem para a Bacia do Rio Iguaçu na Região Metropolitana de Curitiba**: Manual de Drenagem Urbana. Curitiba: SUDERHSA/CH2MHILL, 2002. 150 p. (Programa de Saneamento Ambiental da Região Metropolitana de Curitiba).

PINTO. N. L. S. et al. **Hidrologia Básica**. São Paulo: Edgard Blücher, 1976. 278 p.

PORTO ALEGRE. Departamento de Esgotos Pluviais. **Plano Diretor de Drenagem Urbana**: Manual de Drenagem Urbana. Porto Alegre: PMPA/DEP/ IPH/UFRGS, v. 6, 2005. 167 p. 9 v.



FLS. 202 DO PROC.  
N.º 17849/2016

RECIFE. Secretaria de Serviços Públicos. **Diretrizes Executivas de Serviços de Drenagem Urbana: Diretrizes Executivas de Serviços para Limpeza de Canais, Galerias e Cadastro**. Recife: Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana, v. 4, 2003. 24 p. (ES-D04: Limpeza de Canais, Galerias e Cadastro).

\_\_\_\_\_. \_\_\_\_\_. **Metodologias Construtivas de Drenagem**. Recife: Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana, v. 8, 2002. 46 p.

SÃO PAULO. Departamento de Águas e Energia Elétrica. **Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê - PDMAT**. São Paulo: 1998.

\_\_\_\_\_. \_\_\_\_\_. Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental. **Drenagem Urbana: Manual de Projeto**. 2ª ed. São Paulo: DAEE/CETESB, 1980. 468 p.

\_\_\_\_\_. Secretaria de Estado de Saneamento e Energia. Departamento de Águas e Energia Elétrica. Diretoria de Procedimentos de Outorga e Fiscalização. **Instrução DPO Nº 002, de 30/07/2007**. São Paulo: DAEE/DPO, 2007. 6 p.

SÃO PAULO (cidade). Prefeitura do Município de São Paulo; FCTH - Fundação Tecnológica de Hidráulica. **Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo**. São Paulo: 1999.

\_\_\_\_\_. \_\_\_\_\_. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; fundamentos**. São Paulo: SMDU, 2012. 220 p. il. v. 2

\_\_\_\_\_. \_\_\_\_\_. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; diretrizes para projetos**. São Paulo: SMDU, 2012. 128 p. il. v. 3

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.

SETZER, J. ; PORTO, R. L. L. **Tentativa de avaliação de escoamento superficial com o solo e o seu recobrimento vegetal nas condições do Estado de São Paulo**. In: Boletim Técnico DAEE, v. 2, n.2, São Paulo. 1979.

SOUZA, P. A. **Eficiência Hidráulica da Boca de lobo**. Boletim 3, Centro Tecnológico de Hidráulica, DAEE, São Paulo, 1986. 36 p.

SWAMEE, P. K. **Optimal Irrigation Canal Section**. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, v. 121, n. 6, Nov/Dec. 1995.

TORRICO, J. J. T. **Práticas hidrológicas**. Rio de Janeiro: TRANSCON, 1974. 119 p.



FLS. 203 DO PROC.

N.º 17849/20 16

TOMAZ, P. **Curso de Manejo de Águas Pluviais.** 2008. Disponível em: <<http://www.pliniotomaz.com.br/cursos.shtml>>. Acesso em: 20 jul. 2013.

TUCCI, C.E.M. **Gerenciamento de Drenagem Urbana.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v. 7, n. 1, Jan/Mar. 2002.

\_\_\_\_ (Org.). **Hidrologia Ciência Aplicação.** Porto Alegre: UFRGS/ABRH/EDUSP, 1993. 943 p. (coleção ABRH de Recursos Hídricos, v. 4).

\_\_\_\_, Porto, R.L.L.; Barros, M.T. **Drenagem Urbana.** Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 1995. 428 p. (coleção ABRH de Recursos Hídricos, v. 5).

URBONAS, B.; STAHR, P. **Best Management Practices and detention for water quality drainage and CSO management.** Prentice-Hall, 1993, 449 p.

VIRGILIIS, A. L. C. de. **Procedimentos de projeto e execução de pavimentos permeáveis visando retenção e amortecimento de picos de cheia.** 2009. 191 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo, 2009.

WOODS-BALLARD, et al. **The SUDS manual.** 2007. Disponível em: <[CIRIAwww.ciria.org/](http://www.ciria.org/)>. Acesso em: 24 jul. 2012.

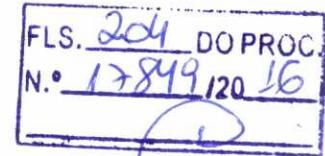
WSUD. WSUD, 2010. Disponível em: <<http://www.wsud.org/picture-library/>>. Acesso em: 24 jan. 2012.



## 9. EQUIPE TÉCNICA

### *Diretoria da Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica*

Eng. Mario Thadeu Leme de Barros  
Eng. Renato Carlos Zambon  
Eng. José Carlos Mierzwa



*Diretor Presidente*  
*Diretor Administrativo-Financeiro*  
*Diretor Técnico-Científico*

### *Área Drenagem*

Eng. Rodrigo Martins Lucci  
Eng. Cristiane Araújo Amaro  
Eng. Maria Cristina Santana Pereira  
Eng. Fábio Ferreira Nogueira  
Eng. José Rodolfo Scarati Martins

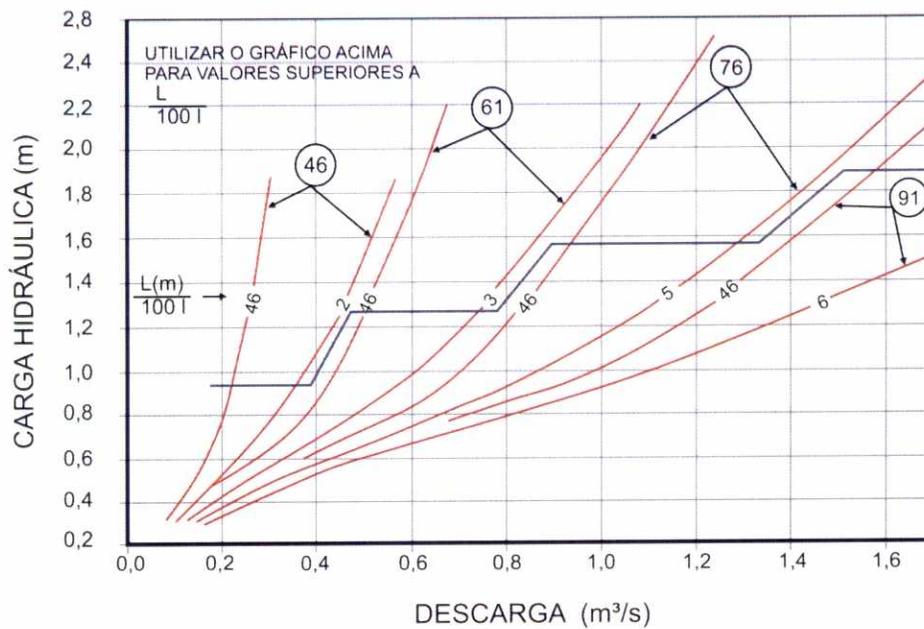
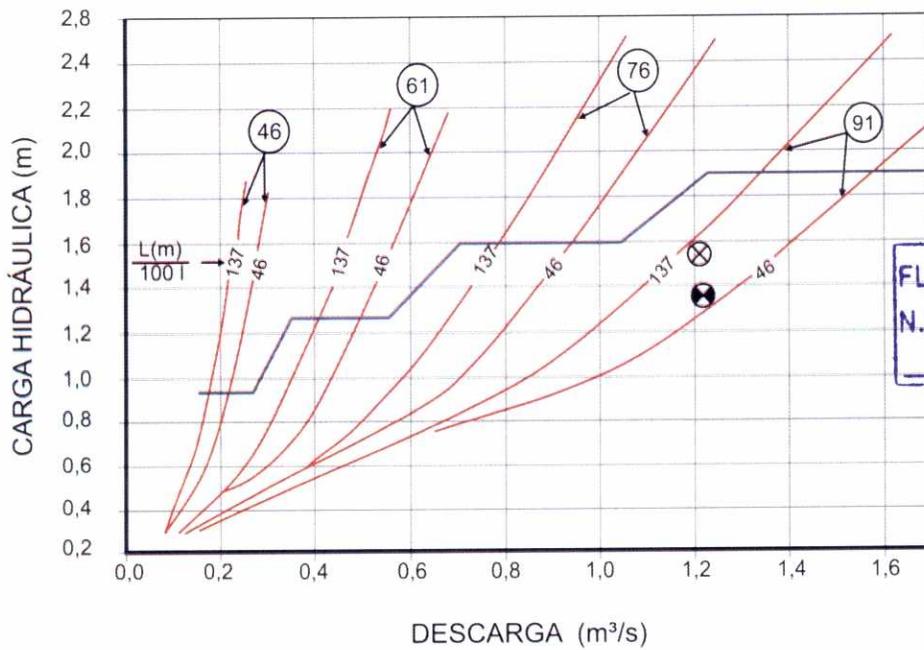
*Engenheiro Civil*  
*Engenheira Civil*  
*Engenheira Ambiental*  
*Engenheiro Ambiental*  
*Engenheiro Civil e Consultor*



