

PLANO MUNICIPAL DE



MACRODRENAGEM

POUSO ALEGRE - MG

PRODUTO 5

Ações Estruturais e Estruturantes – Manual de Drenagem Versão Oficial

Itajubá, dezembro de 2024

REFERÊNCIAS CADASTRAIS

Cliente	Prefeitura Municipal de Pouso Alegre
Localização	Pouso Alegre, Minas Gerais
Título	Produto 5: Ações Estruturais e Estruturantes – Manual de Drenagem
Contato	Thais Oliveira Ribeiro
E-mail	thais.o.ribeiro@gmail.com
Líder do projeto	Rafael Barbosa Carreira
Coordenador	Aloísio Caetano Ferreira
Projeto/centro de custo	167/2021
Data do documento	17/12/2024

Isenção de Responsabilidade:

Este documento é confidencial, destinando-se ao uso exclusivo do cliente, não podendo ser reproduzido por qualquer meio (impresso, eletrônico e afins) ainda que em parte, sem a prévia autorização escrita do cliente.

Este documento foi preparado pela Dac Engenharia com observância das normas técnicas de Itajubá e em estrita obediência aos termos do pedido e contrato firmado com o cliente. Em razão disto, a Dac Engenharia isenta-se de qualquer responsabilidade civil e criminal perante o cliente ou terceiros pela utilização deste documento, ainda que parcialmente, fora do escopo para o qual foi preparado.

Coordenação

Aloísio Caetano Ferreira	Engenheiro Hídrico e Civil
Nº CREA: MG-97132/D	

Responsável Técnico

Denis de Souza Silva	Engenheiro Hídrico
Nº CREA: MG-127216/D	

Elaboração

Rebecca Cacciacarro Ambrósio Glauser
Felipe Guimarães Alexandre
Pedro Henrique Justiniano
William Baradel Lari
Rafael Barbosa Carreira
Bárbara de Almeida Teixeira
Daniel Oliveira Pessoa
Marcela das Chagas Rossato
Patrícia Martins dos Reis
Priscilla Mota Costa
Frederico de Souza Nascimento
Isabelle Alcântara da Costa
Luana Castellani Carvalho Francisco
Luana Brandão da Silva

SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO	12
1. INTRODUÇÃO	14
2. PROJETO DE DRENAGEM URBANA	16
2.1. CONCEITOS GERAIS	16
2.1.1 Sistema de drenagem urbana	16
2.1.2 Objetivos	18
2.1.3 Princípios	19
2.1.4 Efeitos da urbanização na resposta hidrológica das bacias	20
2.1.5 Controle das águas do escoamento superficial direto	21
2.1.6 Medidas estruturais e não estruturais	24
2.2. PLANEJAMENTO EM DRENAGEM URBANA	27
2.2.1 Objetivos, vantagens e limitações	27
2.2.2 Planejamento diretor	29
2.3. DIRETRIZES DE PROJETO	30
2.3.1 Alocação de espaços e ocupação marginal nas canalizações	30
2.3.2 Consolidação de requisitos e restrições básicas de projeto	31
2.3.3 Canais abertos	32
2.3.4 Galerias de grandes dimensões	34
2.3.5 Dispositivos de armazenamento	35
2.4. ROTEIRO DE PROJETO EM DRENAGEM URBANA	38
2.4.1 Dados básicos	38
2.4.2 Características físicas da bacia	39
2.4.3 Estudos hidrológicos	39
2.4.4 Concepção de alternativas de arranjo de obras	39
2.4.5 Projeto hidráulico	40
2.4.6 Documentação do projeto	40
3. HIDROLOGIA URBANA	43
4. HIDRÁULICA EM DRENAGEM URBANA	46
4.1. ELEMENTOS BÁSICOS DA HIDRÁULICA DE CANAIS	46
4.1.1 Elementos geométricos	48

4.1.2 Equações da energia	52
4.2. EQUAÇÕES DO REGIME UNIFORME	55
4.3. CÁLCULO DE LINHA D'ÁGUA EM REGIME PERMANENTE GRADUALMENTE VARIADO.....	56
4.3.1 Método em que a variável é a profundidade ("Direct Step Method"). 57	
4.3.2 Método em que a variável é a posição da seção ("Standard Step Method")	59
4.3.3 Considerações complementares.....	61
4.4. MODELO HIDRODINÂMICO	61
4.4.1 Equações do movimento	61
4.5. CÁLCULO DE CONDUTOS EM REGIME FORÇADO	73
4.6. EQUAÇÕES GERAIS PARA O ESTUDO DAS SINGULARIDADES....	77
4.7. PROPAGAÇÃO DE HIDROGRAMAS DE CHEIA POR MÉTODOS HIDROLÓGICOS.....	79
4.7.1 Método de Muskingum.....	80
4.7.2 Método Muskingum-Cunge.....	83
4.7.3 Modelo distribuído.....	85
5. SISTEMAS DE MACRODRENAGEM	90
5.1. OBJETIVOS	90
5.2. PLANEJAMENTO DA MACRODRENAGEM	90
5.2.1 Estágios de desenvolvimento	91
5.2.2 Etapas do planejamento, dimensionamento e verificação	91
5.2.3 Modelos de simulação da macrodrenagem	93
5.3. CRITÉRIOS PARA DIMENSIONAMENTO.....	107
5.3.1 Canais Abertos	107
5.3.2 Galerias de Grande Dimensões.....	112
5.3.3 Dispositivos de armazenamento	113
6. OBRAS DE MICRODRENAGEM.....	123
6.1. TERMINOLOGIA	123
6.2. ELEMENTOS FÍSICOS DO PROJETO	125
6.3. DEFINIÇÃO DO ESQUEMA GERAL DO PROJETO.....	126
6.3.1 Traçado da rede pluvial	126

6.3.2 Componentes da rede pluvial	126
6.3.3 Disposição dos componentes	129
6.4. DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE PROJETO: MÉTODO RACIONAL	131
6.4.1 Intensidade de precipitação	132
6.4.2 Coeficiente de escoamento	133
6.5. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO	135
6.5.1 Capacidade de condução hidráulica de ruas e sarjetas.....	135
6.5.2 Bocas de lobo	137
6.5.3 Galerias	139
7. EROSÃO URBANA	145
7.1. DEFINIÇÕES GERAIS	145
7.1.1 Vazão líquida característica.....	145
7.1.2 Vazão sólida	146
7.1.3 Relação entre a morfologia e a granulometria	147
7.1.4 Canais estáveis.....	148
7.1.5 Graus de liberdade	149
7.2. EROSÃO SUPERFICIAL.....	149
7.2.1 Formas de erosão.....	149
7.2.2 Fatores que afetam a erosão	150
7.2.3 Taxa de transferência de sedimentos	151
7.2.3 Produção de sedimentos em áreas urbanas	152
7.2.4 Erosão urbana na região de Pouso Alegre	152
7.3. ESTABILIDADE DE CANAIS NATURAIS.....	152
7.3.1 Equações da teoria do regime	153
7.3.2 Equações baseadas no transporte de sedimentos	154
7.4. SEÇÕES ESTÁVEIS E FATORES QUE AFETAM O SEU EQUILÍBRIO	157
7.4.1 Seções morfologicamente estáveis	157
7.4.2 Principais intervenções que podem afetar o equilíbrio fluvial	160
7.4.3 Estudo qualitativo do grau de instabilidade de seções	160
7.4.4 Efeitos secundários e compensações naturais.....	162

7.5. DIMENSIONAMENTO DE GALERIAS E TUBOS NÃO ASSOREÁVEIS	162
7.5.1 Condição de início de transporte de sedimentos	162
7.5.2 Estudo da condição crítica em fundo fixo	164
7.5.3 Presença de materiais coesivos	165
8. QUALIDADE DA ÁGUA	166
8.1. PRINCIPAIS FONTES GERADORAS DE CARGA DIFUSA	166
8.2. IMPACTOS SOBRE A QUALIDADE DA ÁGUA DO CORPO RECEPTOR.....	168
8.3. AVALIAÇÃO DAS CARGAS POLUIDORAS	169
8.4. MÉTODOS DE CONTROLE DA POLUIÇÃO POR CARGAS DIFUSAS	173
8.4.1 Medidas não estruturais.....	173
8.4.2 Medidas estruturais.....	175
9. RESPONSABILIDADE COMPARTILHADA	181
10. REFERÊNCIAS.....	182
ANEXO A	185
ANEXO B	192
ANEXO C	207

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Curva de energia específica.....	53
Figura 2 – Elementos geométricos para o cálculo da profundidade crítica.	54
Figura 3 – Esquema da variação da linha de energia para escoamentos com superfície livre.	57
Figura 4 – Volume de controle no escoamento genérico.	62
Figura 5 – Esquema de forças no volume de controle.	65
Figura 6 – Esquema da variação da linha de energia em galerias funcionando em carga.	75
Figura 7 – Elementos do ressalto hidráulico.....	77
Figura 8 – Hidrograma unitário do SCS.	96
Figura 9 – Extravasoires de reservatórios.....	102
Figura 10 – Funções de armazenamento.....	103
Figura 11 – Função vazão x armazenamento.	103
Figura 12 – Canal em concreto – seção trapezoidal mista.....	109
Figura 13 – Canal em concreto – seção trapezoidal com base reduzida.	109
Figura 14 – Canal escavado – seção mista.....	109
Figura 15 – Canal em concreto – seção retangular mista.	109
Figura 16 – Reservatório de retenção <i>in-line</i> e <i>off-line</i>	118
Figura 17 – Efeitos de amortecimento de reservatórios.	119
Figura 19 – Alinhamento das tubulações.	129
Figura 19 – Posição ideal das bocas de lobo.	130
Figura 20 – Posição das caixas de ligação.	131
Figura 21 – Faixa lindeira da quadra (a) e largura da via (F).	138
Figura 22 – Seção circular.	143
Figura 23 – Confronto entre a disponibilidade de sedimentos e a capacidade de transporte de sólido.	147
Figura 24 – Variação de declividades.	158
Figura 25 – Variação da largura.	158

Figura 26 – Variação da profundidade (raio hidráulico).....	159
Figura 27 – Variação da velocidade.	159
Figura 28 – Faixas gramadas ou plantadas.	Erro! Indicador não definido.
Figura 29 – Valetas gramadas.	176
Figura 30 – Exemplos de blocos de pavimento grosso.	177
Figura 31 – Bacias de retenção secas.	177
Figura 32 – Bacias de retenção alagadas.	178
Figura 33 – Alagadiços.....	179

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Medidas de controle do escoamento superficial.....	22
Tabela 2 – Medidas de controle na fonte.	23
Tabela 3 – Medidas estruturais (extensivas e intensivas).	25
Tabela 4 – Classificação dos dispositivos de armazenamento ou retenção. ...	36
Tabela 5 – Elementos das seções transversais.	50
Tabela 6 – Dispositivos de armazenamento na macrodrenagem.....	114
Tabela 7 – Degraus máximos de acordo com os poços de visita padrões da SUDECAP.	127
Tabela 8 – Degraus máximos de acordo com o padrão de caixas da SUDECAP.	128
Tabela 9 – Espaçamento entre poços de visita.....	130
Tabela 10 – Período de retorno para diferentes ocupações.	133
Tabela 11 – Valores de coeficiente volumétrico em função do zoneamento urbano.	Erro! Indicador não definido.
Tabela 12 – Valores de coeficiente de escoamento superficial direto para áreas urbanas restritas.....	134
Tabela 13 – Altura da lâmina d'água nas guias para as sarjetas padrões da SUDECAP.	136
Tabela 14 – Capacidade das sarjetas.	136
Tabela 15 – Capacidade das bocas de lobo.	138
Tabela 16 – Valores do coeficiente de forma K_1 para canais circulares.....	141
Tabela 17 – Valores de “m” para cada revestimento.....	153
Tabela 18 – Efeito da presença de material coesivo na condição crítica de início de movimento.	165
Tabela 19 – Poluentes derivados dos veículos automotores.	167
Tabela 20 – Valores característicos da concentração média do evento.	171
Tabela 21 – Valores CME de acordo com o uso do solo.	172
Tabela 22 – Valores médios de acumulação de poluentes nas ruas.	172

Tabela 23 – Eficiência das medidas estruturais.	180
--	-----

APRESENTAÇÃO

O Plano de Macrodrenagem de Pouso Alegre (PMDPA) fornece ao município subsídios técnico-institucionais para reduzir os impactos de inundações advindas das bacias e sub-bacias hidrográficas da região. Dessa maneira, o PDMPA é constituído por oito produtos organizados em relatórios, sendo o sexto deles o Plano de Ações (Produto 6).

O produto 6 apresenta ações estruturais e estruturantes com base nas informações dos produtos anteriores, buscando equilibrar questões relacionadas a macrodrenagem e, por conseguinte, a microdrenagem. Dessa forma, o Manual de Drenagem é uma iniciativa fundamental do PMDPA, que deve ser implementada no município de Pouso Alegre e posteriormente deve ser instituída por meio de dispositivo legal.

O Manual de Drenagem é composto por nove capítulos, além das considerações finais, referências e anexos. O próximo capítulo, Capítulo 2, serve como introdução, apresentando informações sobre a drenagem urbana. Esta seção inicial contextualiza a importância da drenagem urbana, com um foco especial na macrodrenagem, com o intuito de situar o leitor no tema.

No Capítulo 3, são apresentados os componentes de um projeto de drenagem urbana, abordando tópicos como conceitos gerais, planejamento, diretrizes e roteiro de projeto. Já o Capítulo 4 explora conceitos relacionados à hidrologia urbana, incluindo a equação de chuvas intensas, utilizada nos estudos.

O Capítulo 5 traz os conceitos de hidráulica aplicados a drenagem urbana, abrangendo tópicos como os elementos básicos de canais, as equações do regime uniforme, o cálculo da linha d'água em regime permanente gradualmente variado, as equações do movimento do modelo hidrodinâmico, o cálculo de condutos em regimes forçados, as equações gerais para o estudo das

singularidades e a propagação de hidrogramas de cheia por métodos hidrológicos.

O Capítulo 6 apresenta os sistemas de macrodrenagem, abrangendo seus objetivos, planejamentos e critérios de dimensionamento. Por sua vez, o Capítulo 7 abrange os conceitos relacionados as obras de microdrenagem, apresentando sua terminologia, os elementos físicos do projeto, a definição do esquema geral e da vazão de projeto (pelo método racional) e o dimensionamento hidráulico.

No Capítulo 8 são apresentadas as questões de erosão urbana, suas definições gerais, as características de uma erosão superficial, as equações da estabilidade de canais naturais e as seções estáveis, juntamente com os fatores que podem influenciar seu equilíbrio, além de tratar do dimensionamento de galerias e tubos que não sejam suscetíveis ao assoreamento.

O Capítulo 9 traz questões relacionadas com a qualidade da água, como os principais fatores causadores de carga difusa, os impactos sobre a qualidade da água do corpo receptor, avaliação das cargas poluidoras e os métodos de controle da poluição por cargas difusas, tanto estruturais quanto não estruturais.

Por fim, o Capítulo 10 apresenta as diretrizes de responsabilidade compartilhada no âmbito da eficiência dos sistemas de drenagem urbanos.

1. INTRODUÇÃO

No último século, o Brasil passou por um acelerado processo de urbanização. Nas primeiras décadas do século XX, a maioria da população brasileira habitava a zona rural, porém com o processo de industrialização e o êxodo rural em direção aos centros urbanos, chegou-se ao final do século XX como um país predominantemente urbanizado. Esse fenômeno resultou em uma sobrecarga nos sistemas de saneamento ambiental, o qual se tornou um dos principais desafios enfrentados pelos municípios brasileiros.

Os serviços que compõem o saneamento ambiental são diretamente interligados com a saúde humana. Estima-se que aproximadamente $\frac{1}{4}$ da população urbana dos países em desenvolvimento não tenha acesso a água potável. Ainda, em decorrência do rápido e intenso crescimento habitacional desses países nos últimos vinte anos, presume-se que o número dos indivíduos desprovidos de saneamento básico tende a crescer, e não a diminuir.

Neste contexto, os estudos relacionados à macrodrenagem se mostram de elevada importância para a população, pois eles estão estritamente ligados a fenômenos de enchentes, alagamentos e inundações, que afetam áreas urbanas e rurais em municípios brasileiros. Estes fenômenos, além do evidente potencial de causar danos materiais, estão diretamente ligados à proliferação de doenças de veiculação hídrica

Atualmente, as ações nos setores responsáveis pela drenagem nos municípios caracterizam-se pela ausência de planejamento, falta de estrutura e integração dos órgãos responsáveis pelo tema. No geral, os sistemas de drenagem dos municípios são caracterizados por uma infraestrutura antiga, implantada sem critérios técnicos e que são ampliadas em função de demandas resultantes do crescimento urbano desordenado e das correções imediatas necessárias para manter o funcionamento das cidades.

Esta questão de sistemas de drenagem sem planejamento prévio ocorre na maioria dos municípios e é agravada pela falta de investimentos ou mesmo de mecanismos de cobrança pelos serviços prestados, que permitiriam uma sustentabilidade financeira do setor. Além disso, a inexistência de um Plano de Macrodrenagem agrava a situação, pois é ele quem viabiliza o cadastro georreferenciado da macro rede, os estudos hidrológicos e a compreensão da dinâmica hidrográfica dos municípios, entre outros instrumentos essenciais para a elaboração e execução de estudos e projetos adequados às características físicas e ambientais das cidades.

O Plano de Macrodrenagem tem o objetivo de criar os mecanismos de gestão da infraestrutura urbana relacionado com o escoamento das águas pluviais e dos rios na área dos municípios. Este planejamento visa evitar perdas econômicas e melhorar as condições de saúde e do meio ambiente da cidade, dentro de princípios econômicos, sociais e ambientais definidos pelo Plano Diretor de cada município. Ainda, o PMDPA prevê estudos detalhados para execução de serviços e obras, como o desassoreamento de cursos d'água, cujas deficiências elucidadas podem inviabilizar ou simplesmente retardam a implementação das ações necessárias.

A fim de instrumentalizar o Plano de Macrodrenagem de Pouso Alegre, dentro do Produto 6 – Plano de Ações, propõe-se a elaboração do Manual de Drenagem, uma medida estruturante.