FLS. 205 DO PROC.  
N.º 17849/2016

*(Handwritten signature)*

## ANEXO 1 - GRÁFICOS DE CAPACIDADE E NOMOGRAMAS



**EXEMPLO**

⊗ DADO  
Q= 1,22 m³/s  
H<sub>w</sub>= CARGA ADMISSÍVEL A MONTANTE = 1,50m  
L=22m i=0,003

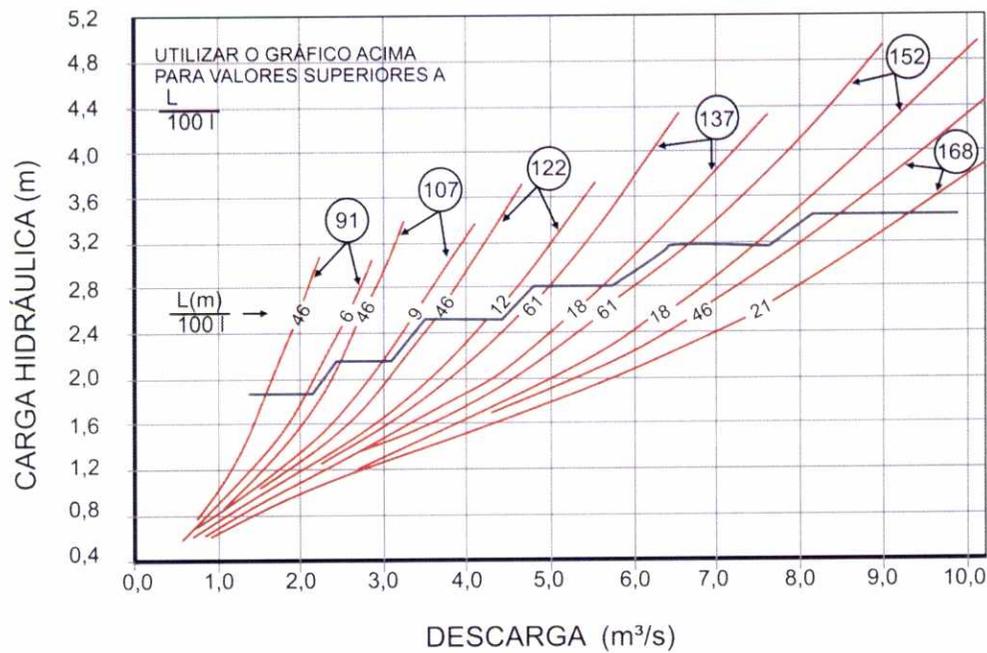
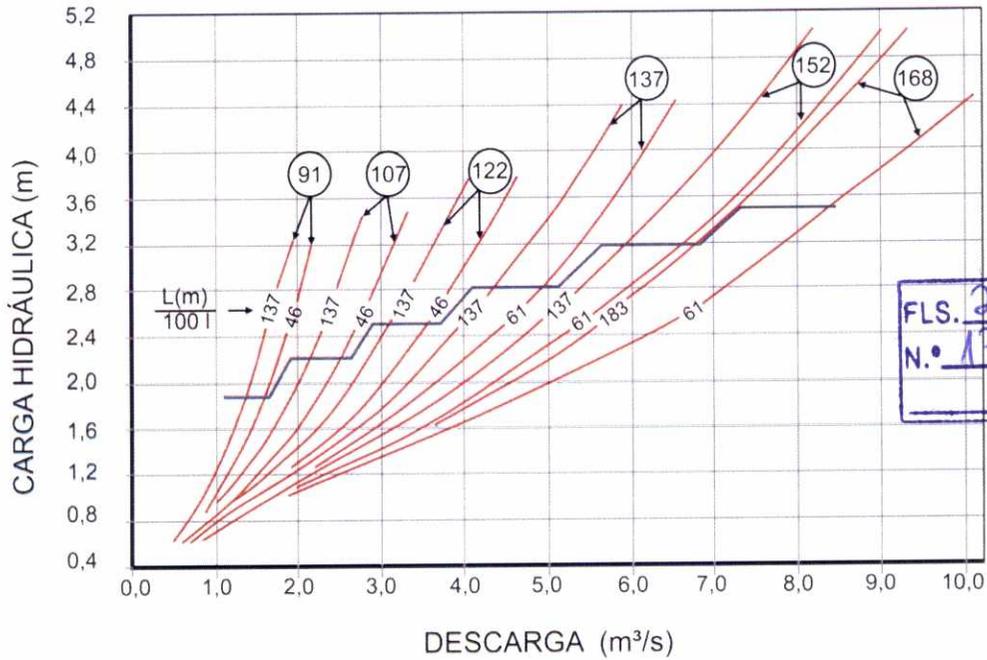
⊗ SELECIONADO  
H<sub>w</sub>= 1,34  
D= (91)

CAPACIDADE DE BUEIRO  
TUBO CIRCULAR DE METAL CORRUGADO  
ENTRADA COM MURO DE TESTA

DIÂMETRO (46) (91)  
cm cm

Figura 44 - Gráfico de capacidade de bueiro

Fonte: SÃO PAULO (2012)



**EXEMPLO**

⊗ DADO  
 $Q=3,70\text{m}^3/\text{s}$   $H_w=1,90\text{m}$   
 $L=37\text{m}$   $i=0,025$

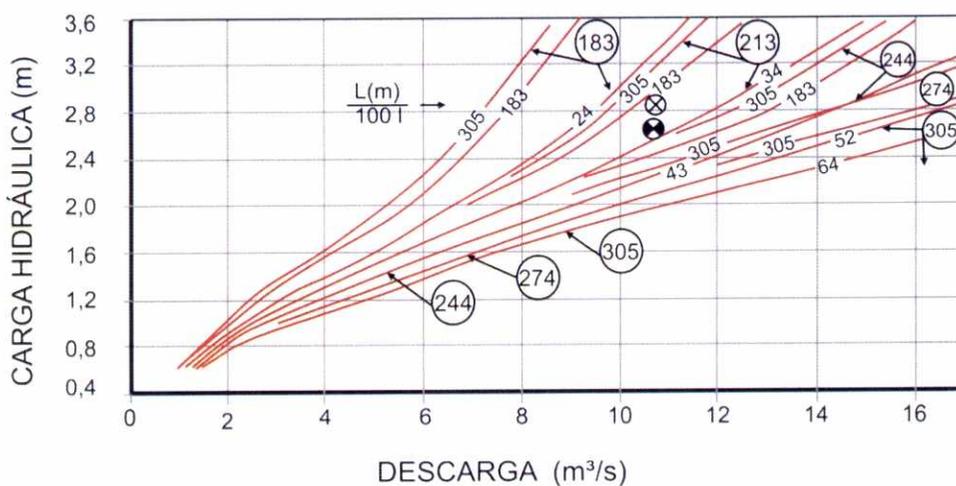
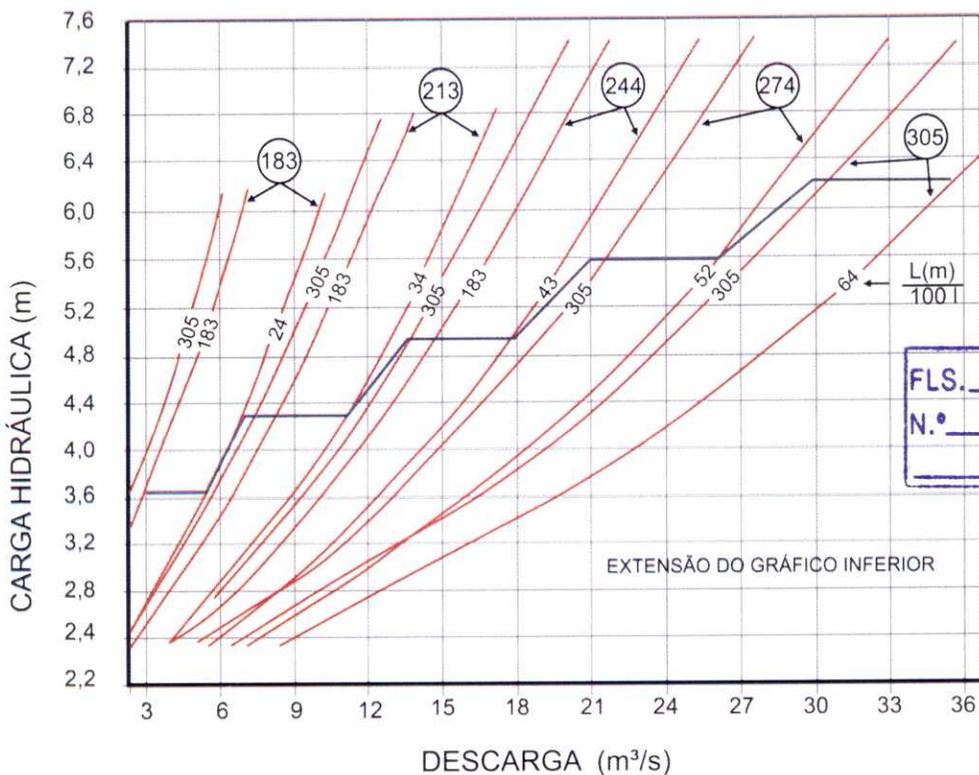
⊙ SELECIONADO  
 $H_w=1,70\text{m}$   
 $D=137$