2. PROJETO DE DRENAGEM URBANA

Neste capítulo serão abordados os assuntos relacionados ao projeto de drenagem urbana, como conceitos gerais, planejamento, diretrizes e roteiros de projeto.

2.1. CONCEITOS GERAIS

Esse item tratará acerca de conceitos gerais dos aspectos envolvidos no projeto de drenagem urbana.

2.1.1 Sistema de drenagem urbana

O Sistema de Saneamento Básico, com foco no saneamento ambiental do município e, conseqüentemente, na saúde humana, adota medidas para garantir melhores condições de saúde para população, evitando a contaminação e proliferação de doenças, garantindo, ainda, a preservação do meio ambiente. Dentre essas medidas, estão a implantação de sistemas públicos de abastecimento de água e esgotamento sanitário, uma coleta de lixo eficiente e a instalação de sistemas drenagem urbana.

Assim, os sistemas de drenagem de águas pluviais integram os sistemas responsáveis pelo saneamento ambiental de um município. Entre os outros necessários estão o sistema de abastecimento de água, sistema de esgotamento sanitário e sistema de coleta de lixo.

O sistema de drenagem é responsável pelo escoamento de grande parte do volume de água proveniente da precipitação intensa em áreas urbanizadas ou não permeáveis, como telhados de residências, ruas, rodovias, passeios, praças, lotes, entre outros. Ele também é responsável pelo manejo e disposição final desse volume coletado para um corpo d'água capaz de receber essa água adequadamente.

Segundo Cardoso Neto (s.d.), a análise de um sistema de drenagem urbana envolve diversas áreas, não se restringindo apenas aos limites da

engenharia, devendo-se considerar as análises necessárias com base nos riscos em que a sociedade está sujeita devido às inundações. Com isso, o planejamento deve ser realizado de forma integrada, considerando todos os aperfeiçoamentos urbanos possíveis junto aos planos de bacia ou regionais, se existirem.

Após estas considerações pode-se desenvolver um planejamento específico da drenagem urbana. Este planejamento deve ser realizado com critérios bem definidos junto à política pública e baseada nos regulamentos adequados, buscando sempre a eficiência com a maximização dos benefícios, minimização dos custos e alinhamento com planos de bacia, atendendo as necessidades da sociedade (RAMOS et al., 1999).

O sistema de drenagem urbana é formado por dois sistemas distintos, a microdrenagem e a macrodrenagem. O sistema de microdrenagem, também conhecido como coletor de águas pluviais, é responsável pela captação da água pluvial e sua condução até o fundo de vale. Esse sistema é composto pelo pavimento das ruas, guias e sarjetas, bem como por galerias de menor porte.

O dimensionamento do sistema de drenagem é desenvolvido para vazões com diferentes períodos de tempo de retorno (TR), de modo que o sistema comporte o escoamento superficial tanto na ocorrência de precipitação leves quanto nas chuvas mais intensas. Com o sistema de microdrenagem adequado, minimizam-se os riscos e prejuízos materiais, evitando inundações nas áreas urbanas e intervindo nas enxurradas (RAMOS et al., 1999).

As medidas de controle no sistema de microdrenagem, segundo Tucci (2005), busca evitar a transferência do problema de inundação para a jusante do sistema, como por exemplo nos troncos principais da hidrografia local ou até mesmo na macrodrenagem. Para isso, utiliza-se o amortecimento através de bacias de retenção e/ ou detenção, lagos, reservatórios pequenos, entre outros dispositivos.

Como citado anteriormente, o sistema de microdrenagem conduz a água para o fundo de vale, ou seja, para o sistema de macrodrenagem, que é

constituído por canais abertos. Geralmente o escoamento das cheias ocorre por depressões topográficas e por canais naturais de forma desordenada, e devido a isso, alguns podem receber obras que modificam e/ou complementam sua capacidade de receber as águas, como canalizações, barragens, diques e outras (SÃO PAULO, 2012a).

No dimensionamento da macrodrenagem, utilizam-se vazões com períodos de retorno de 5 a 100 anos. Seu funcionamento adequado baseia-se na sua capacidade de escoar todo o volume de água captado e, assim, prevenir ou minimizar as cheias e consequentemente danos às propriedades, à saúde e perdas de vida das populações atingidas (RAMOS et al., 1999).

Segundo Tucci (2005), o planejamento no controle da macrodrenagem envolve a utilização de várias medidas conjuntas com o objetivo principal de aumentar a capacidade de amortecimento das bacias urbanas. Em alguns casos, adota-se a metodologia de localizar vários pontos de inundação para evitar sua transferência para locais a jusante; em outros; que ocorrem em bacias com pequena área ocupada e urbanizada, pode-se prever áreas que auxiliem no controle e, consequentemente, no amortecimento das inundações.

2.1.2 Objetivos

Os programas de drenagem urbana devem ser desenvolvidos com base em diversos objetivos, como:

- Reduzir as inundações nos municípios e a exposição da população aos seus riscos, auxiliando no desenvolvimento da região e, consequentemente, no bem-estar dos seus habitantes, promovendo o uso regular das propriedades urbanas com base no equilíbrio ecológico e na qualidade de vida;
- Definição de um zoneamento para delimitar claramente as áreas frequentemente inundadas, restringindo o acesso e ocupação dessas áreas sujeitas a inundações;

- Minimização dos efeitos da poluição difusa transportada pelo escoamento superficial, resultando em benefícios para saúde humana, a preservação do meio ambiente e a segurança urbana;
- Eficiência econômica nos sistemas de abastecimento e de saneamento, garantindo que as medidas corretivas sejam compatíveis com as metas e objetivos da região;
- Preservação e melhorias ambientais, incluindo a redução dos problemas de erosão, assoreamento e sedimentação nos canais; e organização do uso e ocupação do solo, visando aumentar a impermeabilização em áreas de várzeas não urbanizadas;
- Melhoria das condições sociais devido à ausência de danos de danos à população e ao lazer nas áreas de várzea.

2.1.3 Princípios

Os programas de drenagem devem ser norteados por princípios que permitirão que os objetivos principais do sistema sejam alcançados de forma sustentável. Segundo Tucci (2005) e Ramos et. al (1999) são vários esses princípios, alguns dos quais serão descritos a seguir:

O plano de macrodrenagem deve ser considerado como parte integrante do plano de desenvolvimento urbano e ambiental da cidade, garantindo que essa estrutura seja planejada em conjunto com outros sistemas, como de controle ambiental, esgotamento sanitário, gestão de resíduos sólidos e tráfego. Também é importante considerar que a urbanização pode aumentar significativamente em volume e, conseqüentemente, elevar as vazões do escoamento superficial.

O planejamento e controle devem abranger toda a bacia hidrográfica, e as áreas de várzea devem ser reconhecidas como locais de coleta, armazenamento e escoamento natural das vazões de cheia. Portanto, é inevitável que ocorram cheias, independentemente de sua magnitude, no leito natural do rio. Além disso, o volume de água presente em determinado momento na bacia não pode ser reduzido. Assim, é essencial planejar o espaço necessário para acomodar o escoamento gerado.

A ocupação e uso da área urbana não devem amplificar a cheia natural do corpo d'água nem a transferir para áreas a jusante. Portanto, a ocupação na bacia deve ser planejada meticulosamente, tanto em relação à configuração de sistemas de loteamento quanto à construção e localização de infraestruturas como pontes, rodovias e outros.

No que diz respeito ao impacto ambiental, é fundamental minimizá-lo por meio do controle adequado de materiais sólidos e da redução da carga poluidora. Isso inclui a gestão de resíduos provenientes da limpeza devido ao escoamento superficial nas ruas, coleta e remoção de lixo e detritos urbanos, bem como conexões clandestinas de esgoto, entre outros. Além disso, deve-se controlar a deposição de sólidos decorrente do movimento de terras, como a erosão do solo, que pode resultar na carga de sedimentos."

2.1.4 Efeitos da urbanização na resposta hidrológica das bacias

Segundo Tucci (2005), os processos de urbanização provocam alterações substanciais no comportamento do escoamento superficial, devido à impermeabilização do solo através de ruas pavimentadas, calçadas e pátios. Assim, o mesmo volume de água que escoava lentamente pela superfície passará com maior velocidade na superfície impermeabilizada ocasionando em tempos de concentração menores e, conseqüentemente, maiores picos e vazões.

Além do aumento do escoamento superficial direto devido à impermeabilização, há uma redução na recarga subterrânea, no escoamento subterrâneo e no abastecimento do corpo d'água durante os períodos de seca. Esse fato compromete as vazões básicas e a quantidade de águas dos corpos receptores. Outro fator preocupante é o aumento na produção de sedimentos devido ao desmatamento e o aumento das vazões (TUCCI, 2005).

Segundo Cardoso Neto (s. d.), essas alterações resultam em degradação na qualidade da água dos corpos receptores de águas pluviais, aumentando o risco de doenças, sobrecarregando a rede de esgoto e elevando

a probabilidade de inundações. Esse fato ocorre pela junção do escoamento superficial com a degradação ambiental e a presença de poluentes nas vias, que é direcionado para os sistemas de drenagem e para os corpos receptores.