CAPACIDADE DE BUEIRO  
TUBO CIRCULAR DE METAL CORRUGADO  
ENTRADA COM MURO DE TESTA

DIÂMETROS 91 cm a 165 cm

Figura 45 - Gráfico de capacidade de bueiro

Fonte: SÃO PAULO (2012)



**EXEMPLO**

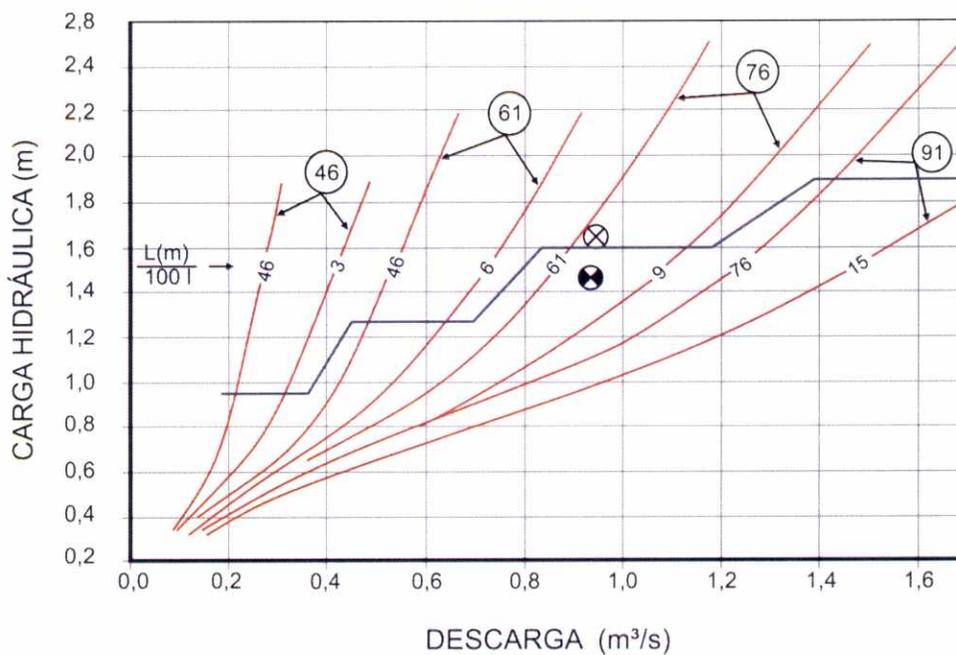
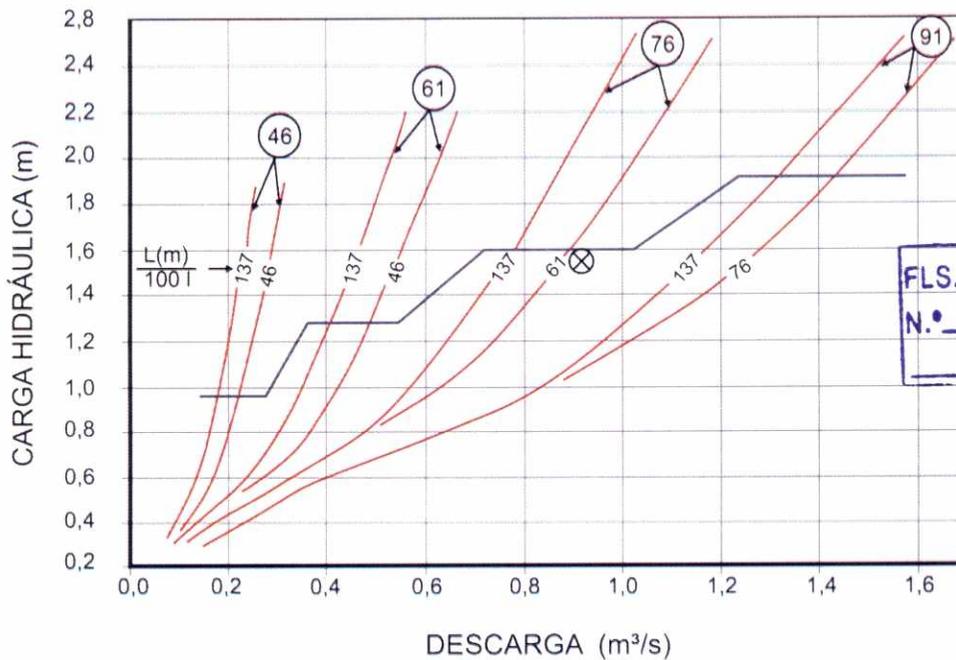
⊗ DADO  
 $Q=10,8\text{m}^3/\text{s}$   $H_w=2,90\text{m}$   
 $L=37\text{m}$   $i=0,0083$

⊗ SELECIONADO  
 $H_w=2,68\text{m}$   
 $D=213$

CAPACIDADE DE BUEIRO  
TUBO CIRCULAR DE METAL CORRUGADO  
ENTRADA COM MURO DE TESTA

DIÂMETROS  $\textcircled{183\text{cm}}$  a  $\textcircled{305\text{cm}}$

Figura 46 - Gráfico de capacidade de bueiro  
Fonte: SÃO PAULO (2012)



**EXEMPLO**

⊗ DADO  
 $Q=0,93\text{m}^3/\text{s}$   $H_w=1,60\text{m}$   
 $L=21\text{m}$   $i=0,005$

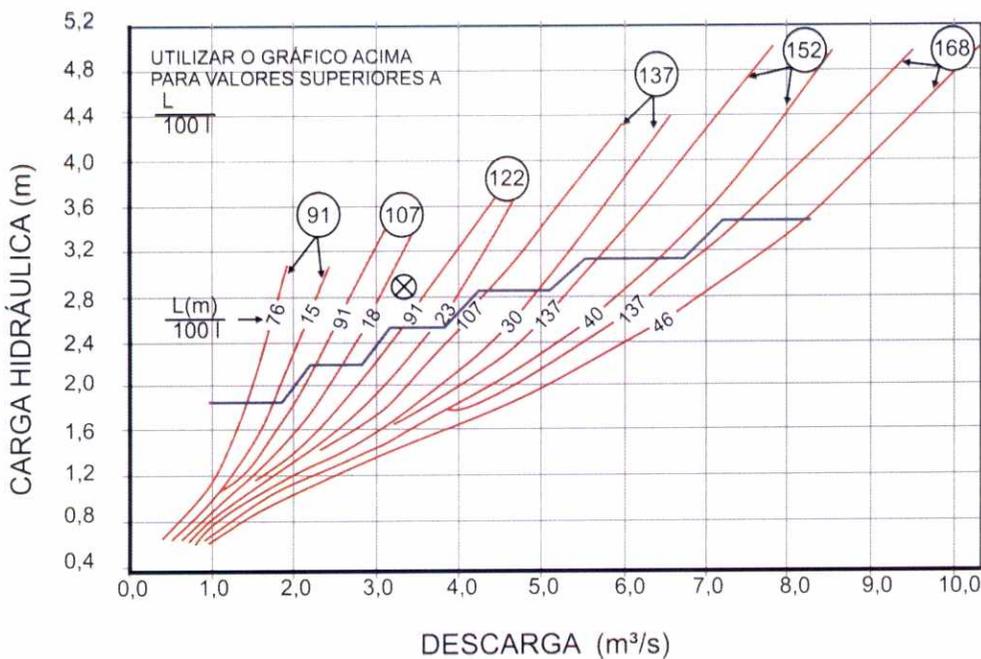
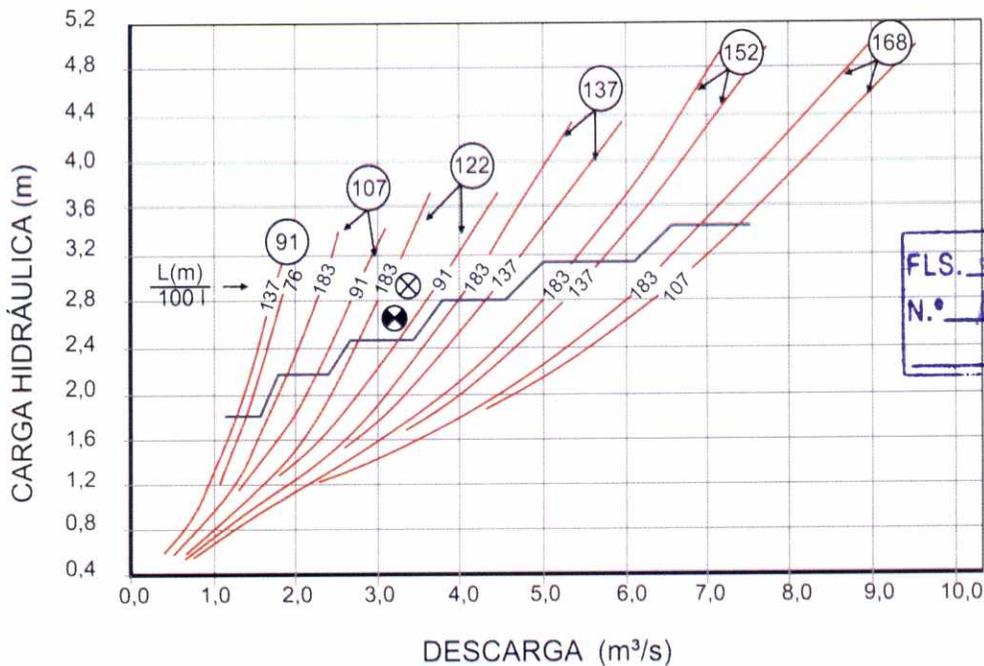
● SELECIONADO  
 $H_w=1,50\text{m}$   
 $D=76$