No que diz respeito aos canais, as principais alterações ocorrem por meio de retificações, ampliações de seções e revestimentos de leito, substituindo os cursos d'água naturais por galerias. Essas modificações resultam em maiores velocidades, na redução de tempo de concentração e no tempo de trânsito. Portanto, ao se analisar os efeitos da urbanização na resposta hidrológica das bacias, é importante analisar tanto o volume de escoamento superficial direto quanto o tempo de trânsito das águas (TUCCI, 2005).

2.1.5 Controle das águas do escoamento superficial direto

O sistema de controle de águas provenientes do escoamento superficial direto pode ser abordado segundo Ramos et al. (1999) de duas formas. A primeira abordagem consiste na coleta imediata da água e a sua remoção do local evitando possíveis danos nas áreas de captação. No entanto, esta abordagem transfere o problema de inundação para jusante.

A segunda abordagem implica no armazenamento temporário das águas do escoamento superficial próximo ao ponto de origem e sua liberação gradual para jusante por meio de galerias ou canais. Essa metodologia não só reduz os riscos de inundação sem a necessidade de aumentar a capacidade da galeria, mas também contribui para a restauração parcial do ciclo hidrológico natural por meio da infiltração (RAMOS et al., 1999).

Assim, a redução e a retenção podem ser implementadas de diversas formas em áreas urbanas, como em telhados planos de grandes dimensões, estacionamentos, áreas residenciais e áreas públicas, como calçadas, vielas, canteiros, entre outros. Na

Tabela 1 estão citados resumidamente os dispositivos para medidas de controle de escoamento superficial com suas principais funções, bem como, algumas vantagens e desvantagens.

Tabela 1 – Medidas de controle do escoamento superficial.

Dispositivos	Funções	Vantagens	Desvantagens
Reservatório de retenção	Amortecimento de cheias	Possuem multifuncionalidade agregando áreas verdes e lazer com projetos urbanísticos	Sua aplicação é unifuncional
	Redução de volumes de escoamento superficial	Auxiliam na recarga de aquífero e dispensa descarga a jusante	Podem ser submetidas a elevadas cargas de poluentes
	Redução da poluição difusa	Quando utilizados em pequenos lotes, a água acumulada pode ser utilizada para outros fins	Risco de contaminação do aquífero
	Função ecológica	Quando em áreas pouco urbanizadas, podem servir de reserva ecológica	
Reservatório de retenção	Armazena água por longo período Permite a redução de cargas de poluentes	Permite a decantação de partículas sólidas Possibilita o uso integrado	Necessidade de descarga de fundo para a retirada de sedimentos e

poluentes
depositados

Fonte: Adaptado de RAMOS et al. (1999).

Conforme observado por Ramos et al. (1999), ao planejar o sistema de drenagem, é crucial considerar a interação entre vários dispositivos, incluindo o controle do escoamento superficial por meio de medidas de controle na fonte e medidas não estruturais.

Medidas de controle na fonte

São adotadas medidas para reduzir os volumes de escoamento superficial, juntamente com o tratamento da poluição difusa. Essas medidas incluem dispositivos de infiltração, armazenamento ou uma combinação de ambos.

Os dispositivos de infiltração visam diminuir o escoamento através da absorção de água pelo solo. Exemplos incluem valas de infiltração, pavimentos permeáveis, trincheiras de infiltração e valas gramadas. Já os dispositivos de armazenamento reduzem o escoamento por meio da retenção temporária e subsequente liberação gradual. Entre eles estão as bacias de detenção, retenção em lotes e a microdrenagem linear. Uma descrição desses dispositivos e suas funções está apresentada na Tabela 2.

Tabela 2 – Medidas de controle na fonte

Dispositivos	Funções
Conduto de armazenamento	Armazenam temporariamente o volume escoado Amortecimento do escoamento afluente da bacia de contribuição
Faixas gramadas	Promovem a infiltração do escoamento superficial.
Microrreservatório	Armazenamento temporário e retardo dos picos de vazão em áreas impermeabilizadas
Pavimentos porosos ou permeáveis	Redução de poças de água; recarga de reservas subterrâneas.

Dispositivos	Funções
Poço de infiltração	Promovem a infiltração pontual no terreno reduzindo o escoamento em áreas impermeabilizadas
Telhado: reservatório/Telhado armazenador	Armazenamento temporário para captação da precipitação das coberturas das edificações.
Valas, valetas e planos de infiltração	Recolhe as águas pluviais e efetuam seu armazenamento temporário, favorecendo a infiltração
Trincheira de infiltração e detenção	Recolhe as águas pluviais de afluência perpendicular ao seu comprimento, além de favorecer a infiltração.
Filtros de areia	Remoção de sedimentos e poluentes provenientes da primeira chuva
Dispositivos de entrada	Contém parte dos poluentes e resíduos sólidos carregados pelas águas do escoamento superficial

Fonte: Adaptado de RAMOS et al. (1999).

2.1.6 Medidas estruturais e não estruturais

No controle do escoamento superficial direto, dois tipos de medidas são essenciais e complementares: as estruturais e não estruturais. As estruturais estão relacionadas com medidas físicas na bacia, ou no rio, através de obras destinadas a desviar, deter, reduzir ou escoar com maior rapidez e com menor nível possível no escoamento superficial, evitando possíveis inundações. E as medidas não estruturais baseiam-se em medidas preventivas, como alerta de inundação, zoneamento das áreas de risco, seguro contra inundações, e medidas de proteção individual.

As medidas estruturais são obras de engenharia com o intuito de reduzir o risco de enchentes, como desviar, reter, deter, reduzir ou escoar com maior rapidez através da implantação de obras que modificam o sistema natural. Podem ser classificadas como extensivas ou intensivas. As extensivas são as

modificações na bacia com intuito de alterar a relação precipitação e vazão; e as intensivas buscam reter, deter ou escoar o volume de água (TUCCI, 2005).

Na

Tabela 3 estão resumidas as principais características das medidas citadas.

Tabela 3 – Medidas estruturais (extensivas e intensivas).

Medida	Vantagem	Desvantagem	Aplicação
<i>Medidas extensivas</i>			
Alteração da cobertura vegetal	Redução do pico de cheia	Impraticável para grandes áreas	Pequenas bacias
Controle de perda do solo	Reduz assoreamento	Impraticável para grandes áreas	Pequenas bacias
<i>Medidas intensivas</i>			
Diques e polders	Alto grau de proteção de uma área.	Danos significativos caso falhe.	Grandes rios e na planície.
<i>Melhorias do canal</i>			
Redução da rugosidade por desobstrução	Aumento da vazão com pouco investimento	Efeito localizado.	Pequenos rios.
Corte de meandro	Amplia a área protegida e acelera o escoamento.	Impacto negativo em rio com fundo aluvionar.	Área de inundação estreita,
<i>Reservatório</i>			
Todos os reservatórios	Controle a jusante	Localização difícil devido à desapropriação	Bacias intermediárias
Reservatório com comportas	Mais eficiente com o mesmo volume.	Vulnerável a erros humanos.	Projetos de usos múltiplos.
Reservatórios para cheias	Operação com mínimo de pedras.	Custo não partilhado.	Restrito ao controle de enchentes.
<i>Mudança de canal</i>			
Caminho da cheia	Amortecimento de volume.	Depende da topografia.	Grandes bacias.
Desvios	Reduz vazão do canal principal.	Depende da topografia.	Bacias médias e grandes.

Fonte: Tucci (2005).

As medidas não estruturais, também conhecidas como estruturantes, são medidas que não envolvem a construção de obras físicas para alterar o

escoamento superficial direto. Em conjunto com as medidas estruturais, essas ações visam minimizar os prejuízos com um custo menor. No entanto, a implementação dessas ações pode ser dificultada por aspectos culturais e requer a participação ativa da população.

Segundo Tucci (2005), as principais medidas estruturantes do tipo preventivas estão resumidas a seguir:

- *Previsão e alerta de inundação:* Em conjunto com as medidas estruturais, essas ações visam minimizar os prejuízos com um custo menor. No entanto, a implementação dessas medidas pode ser dificultada por aspectos culturais e requer a participação ativa da população.
- *Zoneamento das áreas de risco de inundação:* essa medida identifica as áreas vulneráveis a enchentes, gera mapas dessas regiões e estabelece regras para a ocupação das mesmas. O zoneamento contribui para um desenvolvimento mais racional das áreas ribeirinhas e ajuda a mitigar os riscos de inundações.
- *Seguro e proteção individual contra inundação:* é um procedimento que viabiliza o seguro contra inundações para empreendimentos e proprietários que possuem a capacidade econômica de pagar o prêmio do seguro. Também inclui a construção de edificações resistentes às enchentes, projetadas para minimizar perdas em construções localizadas em áreas de várzea ou sujeitas a inundação.

2.2. PLANEJAMENTO EM DRENAGEM URBANA

Este item abordará conceitos gerais relacionados diretamente ao planejamento em drenagem urbana.

2.2.1 Objetivos, vantagens e limitações

O planejamento é uma ferramenta que permite avaliar a realidade e explorar possíveis soluções para alcançar determinados objetivos por meio de considerações ordenadas. Durante esse processo, todas as alternativas são

avaliadas para garantir que o resultado atenda à maioria dos critérios estabelecidos.