CAPACIDADE DE BUEIRO  
TUBO CIRCULAR DE METAL CORRUGADO  
ENTRADA PROJETANTE  
DIÂMETROS

46 cm a 91 cm

Figura 47 - Gráfico de capacidade de bueiro

Fonte: SÃO PAULO (2012)



**EXEMPLO**

⊗ DADO  
Q=3,26m<sup>3</sup>/s H<sub>w</sub>= 2,87m  
L= 41m i= 0,0034

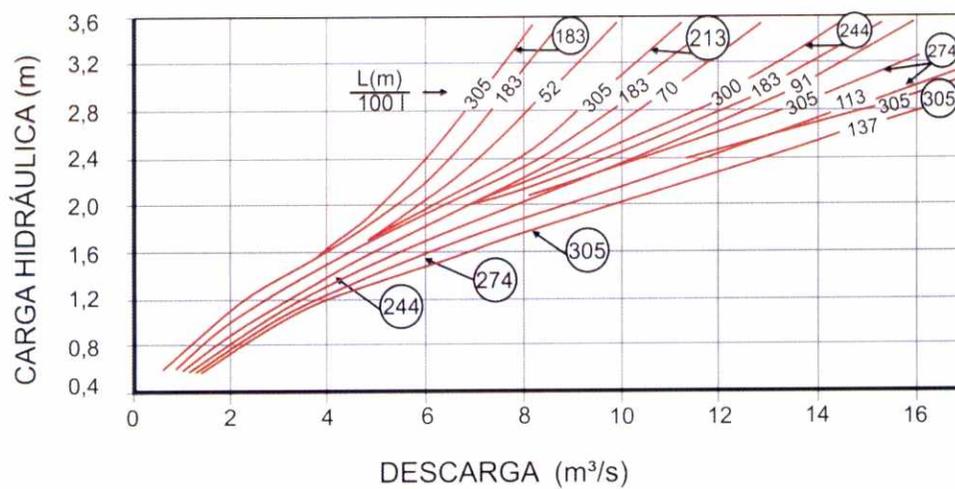
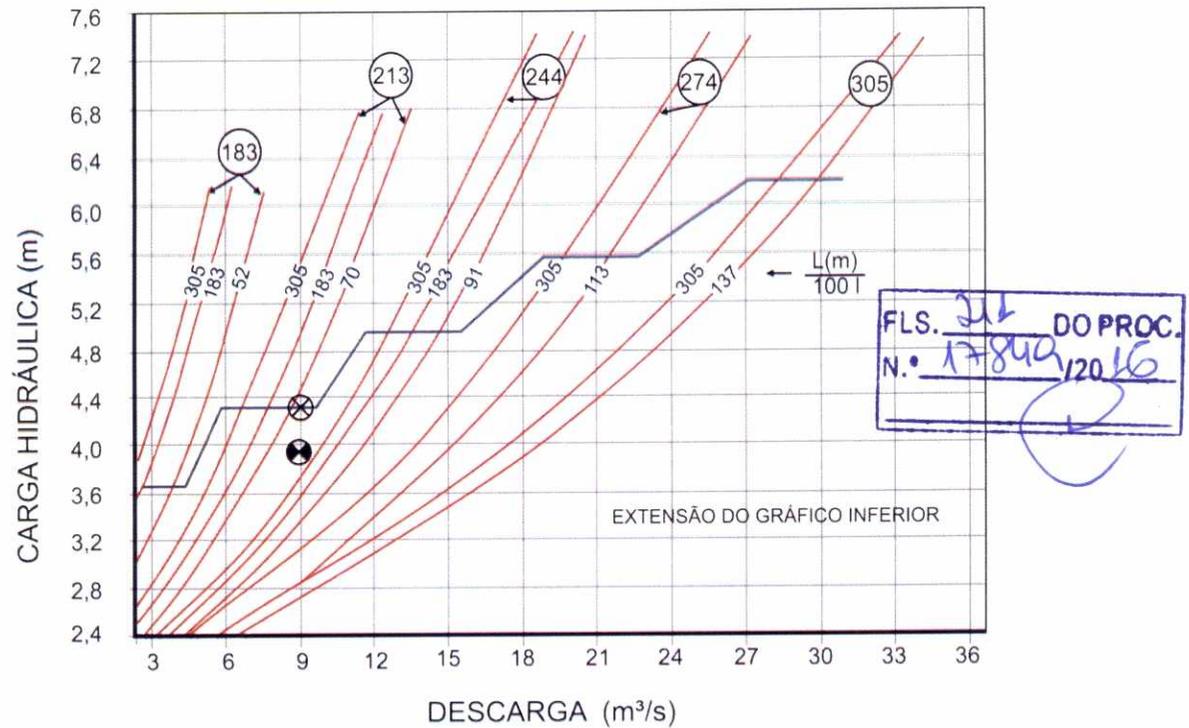
⊗ SELECIONADO  
H<sub>w</sub>= 2,62 m  
D= 122

CAPACIDADE DE BUEIRO  
TUBO CIRCULAR DE METAL CORRUGADO  
ENTRADA PROJETANTE

DIÂMETROS 91<sub>cm</sub> a 168<sub>cm</sub>

Figura 48 - Gráfico de capacidade de bueiro

Fonte: SÃO PAULO (2012)

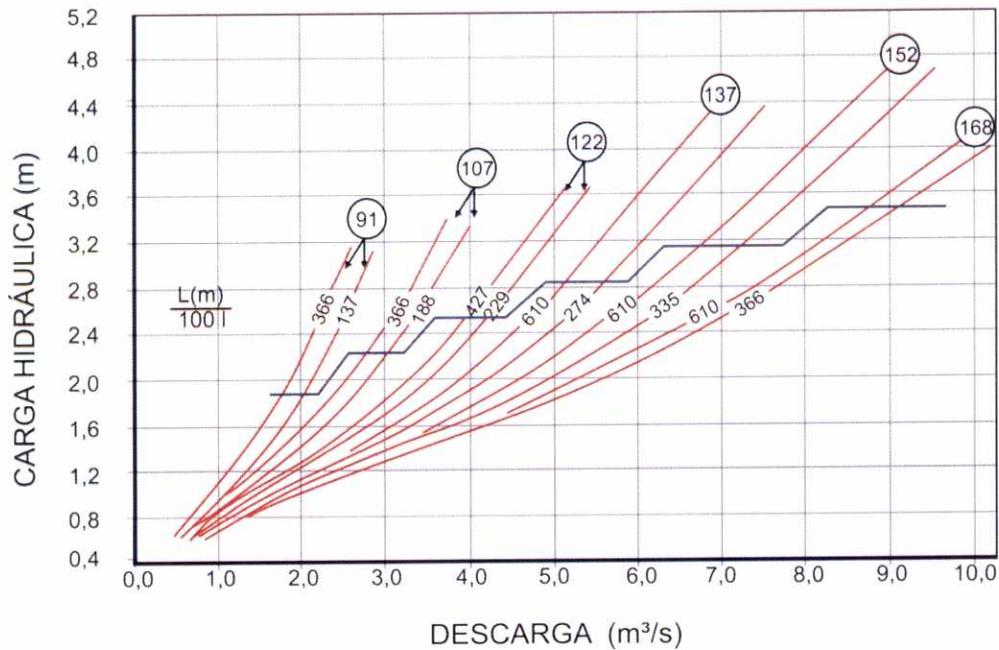
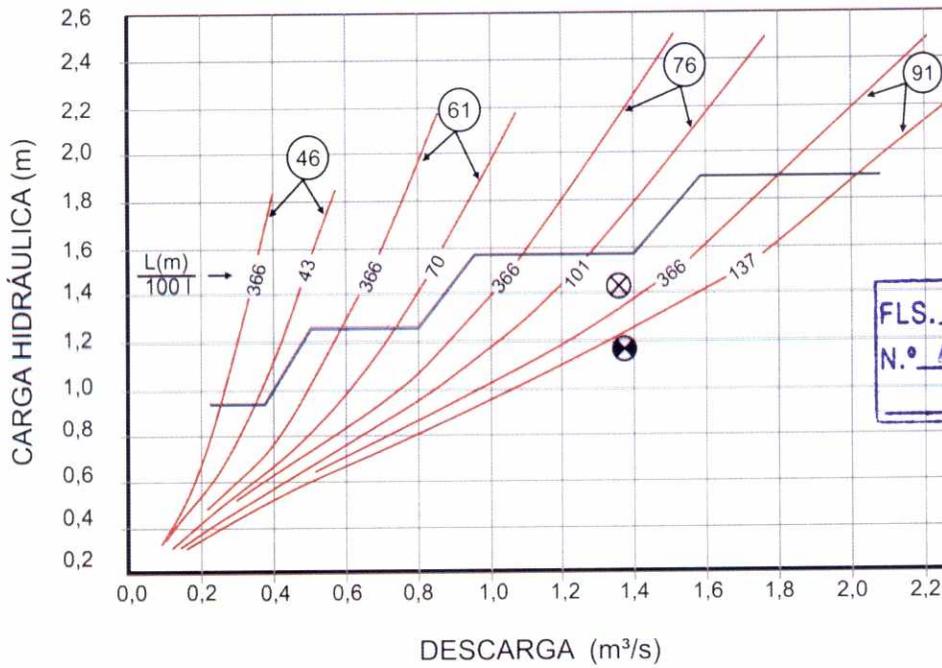


<b>EXEMPLO</b>	
⊗ DADO	Q= 15m³/s H <sub>w</sub> =4,21 m L= 82m i=0,0060
● SELECIONADO	H <sub>w</sub> = 3,96m D= 229

CAPACIDADE DE BUEIRO  
TUBO CIRCULAR DE METAL CORRUGADO  
ENTRADA COM MURO DE TESTA

DIÂMETROS 183 cm a 305 cm

Figura 49 - Gráfico de capacidade de bueiro  
Fonte: SÃO PAULO (2012)



**EXEMPLO**

⊗ DADO  
 $Q=1,38\text{m}^3/\text{s}$   $H_w=1,48\text{m}$   
 $L=18\text{m}$   $i=0,003$

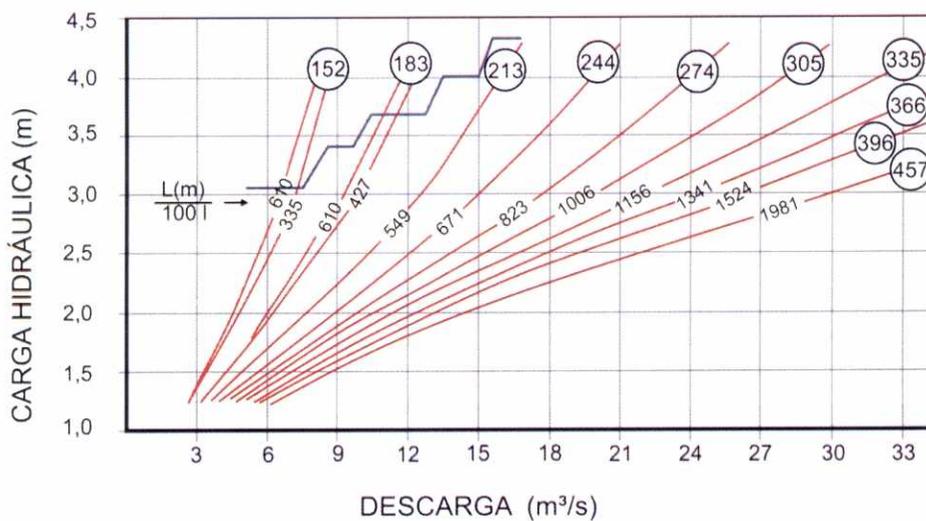
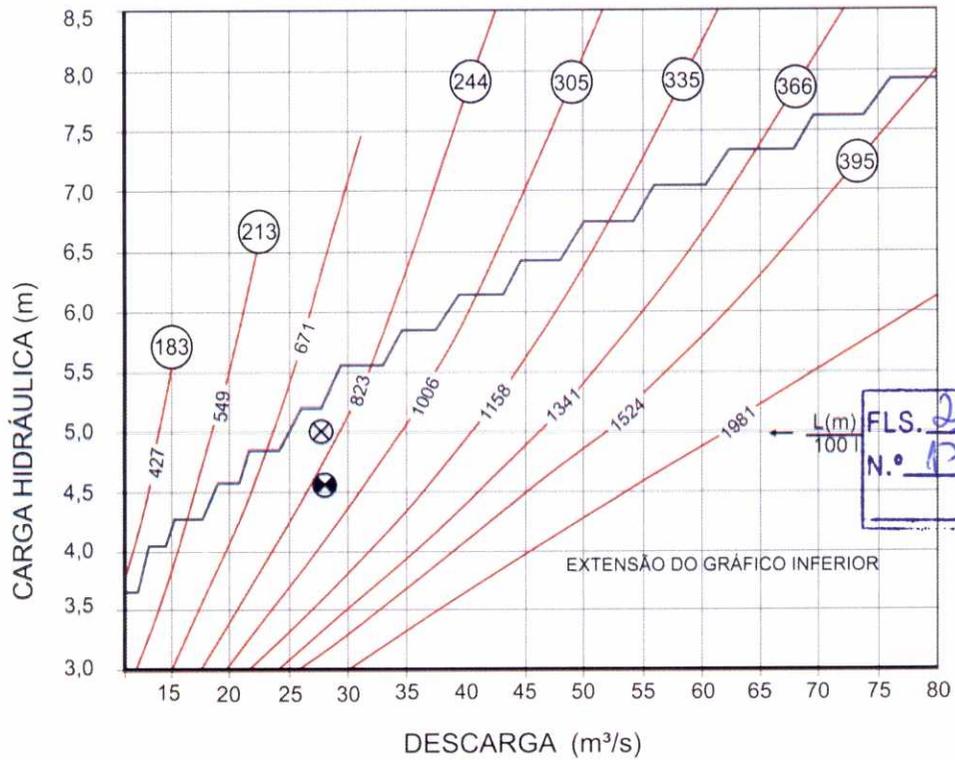
⊗ SELECIONADO  
 $H_w=1,20\text{m}$   
 $D=91$

CAPACIDADE DE BUEIRO  
TUBO CIRCULAR DE CONCRETO  
ENTRADA COM BORDA EM ÂNGULO RETO

DIÂMETROS 46 cm a 168 cm

Figura 50 - Gráfico de capacidade de bueiro

Fonte: SÃO PAULO (2012)



**EXEMPLO**

⊗ DADO  
 $Q=26,9\text{m}^3/\text{s}$   $H_w=4,90\text{m}$   
 $L=146\text{m}$   $i=0,0040$