Conforme mencionado por Ramos et al. (1999), o planejamento da drenagem urbana visa conduzir o projeto a um desenvolvimento exequível, buscando menores custos e melhores resultados. Esse planejamento deve levar em consideração diversos critérios, apoiando-se em regulamentos adequados e atendendo as características locais, físicas, econômicas, sociais e institucionais.

Para alcançar soluções eficientes, os planos devem considerar uma variedade de fatores em sua análise e desenvolvimento. Além disso, devem ser integrados a outros planos de melhoramento urbano e aos planos de bacias ou planos regionais. Eles devem se basear em critérios bem estabelecidos, seguindo uma política de administração pública e regulamentos (SÃO PAULO, 2012a).

Tais planos, quando bem elaborados, permitem a aplicação de vários critérios e estudos. Entre eles destacam-se: o estudo considerando a bacia de drenagem como um todo, evitando a transferência do problema para áreas a jusante; a consolidação de normas e critérios uniformes para toda a bacia; a identificação de áreas que possam ser preservadas antes que sejam ocupadas; a elaboração do zoneamento das várzeas de inundação; estabelecer o escalonamento de implantação de medidas de acordo com os recursos disponíveis; possibilitar um desenvolvimento harmonioso; o esclarecimento da comunidade sobre os problemas existentes e propostas de soluções; e a priorização das medidas preventivas de menor custo e maior alcance (RAMOS et al., 1999).

Ainda de acordo com Ramos et al. (1999), o plano nunca deve ser considerado como um produto acabado, pois envolve situações dinâmicas. Portanto, é necessária uma reavaliação constante para analisar novas realidades e o surgimento de novas alternativas.

A principal vantagem do planejamento é a obtenção medidas preventivas de menor custo e melhores resultados. Entretanto, para alcançar esse objetivo,

é necessário estudá-lo minuciosamente antes do projeto urbanístico e projetá-lo para períodos mais longos. Deve-se, ainda, ser elaborado paralelo com outros planos, como zoneamento, sistema viário, áreas verdes, entre outros, buscando coerência entre eles e melhores resultados devido à análise abrangente (SÃO PAULO, 2012a).

2.2.2 Planejamento diretor

O Plano de Macrodrenagem é um instrumento essencial para o planejamento da gestão da macrodrenagem do município, visando sua execução e a prevenção de perdas econômicas, além de promover melhores condições de saúde e meio ambiente na cidade. Tal planejamento pode ser considerado de duas formas distintas. Primeiramente, como um produto imediato, composto por um conjunto de documentos que incluem recomendações sobre medidas estruturais, não estruturais e planejamento de implementação (RAMOS et al., 1999). Em segundo lugar, refere-se ao processo utilizado para obter esse produto, sendo dinâmico e social, envolvendo o estabelecimento de objetivos e padrões, análise de dados, definição de problemas, formulação de cenários futuros e alternativas, a seleção da melhor alternativa, preparação do programa de implementação e a própria implementação (RAMOS et al., 1999).

De acordo com São Paulo (2012a), os principais objetivos e princípios de um Plano de Macrodrenagem incluem:

- Fornecer à prefeitura do município um instrumento de gestão que possibilite resolver os graves problemas de inundação e de poluição hídrica difusa;
- Reduzir os riscos de inundações na bacia correspondente à um período de retorno pré-definido pelos planejadores;
- Identificação e elaboração do zoneamento da várzea de inundação e o estabelecimento de distribuição cronológica e espacial da implantação das medidas necessárias;

- Minimizar os efeitos da poluição difusa devido ao escoamento superficial, compatibilizando-o com o planejamento do saneamento ambiental, controle de materiais sólidos e a redução da carga poluente das águas pluviais;
- Estimar custos e os benefícios das medidas propostas e estabelecer um cronograma de investimentos para garantir eficiência econômica;
- Desenvolvimento da região de forma mais harmonizada possível junto a outras atividades urbanas, como abastecimento de água, esgoto, transporte público, entre outros;
- Desenvolver a região de forma harmonizada com outras atividades urbanas, como abastecimento de água, esgoto, transporte público, entre outros.
- Desenvolver critérios urbanísticos e paisagísticos que possibilitem a integração das obras de drenagem com o meio ambiente, e ao mesmo tempo a satisfação das necessidades sociais e de recreação.

2.3. DIRETRIZES DE PROJETO

Na sequência, esse item abordará assuntos relacionados diretamente as diretrizes de projeto que devem ser consideradas dentro do contexto de projetos de drenagem urbana.

2.3.1 Alocação de espaços e ocupação marginal nas canalizações

Em projetos de canalização de cursos d'água urbanos, a alocação de espaço para determinadas estruturas é fundamental. Estas estruturas influenciam diretamente no projeto de drenagem, incluindo o canal em si, as pistas marginais de tráfego e o alinhamento de edificações. Para isso, segundo Ramos et al. (1999), torna-se necessário o conhecimento de alguns fatores que podem ser determinantes no dimensionamento da estrutura, como:

- Cheias com magnitudes maiores às consideradas, com períodos de recorrência média;
- Alteração das condições futuras de ocupação, gerando vazões mais elevadas;
- Ocupação marginal intensa, o que pode tornar insuficiente a capacidade de veiculação das vazões em picos de cheias ao longo do tempo;
- Aumento do nível de incertezas nas avaliações hidrológicas devido à ausência de planos diretores.

Devido às futuras condições de ocupação e, portanto, das áreas suscetíveis a inundação, a alocação nos projetos de canalização deve se basear em algumas diretrizes, sempre que possível. Entre essas diretrizes estão a previsão de faixas laterais do leito do canal, o afastamento das pistas de vias de tráfego das margens do canal, o resguardo das faixas destinadas às edificações fora das áreas inundáveis que correspondam a uma cheia com tempo de retorno de 100 anos, e, quando não for possível adotar tais medidas devido à existência de construções consolidadas, a delimitação das áreas de riscos (RAMOS et al., 1999).

2.3.2 Consolidação de requisitos e restrições básicas de projeto

Os requisitos e restrições existentes na área de projeto de canalização deverão ser adequados e consolidados, pois constituirão as condições de contorno a serem consideradas no projeto (RAMOS et al., 1999). Portanto, deverão ser considerados os seguintes aspectos:

- Confluências e desemboque no curso principal: análise crucial quando se trata da ocorrência de vazões excepcionais, pois sua concepção é condicionada ao espaço disponível devido aos níveis d'água;
- Pontos baixos: pontos que devem ser identificados em todo o perfil longitudinal da área em estudo, que orientarão o arranjo básico do projeto do canal ou galeria. Em casos que não seja possível manter a linha d'água de projeto no canal abaixo de um ou mais pontos marginais, torna-se

necessárias soluções particulares a cada ponto. Essas soluções incluem condutos paralelos ao canal principal até a um ponto a jusante, condutos que descarregam diretamente no canal com uma comporta de saída, ou até mesmo um sistema de drenagem por bombeamento localizado.

- Pontes: quando consideradas como restrição ao escoamento verifica-se a possibilidade de melhorias na estrutura, como adequação hidrodinâmica de pilares, revestimento de fundo de concreto, entre outros;
- Travessias: as travessias são frequentemente consideradas restrições e não permitem remanejamentos. Elas são os suportes para adutoras, oleodutos, gasodutos, entre outros. Nestes casos as possíveis intervenções ou melhorias são as mesmas consideradas para as pontes;
- Estrangulamentos: ocorrem em situações em que as construções estão muito próximas ao leito do rio, impedindo alterações no canal que tenham a finalidade de comportar as vazões máximas desejáveis. Neste caso, deve-se realizar um desvio através de condutos paralelos de reforço ou reservatórios de retenção a montante;
- Drenagem lateral: ao projetar um canal, devem-se analisar todos os sistemas de drenagem lateral (tanto microdrenagem quanto desemboque de condutos médios ou grandes) para a compatibilização altimétrica das características do canal a ser projetado, garantindo o fluxo contínuo dos canais laterais;
- Benfeitorias e edificações importantes: estruturas que podem estar localizadas próximas às margens do canal e que podem afetar o arranjo geral das obras de canalização;
- Restrições à jusante: situações que podem limitar as vazões a serem escoadas pelo trecho. Desta forma, há a necessidade de construir reservatórios de retenção a montante.

2.3.3 Canais abertos

Conforme destacado por Ramos et al. (1999), canais abertos devem ser a primeira possibilidade escolhida como solução em sistemas de drenagem

urbana, devido às várias condições vantajadas, tais como a possibilidade de veiculação de vazões superiores à do projeto mesmo com danos à borda livre, facilidade de manutenção e limpeza, possibilidade de adotar seções transversais de configuração mista com economia de investimentos, potencial de integração paisagística com valorização das áreas ribeirinhas, e facilidade para futuras ampliações. No entanto, sua implantação possui restrições em locais com espaços reduzidos.

Ao projetar esses canais e determinar sua seção transversal, é essencial considerar as condições de apoio, declividade, características do solo e espaço disponível para implantação. Entre as várias seções transversais possíveis, o canal trapezoidal é o que apresenta a maior simplicidade na sua execução e manutenção, principalmente os que possuem taludes gramados. Embora apresente uma velocidade máxima relativamente reduzida, exige mais espaço para implantação e declividades menores.