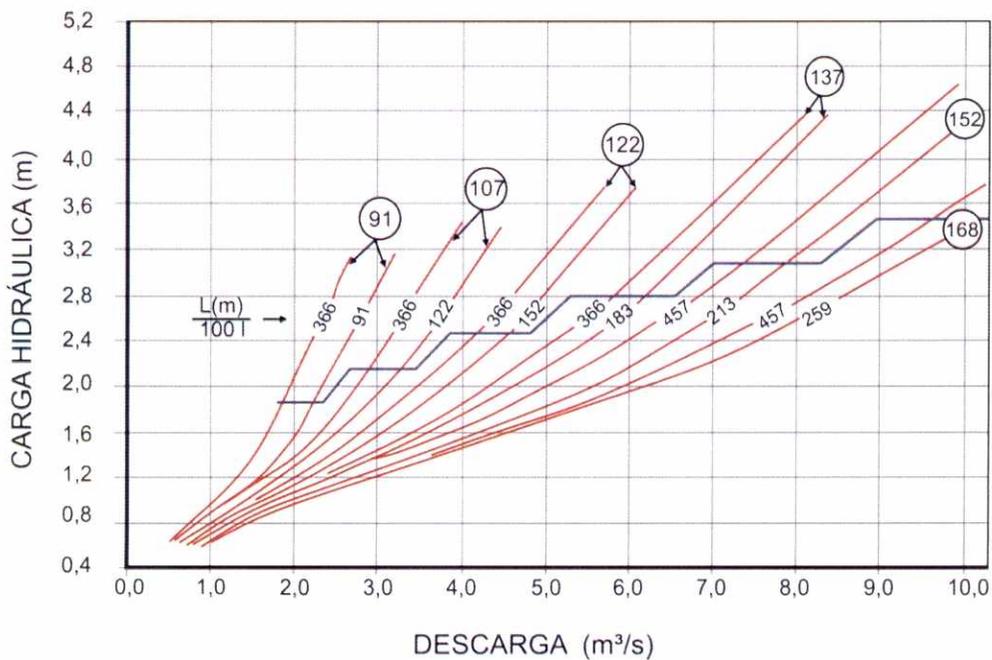
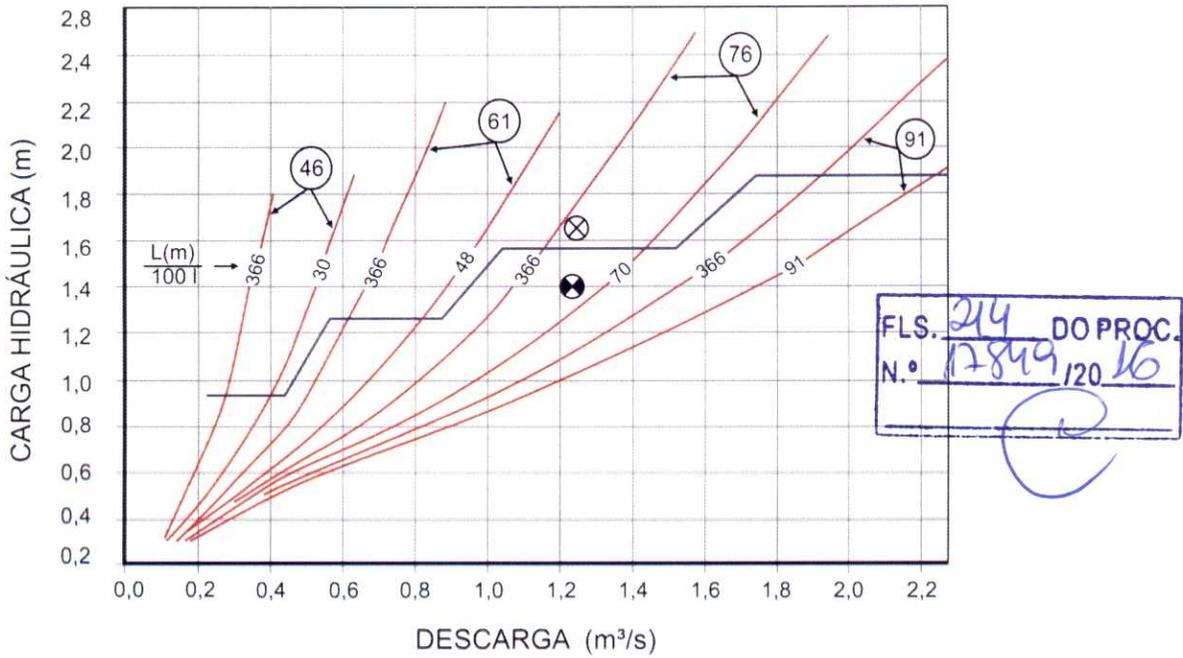
⊗ SELECIONADO  
 $H_w=4,57\text{m}$   
 $D=274$

CAPACIDADE DE BUEIRO  
 TUBO CIRCULAR DE CONCRETO  
 ENTRADA COM BORDA EM ÂNGULO RETO

DIÂMETROS  $\textcircled{152}$  a  $\textcircled{457}$   
 cm cm

Figura 51 - Gráfico de capacidade de bueiro

Fonte: SÃO PAULO (2012)



**EXEMPLO**

⊗ DADO  
Q=1,22m<sup>3</sup>/s H<sub>s</sub>=1,65 m  
L=37 m i=0,002

⊗ SELECIONADO  
H<sub>s</sub>= 1,43m  
D= 76

CAPACIDADE DE BUEIRO  
TUBO CIRCULAR DE CONCRETO  
ENTRADA COM BORDA RANHURADA

DIÂMETROS 46 cm a 168 cm

Figura 52 - Gráfico de capacidade de bueiro

Fonte: SÃO PAULO (2012)

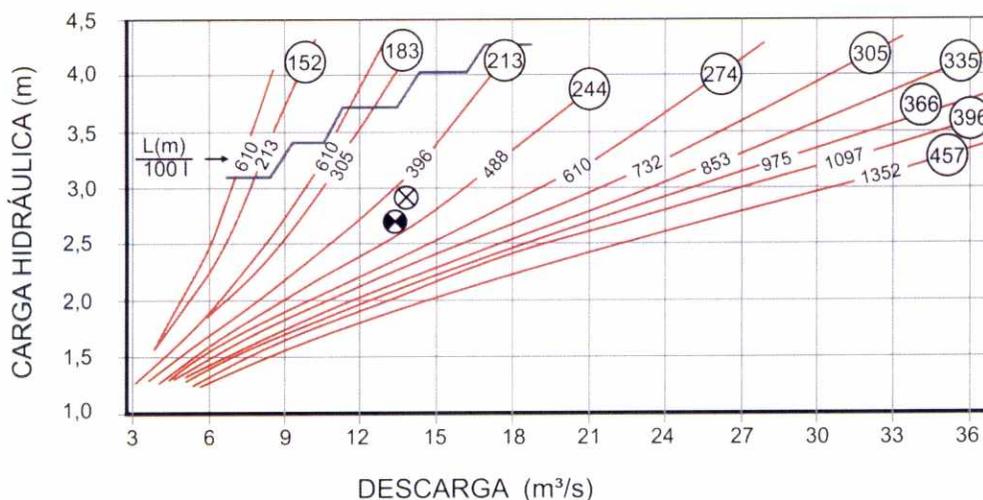
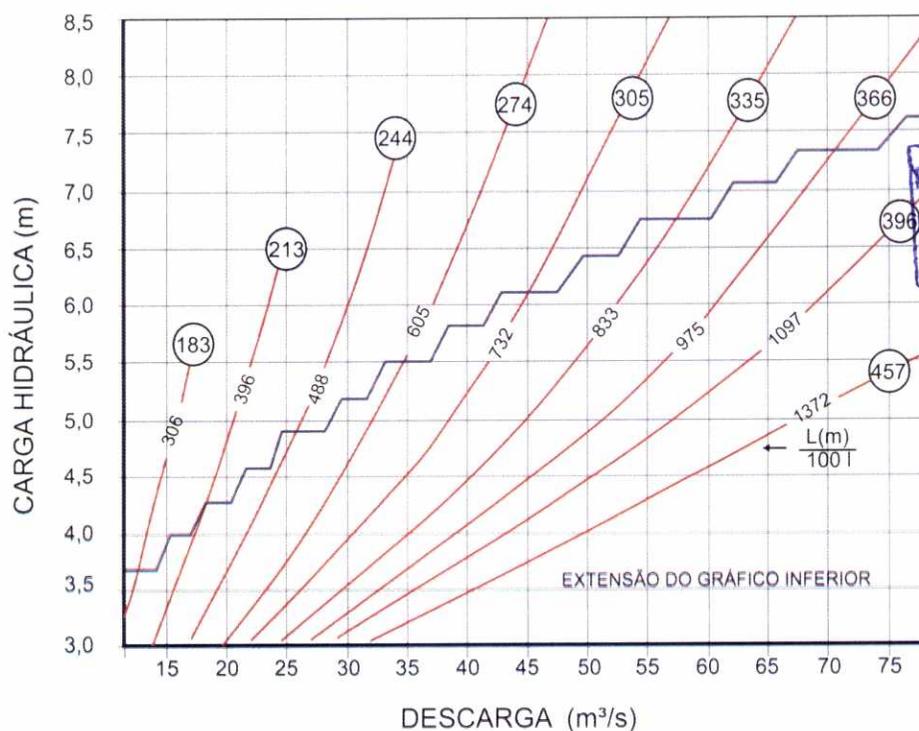


Figura 53 - Gráfico de capacidade de bueiro

Fonte: SÃO PAULO (2012)