Outra vantagem, segundo Ramos et al. (1999), é a possibilidade de realizar futuras remodelações para o aumento da capacidade. Assim, para áreas em desenvolvimento, o canal escavado é o mais indicado. Por outro lado, em áreas mais restritas e urbanizadas, os canais revestidos são mais adequados, pois suportam maiores velocidades com seções transversais menores.

É muito comum projetar canais com base apenas no transporte das vazões de cheias, negligenciando problemas que possam vir a ocorrer nas vazões médias ou baixas, como assoreamento e deposição de detritos. Para tal situação, aconselha-se a utilização de canal com seções compostas, que podem lidar tanto com vazões máximas quanto com fluxos mais baixos, minimizando problemas potenciais.

Nos casos de canais trapezoidais simplesmente escavados, pode-se prever um leito em concreto de seção menor, trapezoidal ou retangular. Já em canais revestidos com seção trapezoidal ou retangular, é possível utilizar um fundo triangular através de um simples rebaixamento do fundo ao longo do eixo (RAMOS et al., 1999).

2.3.4 Galerias de grandes dimensões

Em virtude das limitações, no sistema de escoamento e drenagem, causadas por áreas muito urbanizadas ou pelo sistema viário, torna-se necessário a utilização de galerias de grandes dimensões. No entanto, essas galerias apresentam alguns entraves, como destacado por Ramos et al. (1999). Alguns estão descritos a seguir:

- Redução da capacidade máxima quando operam em carga, devido ao raio hidráulico relativo à seção cheia ser inferior à sua capacidade máxima em regime livre;
- Maior dificuldade na manutenção devido ao fechamento da galeria, aumentando a probabilidade de assoreamento e deposição de detritos, o que pode afetar sua eficiência hidráulica.
- Em alguns casos, é necessário adotar seções transversais de células múltiplas, que podem apresentar vantagens estruturais. No entanto, a introdução de janelas nessas células pode resultar em perdas de energia significativas e acumulação de lixo e detritos, impactando negativamente no desempenho hidráulico e na manutenção.

Segundo Ramos et al. (1999), algumas recomendações são necessárias ao utilizar galerias de grandes dimensões. Em casos em que há a possibilidade de se adotar galerias de célula única com o fundo em forma de triângulo, permite-se a concentração de menores vazões na parte central, reduzindo a deposição de material sedimentável.

No caso de células múltiplas, algumas medidas podem ser adotadas para minimizar suas desvantagens. Entre elas é a utilização de trechos de canais abertos para homogeneização do fluxo d'água, evitando a necessidade de janelas nas paredes internas, que também serviriam de pontos de acessos para manutenção e limpeza. Além disso, ao dimensionar as janelas, quando realmente necessárias, é importante considerar as diferenças de vazão em cada

célula e assegurar que o bordo vertente esteja situado de 1/2 a 2/3 da altura da galeria (RAMOS et al., 1999).

2.3.5 Dispositivos de armazenamento

São dispositivos com função de controlar o escoamento superficial, proporcionando retenção, infiltração e seu abatimento (SÃO PAULO, 2012b). Sua utilização vem crescendo devido à necessidade de diminuir os picos de cheia extremamente elevados. Esses dispositivos visam aumentar o tempo de permanência das águas precipitadas, trazendo benefícios ambientais e contribuindo para a estabilidade morfológica dos cursos d'água receptores (RAMOS et al., 1999).

Estes dispositivos podem ser classificados em dois tipos distintos: controle na fonte e controle a jusante. Os dispositivos de controle na fonte são de pequeno porte e instalados o mais próximo possível do local de origem do escoamento superficial. Embora ofereçam flexibilidade de instalação e permitam melhorias nas condições de drenagem a jusante, sua manutenção e monitoramento podem ser dificultados devido ao grande número de unidades distribuídas em diferentes locais, além dos custos de manutenção elevados (RAMOS et al., 1999).

Estas medidas apresentam soluções que melhoram as condições gerais de uma região, produzindo impactos e custos inferiores aos das medidas estruturais. Elas favorecem a paisagem, reduzem problemas de inundação, aumentam a infiltração e a retenção de água, e contribuem na melhora da qualidade da água (SÃO PAULO, 2012b).

Os dispositivos de controle a jusante podem estar locados no extremo de jusante de uma bacia de drenagem ou mesmo numa sub-bacia. Em alguns casos, estes dispositivos se apresentam como uma alternativa mais econômica quando comparado ao grande número de pequenas instalações de controle na

fonte, além de serem mais fáceis de operar e manter (RAMOS et al., 1999). Entretanto, apresentam maior dificuldade de locá-los devido seu maior porte.

Na Tabela 4, é apresentada uma visão dos diferentes tipos de dispositivos de armazenamento ou retenção utilizados e caracterizados posteriormente.

Tabela 4 – Classificação dos dispositivos de armazenamento ou retenção.

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

Fonte: Ramos et al. (1999).

Disposição local

Estes buscam aproveitar as próprias condições naturais para encaminhar águas de chuvas de pequenas magnitudes. Assim, as águas em áreas impermeáveis são direcionadas para um local com cobertura vegetal para infiltração no solo; caso não seja possível a infiltração, podem ser conduzidas a um dispositivo subterrâneo de armazenamento para posterior percolação no solo (RAMOS et al., 1999).

Controle de entrada

Dispositivo que busca deter as águas no próprio local onde precipitam, através de estrangulamentos nas entradas no sistema de escoamento. O controle ou detenção pode ocorrer em telhados, áreas de estacionamento, pátios industriais e outras áreas (RAMOS et al., 1999).

Detenção na origem

Refere-se a todos os dispositivos de armazenamento localizados a montante do sistema de escoamento de água. Estes dispositivos interceptam o escoamento de várias parcelas isoladas de uma área ou mesmo de uma área dividida em segmentos distintos. Podem ser valas, fossos secos, lagos, reservatórios de concreto, entre outros (RAMOS et al., 1999).

Detenção em linha

Consiste na inserção de dispositivos de detenção ao longo da linha de tubos de um sistema de galeria. Isso aproveita a capacidade excedente existente em um determinado sistema de galerias. Pode ser realizado através da construção de reservatórios de concreto, volumes excedentes nas redes, reservatórios tubulares, túneis, entre outros (RAMOS et al., 1999).

Detenção lateral

Envolve desviar o fluxo do sistema de escoamento para o armazenamento lateral quando a descarga ultrapassa o limite estabelecido. A água desviada é retida por um determinado período até que a capacidade seja compatível com o escoamento a jusante. Alguns cuidados devem ser considerados neste tipo de projeto, como o tempo de detenção adequado e a capacidade de descarga a jusante, entre outros (RAMOS et al., 1999).

Embora eficientes, esses dispositivos requerem atenção em relação a certos aspectos, como a deposição de sedimentos e detritos, que podem resultar em perda de capacidade de armazenamento, odores desagradáveis e problemas de saúde pública. Para evitar tais problemas, a implantação desses

sistemas deve ocorrer em locais já consolidados em termos de ocupação urbana, onde existam sistemas de coleta de lixo e limpeza nas vias públicas para reduzir o carreamento de detritos. Além disso, devem ser previstas condições de acesso que facilitem a remoção desses detritos (RAMOS et al., 1999).

2.4. ROTEIRO DE PROJETO EM DRENAGEM URBANA

Segundo Ramos et al. (1999), trata-se de orientações gerais para uma sequência metodológica que possua diversos assuntos, como indicação de conteúdo e orientação de forma para a documentação final correspondente a formulação do projeto de drenagem urbana. Dentre os itens principais, estão:

- Dados básicos;
- Análise das características da área da bacia;
- Estudos hidrológicos;
- Concepção de alternativas;
- Projeto hidráulico;
- Documentação do projeto.

2.4.1 Dados básicos

Nesta etapa o projetista deverá reunir todos os dados e informações básicas necessárias para a elaboração do projeto. A seguir serão citados os principais assuntos a serem abordados, conforme Ramos et al. (1999).

- Planta da bacia de drenagem;
- Características da faixa de implantação das obras;
- Drenagem lateral;
- Interferências principais e utilidades públicas;
- Condições previstas de desenvolvimento futuro;
- Cobertura vegetal e condições de ocupação da bacia atual e futura;
- Características geológicas da bacia;
- Características geotécnicas e do lençol freático da faixa de implantação das obras;

- Informações sobre chuvas intensas na área da bacia;
- Estudos anteriores;
- Demais informações pertinentes.

2.4.2 Características físicas da bacia

Etapa em que se obtêm as características da bacia que influem no regime de cheias. Assim, de acordo com Ramos et al. (1999), os tópicos básicos para esta etapa são:

- Características morfológicas da bacia;
- Características de ocupação e de cobertura vegetal;
- Características geológicas e dos solos da bacia;
- Avaliação das condições de permeabilidades regionais.