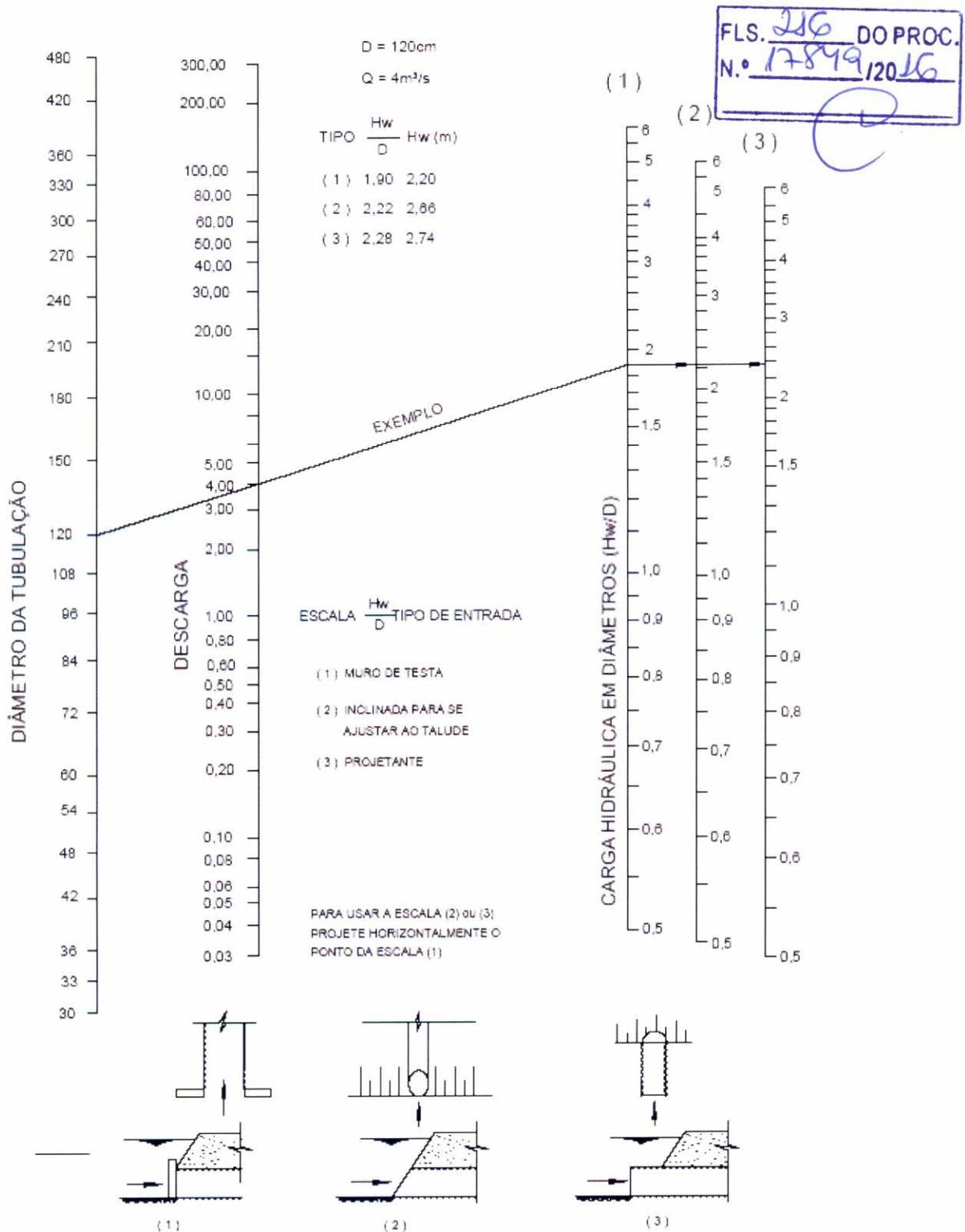
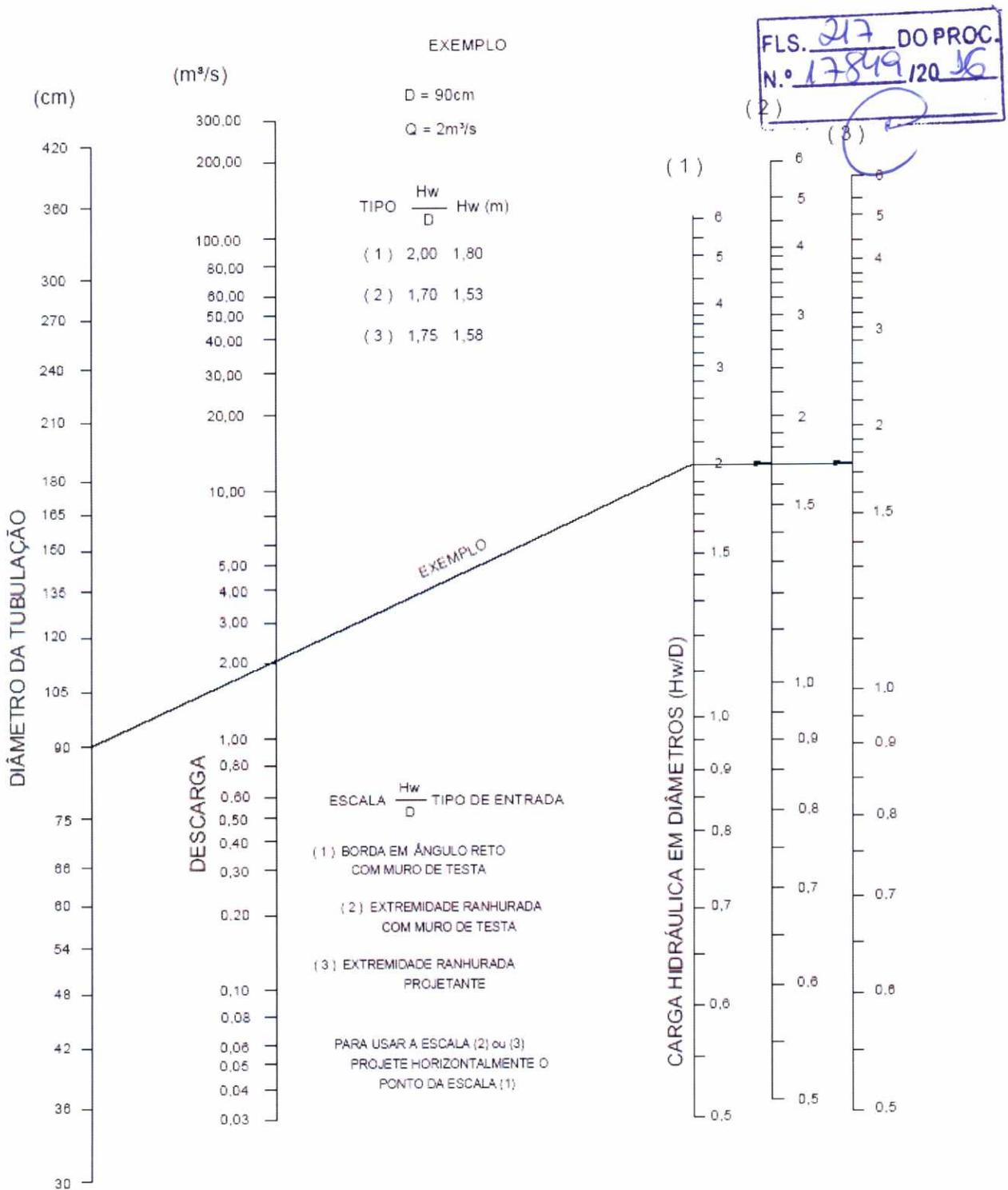


Figura 54 - Nomograma de carga hidráulica a montante para tubos de metal corrugado com controle na entrada  
Fonte: SÃO PAULO (2012)



**Figura 55 - Nomograma de carga hidráulica a montante para tubos de concreto com controle na entrada**

Fonte: SÃO PAULO (2012)

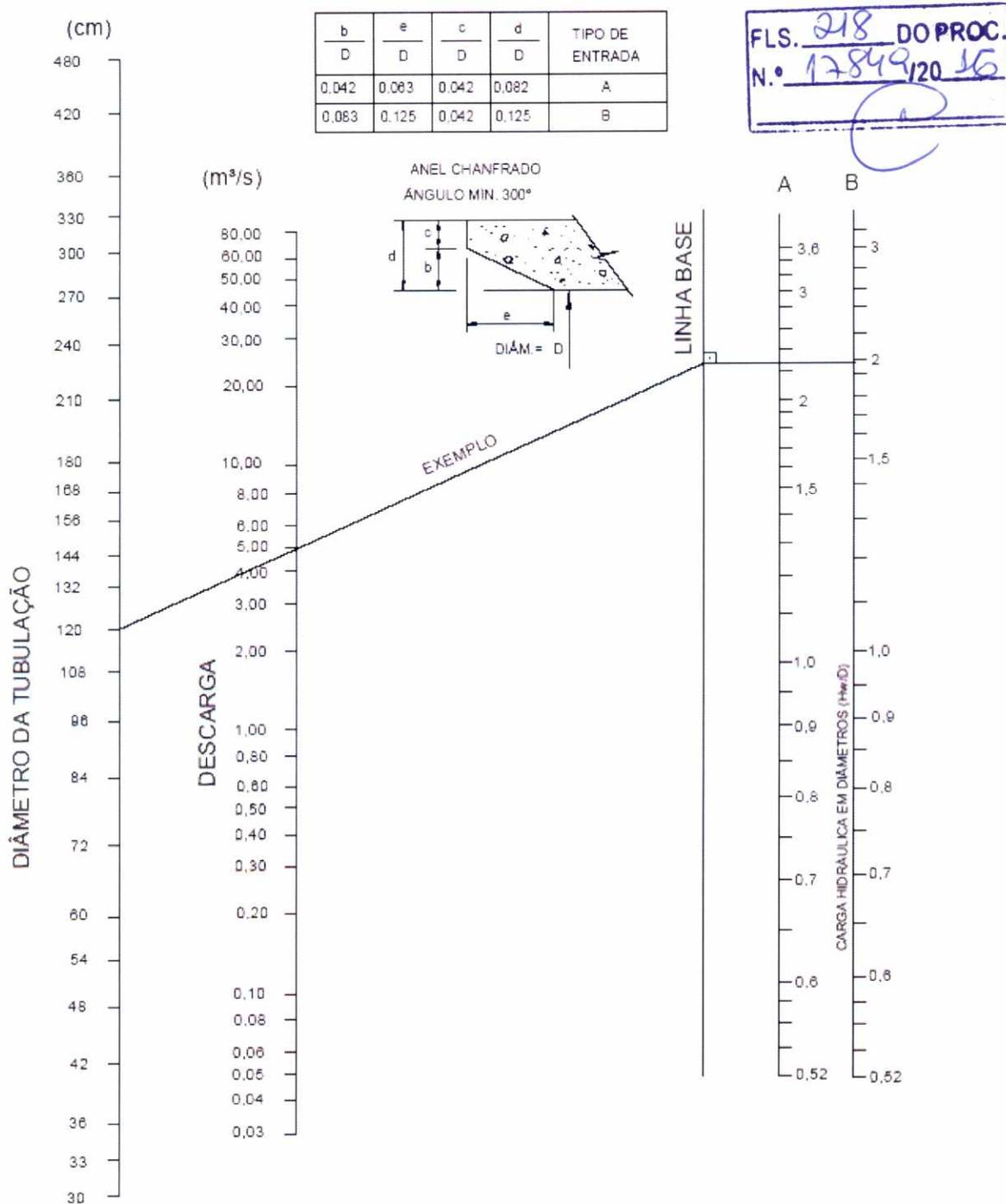


Figura 56 - Nomograma de carga hidráulica a montante para tubos circulares com anel chanfrado com controle na entrada