2.4.3 Estudos hidrológicos

Os estudos hidrológicos são realizados com a finalidade de se obter as vazões máximas de projeto e elaborar o hidrograma de cheias, principalmente quando há a necessidade de analisar reservatórios de retenção. Em casos onde a bacia possui afluentes significativos, é recomendável estabelecer os respectivos hidrogramas individuais para posteriormente obter o hidrograma global. Os tópicos, de acordo com Ramos et al. (1999), incluem:

- Critérios de projeto;
- Chuvas de projeto;
- Subdivisão da bacia em áreas hidrológicamente homogêneas;
- Parâmetros morfológicos característicos das sub-bacias;
- Cálculo de vazões máximas e/ou hidrogramas de cheias;
- Estudo de reservatórios de retenção.

2.4.4 Concepção de alternativas de arranjo de obras

Nesta fase, já é possível vislumbrar os possíveis arranjos das estruturas, sendo que o arranjo em planta é determinado pelo próprio alinhamento do leito

natural do curso d'água a ser canalizado, enquanto o arranjo em perfil longitudinal permite uma variedade de configurações. Os tópicos fundamentais, segundo Ramos et al. (1999), são:

- Traçado em planta;
- Seleção do tipo de conduto a ser adotado e das seções transversais;
- Alternativas de arranjo em perfil longitudinal.

2.4.5 Projeto hidráulico

Etapla relacionada ao pré-dimensionamento e a verificação de funcionamento do conjunto com base nas condições e critérios previamente estabelecidos, além da análise do desempenho hidráulico das singularidades e obras especiais (RAMOS et al., 1999).

Segundo Ramos et al. (1999), entre os principais tópicos a serem abordados, estão:

- Critérios de projeto;
- Dimensionamento das seções transversais das obras de canalização;
- Estabelecimento do perfil longitudinal final das obras;
- Definição das características preliminares das singularidades e obras especiais;
- Cálculo das linhas d'água;
- Análise hidráulica e determinação da configuração final das singularidades e obras especiais;
- Projeto hidráulico dos reservatórios de retenção.

2.4.6 Documentação do projeto

A documentação do projeto é responsável pela ordenação, organização e apresentação de todos os documentos necessários para a elaboração da versão final do projeto. Para isso, serão necessários relatório técnico, desenhos de projeto, memorial de cálculo, especificações técnicas e inserção do projeto

dentro de um plano diretor. Dessa forma, o relatório técnico deverá possuir os seguintes itens descritos a seguir, de acordo com Ramos et al. (1999).

- Apresentação do projeto;
- Descrição da bacia hidrográfica em que está inserida;
- Escopo do projeto;
- Resumo das características do projeto final;
- Dados básicos;
- Análise das características da bacia hidrográfica;
- Estudos hidrológicos;
- Concepção de alternativas;
- Projeto hidráulico;
- Custos;
- Metodologia de construção;
- Cronograma de evolução das obras.

Ainda, nos desenhos do projeto, serão necessários os seguintes itens:

- Planta geral composta por três desenhos: planta da situação vigente, planta da bacia, e o perfil longitudinal do(s) curso(s) principal(is) indicando o estaqueamento;
- Planta das características de uso e ocupação, cobertura vegetal e dos tipos de solo da bacia;
- Planta de caracterização da geologia central da bacia;
- Desenhos cadastrais da faixa de influência das obras;
- Desenhos de projeto contendo planta e perfil apresentados juntos;
- Desenho(s) de seções transversais típicas;
- Desenhos de estruturas e detalhes especiais;
- Desenho(s) apresentando métodos construtivos e etapas de execução das obras.

Todos as plantas, perfis e desenhos deverão ser apresentados em uma escala que aproxime ao máximo a visualização do projeto, suas características e detalhes.

O memorial de cálculo deve apresentar minuciosamente toda a metodologia utilizada, com detalhamento de fórmulas, hipóteses de cálculo e condições de contorno de forma bem clara, garantindo a possibilidade de os cálculos serem compreendidos e recriados posteriormente, se necessário.

Todas as especificações técnicas devem ser apresentadas de forma bem clara e objetiva, buscando seguir as normas técnicas vigentes. Caso não seja possível seguir essas normas, é necessário explicar claramente e justificar o uso de outras normas.

A inclusão do projeto de drenagem no Plano Diretor é essencial para garantir a coerência de todas as fases com as diretrizes gerais estabelecidas. Na ausência desse plano, é crucial que a solução proposta leve em conta suas implicações em toda a bacia hidrográfica, visando facilitar a elaboração futura do plano com soluções eficazes e exequíveis.

3. HIDROLOGIA URBANA

A hidrologia urbana relacionada ao projeto de drenagem aborda o estudo e a gestão das águas pluviais em áreas urbanas, com foco na análise das características e padrões de precipitação para dimensionar adequadamente as infraestruturas de drenagem. Isso envolve a coleta de dados meteorológicos locais para estimar a quantidade e a intensidade da precipitação, levando em consideração fatores como a cobertura vegetal, a impermeabilização do solo e a topografia da área urbana. Em seguida, são utilizados métodos específicos para definir a precipitação de projeto, levando em conta diversos fatores, como frequência, duração e intensidade das chuvas, a fim de dimensionar adequadamente as estruturas de drenagem. Os métodos de definição da precipitação de projeto serão detalhados no tópico a seguir.

- Precipitação de Projeto:

Para a determinação da precipitação de projeto, que será utilizada nos cálculos relativos às estimativas das vazões, a metodologia mais indicada e amplamente utilizada é baseada na análise das chuvas intensas.

Em hidrologia, a análise de chuvas intensas é um dos métodos mais essenciais, visto que sua aplicação está associada ao dimensionamento de obras hidráulicas visando o controle de enchentes, abastecimento hídrico, gestão de água para usos múltiplos, bem como para a modelagem e prevenção da erosão do solo. As chuvas intensas são aquelas que excedem a intensidade de um limite determinado como referência, podendo ocorrer em poucos minutos até várias horas (MELLO e SILVA; PRUSKI et al., 2006).

A ocorrência de uma chuva intensa ocasiona uma quantidade de precipitação significativamente acima da média, desencadeando eventos de escoamento superficial de grande porte, erosão e transporte de sedimentos (PINTO, 2011). Estes são os problemas que a drenagem do solo, a drenagem superficial e as práticas conservacionistas se propõem a solucionar. Para lidar

com esses problemas, é fundamental considerar a ocorrência de chuvas intensas no dimensionamento dessas estruturas.

O estudo de chuvas intensas é realizado localmente através da adaptação de modelos teóricos de probabilidades a conjunto de dados históricos de precipitações máximas associadas a diferentes durações. Segundo Villela e Matos (1975), é necessário compreender a intensidade, duração e frequência de uma chuva intensa. Uma abordagem comum para relacionar essas características é por meio da equação de intensidade-duração-frequência (IDF), expressa da seguinte forma:

$$i = \frac{a \cdot T_r^b}{(t + c)^d} \quad \text{Equação 1}$$

sendo que:

i = intensidade máxima da precipitação, em mm/h;

T_r = tempo de retorno, em anos;

t = duração da precipitação, em minutos;

a, b, c e d são parâmetros locais.

O software Pluvio, desenvolvido pela Universidade Federal de Viçosa, fornece os parâmetros locais para qualquer região do território brasileiro. Assim, os parâmetros locais para Pouso Alegre foram determinados como:

$$a = 667,338$$

$$b = 0,184$$

$$c = 20.869$$

$$d = 0.635$$

Portanto, obteve-se para o município de Pouso Alegre a seguinte equação da curva IDF:

$$i = \frac{667,338 \cdot T_r^{0,184}}{(t + 20,869)^{0,635}} \quad \text{Equação 2}$$

O mapa dos postos pluviométricos e fluviométricos utilizados em estudo pode ser visto no anexo A.8, enquanto as isoietas das chuvas médias mensais para o município e seu entorno se encontram no anexo A.9.

4. HIDRÁULICA EM DRENAGEM URBANA

Com base nos critérios mínimos de dimensionamento hidráulico de canais e galerias, serão apresentados as equações e os métodos utilizados. Essa fase desempenha um papel crucial como pré-dimensionamento durante a fase de estudo conceitual do projeto, análises econômicas e outras definições gerais, conforme descrito por Ramos et al. (1999).

Para uma análise mais detalhada do projeto, é necessário um estudo da variação da linha d'água ao longo de todo o canal, o que é fundamental para avaliação das perdas e cargas em singularidades ou limitações externas. Neste capítulo serão apresentados dois métodos de cálculo para a determinação do escoamento em regime gradualmente variado no espaço. O primeiro método tem como variável independente a profundidade de escoamento, enquanto o segundo considera o espaçamento entre seções de cálculo (RAMOS et al., 1999).

Nas etapas de estudos hidrológicos, além do cálculo para regime permanente, também foram realizadas avaliações para regime não permanente, utilizando as equações de Saint-Venant, para situações com propagação de ondas de enchente. Para o dimensionamento das galerias, considera-se o escoamento livre, embora em alguns casos tenha sido adotado o escoamento em carga como critério (RAMOS et al., 1999).

4.1. ELEMENTOS BÁSICOS DA HIDRÁULICA DE CANAIS

O escoamento em canal ocorre em condutos livres quando sujeitos à pressão atmosférica em pelo menos um ponto da sua seção de movimento (AZEVEDO NETTO, 1998). A presença da pressão atmosférica pode atuar tanto sobre a superfície do líquido em uma seção aberta, como nos canais de drenagem, quanto em seção fechada, como nas galerias de águas pluviais (PORTO, 1999).