Fonte: SÃO PAULO (2012)

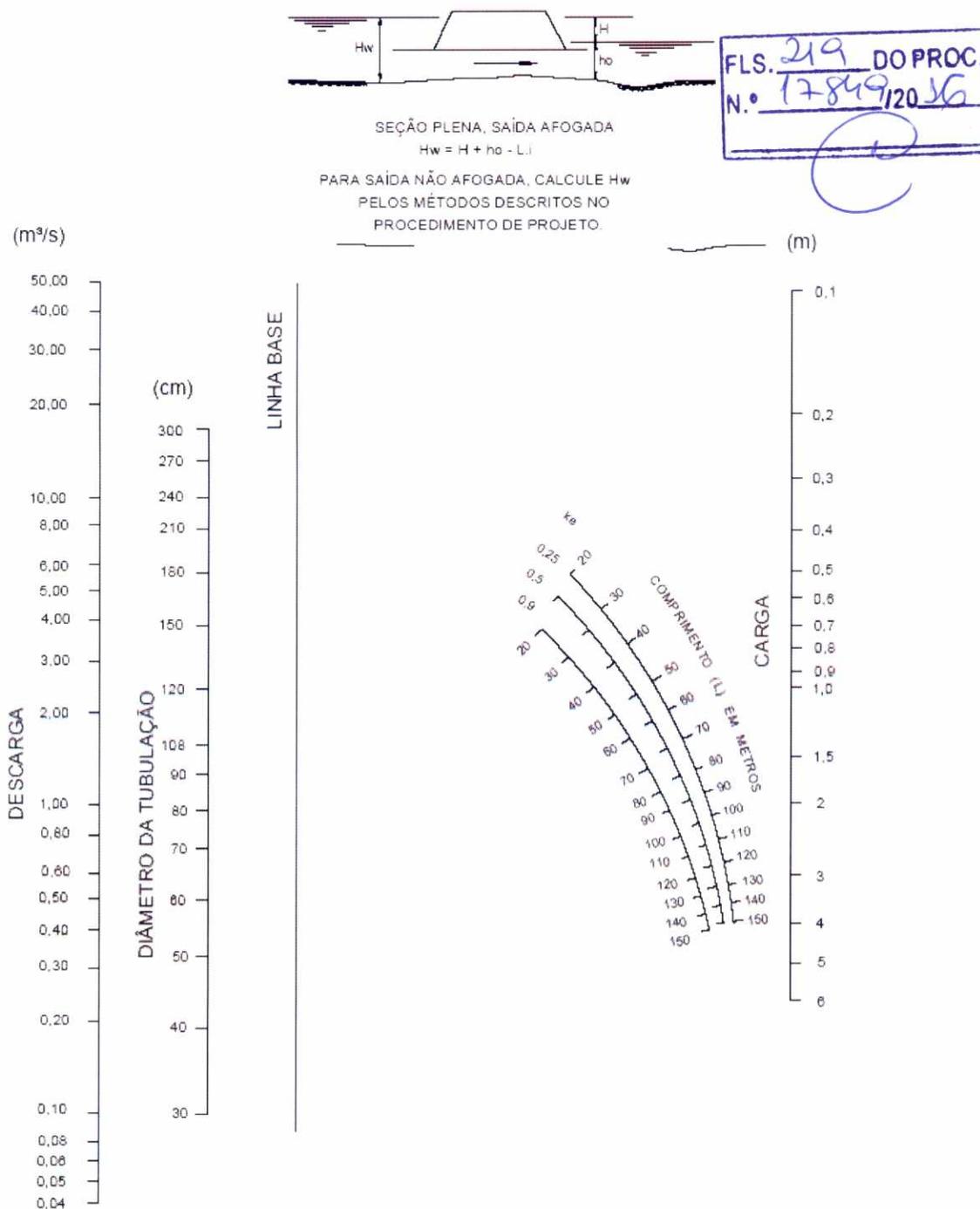


Figura 57 - Nomograma de carga hidráulica para bueiro de metal corrugado, escoando a seção plena com  $n = 0,024$   
Fonte: SÃO PAULO (2012)

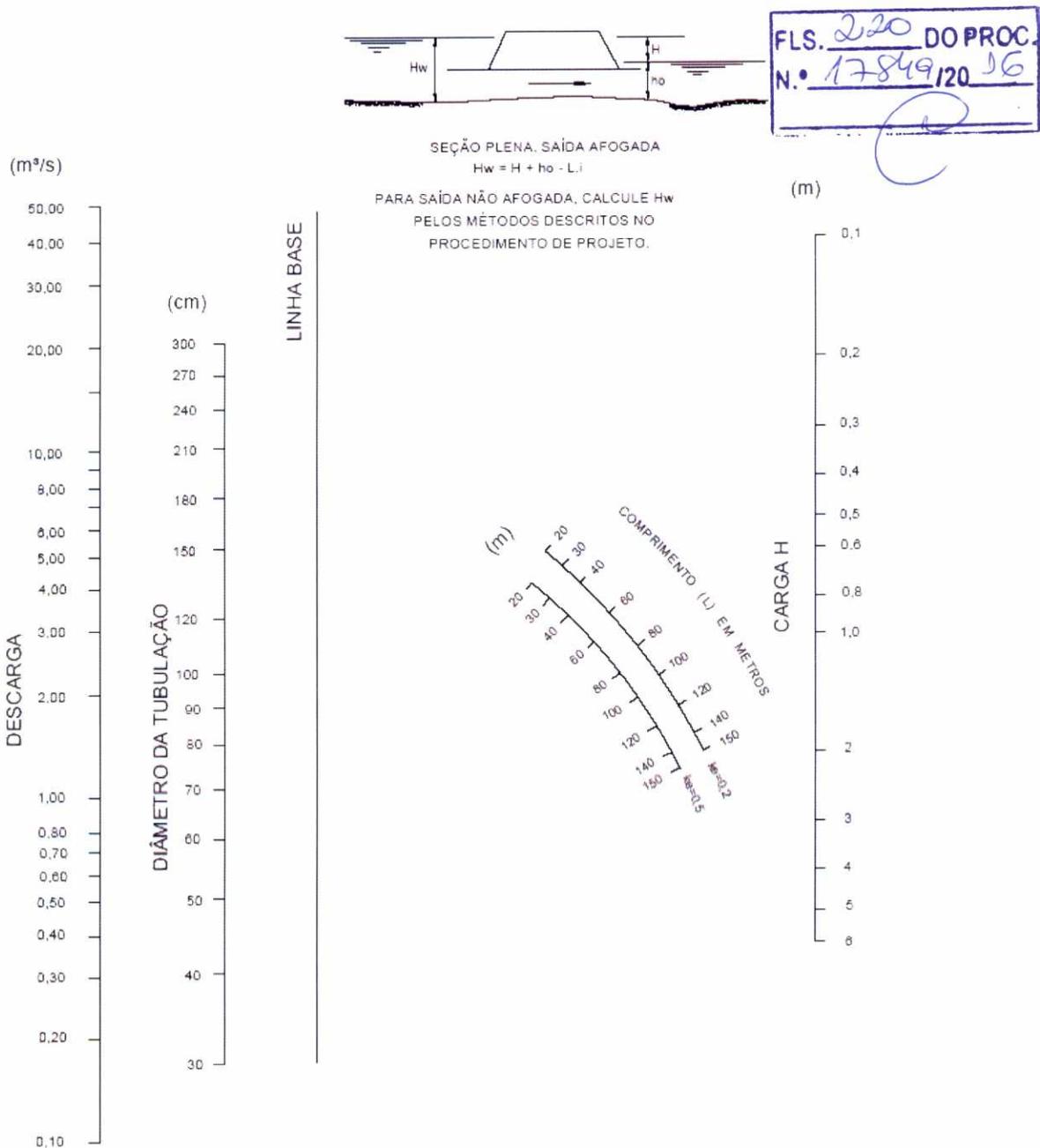


Figura 58: Nomograma de carga hidráulica para bueiro de concreto, escoando a seção plena com  $n = 0,012$   
Fonte: SÃO PAULO (2012)