Segundo Azevedo Netto (1998), o escoamento em condutos livres pode ser classificado como permanente, onde a vazão em uma determinada seção

permanece constante, ou não permanente, em que a vazão é variável. Além disso, conforme mencionado por Porto (1999), os escoamentos livres também podem ser classificados como subcríticos, críticos e supercríticos, dependendo da relação entre as forças de inércia e gravitacionais, sendo essa relação representada pelo parâmetro adimensional do número de Froude.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot H_m}} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

Fr – Número de Froude (adimensional);

V – Velocidade média na seção de escoamento (m/s);

g – Aceleração da gravidade (m/s²);

H_m – Altura hidráulica da seção, definida como sendo a área da seção de escoamento dividida pela largura superficial (m).

Assim, classifica-se o escoamento de acordo com o número de Froude: se $Fr < 1$, o escoamento é subcrítico ou fluvial, e há predomínio das forças gravitacionais. Se $Fr > 1$, o escoamento é dito supercrítico ou torrencial, em que as forças inerciais predominam. Por fim, quando $Fr = 1$, o escoamento é crítico e as forças estão em equilíbrio.

segundo Ramos et al. (1999), o denominador da equação representa a velocidade de propagação das ondas superficiais em águas rasas, e a partir dela conclui-se que:

- Em escoamento subcrítico, a velocidade V é menor que a velocidade de propagação das ondas superficiais. Isso significa que as perturbações se propagam tanto para montante como para jusante, sendo que os fenômenos a jusante possuem o potencial de perturbar o escoamento a montante do canal;

- Em escoamento supercrítico, a velocidade V é maior que a velocidade de propagação das ondas superficiais. Sendo assim, as perturbações se propagam somente para jusante e não a montante dos canais.

4.1.1 Elementos geométricos

Com base na seção transversal do escoamento, os elementos geométricos podem ser classificados como artificiais ou regulares, quando a forma geométrica obedece a uma lei conhecida, e naturais, quando a forma se desenvolve através de processos naturais. No estudo de canais, são necessários parâmetros que descrevam geometricamente a seção e as declividades da área de interesse. As propriedades de escoamento dos canais relacionadas com a seção transversal são denominadas parâmetros hidrogeométricos, sendo os principais apresentados abaixo (PORTO, 1999; RAMOS et al., 1999):

- *Área molhada* (A): representa a área da seção reta do escoamento, perpendicular à direção do fluxo;
- *Perímetro molhado* (P): corresponde ao comprimento linear da interface entre o fluido e o contorno. Não abrange, portanto, a superfície livre das águas;
- *Raio hidráulico* (R_h): é a relação entre a área molhada e o perímetro molhado;
- *Altura d'água ou tirante d'água ou profundidade* (y): é a distância vertical do ponto mais baixo da seção do canal até a superfície livre. Quando indicada como " d ", representa a mesma distância, porém perpendicular ao fundo da seção. Portanto, a relação entre as variáveis é dada por $y = d/\cos\theta$;
- *Altura de escoamento da seção ou cota do nível d'água* (h): representa a altura do escoamento medida perpendicularmente ao fundo do canal. Em geral dada por $h = (y + z)$, em que z é a elevação do fundo da seção;
- *Largura de topo* (B): é a largura da seção medida na superfície livre, dependente da forma geométrica da seção e da altura d'água.

A Tabela 5 indica as principais expressões para a determinação dos parâmetros em seções típicas de canais de drenagem. Conforme mencionado por Porto (1999), a distribuição das velocidades nos canais depende da forma geométrica da seção, devido às tensões de cisalhantes no fundo e nas paredes e à presença da superfície livre.

Devido a não uniformidade na distribuição das velocidades nas seções dos canais, em algumas aplicações torna-se necessário o uso de coeficientes de correção. Tais coeficientes conhecidos como correção da energia cinética e correção da quantidade de movimento, como também coeficiente de Coriolis e Boussinesq, respectivamente (PORTO, 1999).

$$\alpha = \frac{\int v^3 dA}{V^3 A} \quad \text{Equação 4}$$

$$\beta = \frac{\int v^2 dA}{V^2 A} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

α – Fator de correção da energia cinética ou Coeficiente de Coriolis (adimensional);

β – Fator de correção da quantidade de movimento ou Coeficiente de Boussinesq (adimensional);

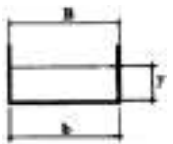
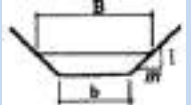
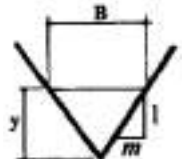
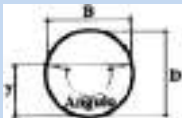
A – Área da seção reta (m²);

v – Velocidade pontual (m²/s);

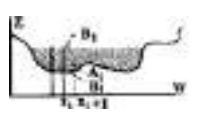
V – Velocidade média na seção (m²/s).

Assim, para a obtenção de verdadeiros valores de carga cinética e quantidade de movimento, é necessária a utilização dos fatores de correção ou de coeficientes. As fórmulas para a carga cinética e quantidade de movimento serão respectivamente $\alpha V^2/2g$ e $\beta QV/g$, sendo V e Q, respectivamente, a velocidade e a vazão média na seção (PORTO, 1999; RAMOS et al., 1999).

Tabela 5 – Elementos das seções transversais.

Seção Tipo	Área - A	Perímetro - P	Raio Hidráulico - Rh	Largura Superficial - B	Profundidade Crítica - y_c	Coeficiente de Coriollis - α	Coeficiente de Boussinesq - β
	$b \cdot y$	$b + 2 \cdot y$	$\frac{b \cdot y}{b + 2 \cdot y}$	b	$\left(\frac{\psi}{b^2}\right)^{\frac{1}{3}}$		
	$(b + m \cdot y) \cdot \frac{y}{2}$	$b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{(b + m \cdot y) \cdot y/2}{b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$b + 2 \cdot m \cdot y$	$0,81 \cdot \left(\frac{\psi}{m^{0,75} b^{1,25}}\right)^{\frac{1}{3}} - \frac{b}{30 \cdot m}$		
	$m \cdot y^2$	$2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{m \cdot y}{2 \cdot \sqrt{1 + m^2}}$	$2 \cdot m \cdot y$	$\left(\frac{\psi}{m^2}\right)^{0,20}$		
	$\frac{D^2}{8} \cdot (\theta - \sin 2\theta)$	$\frac{1}{2} \cdot \theta \cdot D$	$\frac{1}{4} \cdot \left(1 - \frac{\sin 2\theta}{\theta}\right) \cdot D$	$D \cdot \sin\left(\frac{\theta}{2}\right)$	$\left(\frac{1,01}{D^{0,26}}\right) \cdot \psi^{0,25}$		

VERSÃO OFICIAL

Seção Tipo	Área - A	Perímetro - P	Raio Hidráulico - Rh	Largura Superficial - B	Profundidade Crítica - y _c	Coefficiente de Coriolis - α	Coefficiente de Boussinesq - β
	$\sum_1^{n-1} A_1$	$\sum_1^{n-1} p_1$	$\left(\frac{A_1 \cdot R_{h1}^{2/3}}{A} \right)^{3/2}$	$\sum_1^{n-1} B_1$		$\frac{\sum_1^{n-1} A_1 \cdot (C_1 \cdot \sqrt{R_{h1}} \cdot S_f)}{A \cdot (C \cdot \sqrt{R_h} \cdot S_f)^3}$	$\frac{\sum_1^{n-1} A_1 \cdot (C_1 \cdot \sqrt{R_{h1}})}{A \cdot (C \cdot \sqrt{R_h} \cdot S_f)^2}$

Fonte: Ramos et al. (1999).

4.1.2 Equações da energia

O escoamento em canais é norteado pelo princípio básico da conservação de energia total, expresso pela Lei de Bernoulli (RAMOS et al., 1999). De acordo com Porto (1999), de maneira geral, os canais possuem baixa declividade, e a distribuição de pressão segue um padrão hidrostático, com a linha piezométrica coincidindo com a linha d'água. Portanto, em uma seção específica de um canal onde a distribuição de pressão é hidrostática, a energia total por unidade de peso é dada por:

$$H = Z + y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

H – Energia total por unidade de fluido (m);

z – Altura geométrica (m);

y – Profundidade na seção (m);

α – Fator de correção da energia cinética ou Coeficiente de Coriolis (adimensional);

V – Velocidade média na seção (m/s);

g – Aceleração da gravidade (m/s²).

De acordo com Azevedo Netto (1998), na prática, em seções a jusante a carga será menor, pois o valor de Z vai reduzindo afim de compensar as perdas do escoamento contra atritos e manter o fluxo. Dessa forma é possível obter a carga específica, definida como a carga disponível em uma seção, tomando como plano de referência um plano horizontal passando pelo fundo do canal nessa seção. Em outras palavras, a energia específica é a distância vertical entre o fundo do canal e a linha de energia, e é expressa pela equação a seguir, com sua curva representada pela

Figura 1 (PORTO, 1999).

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

Equação 7

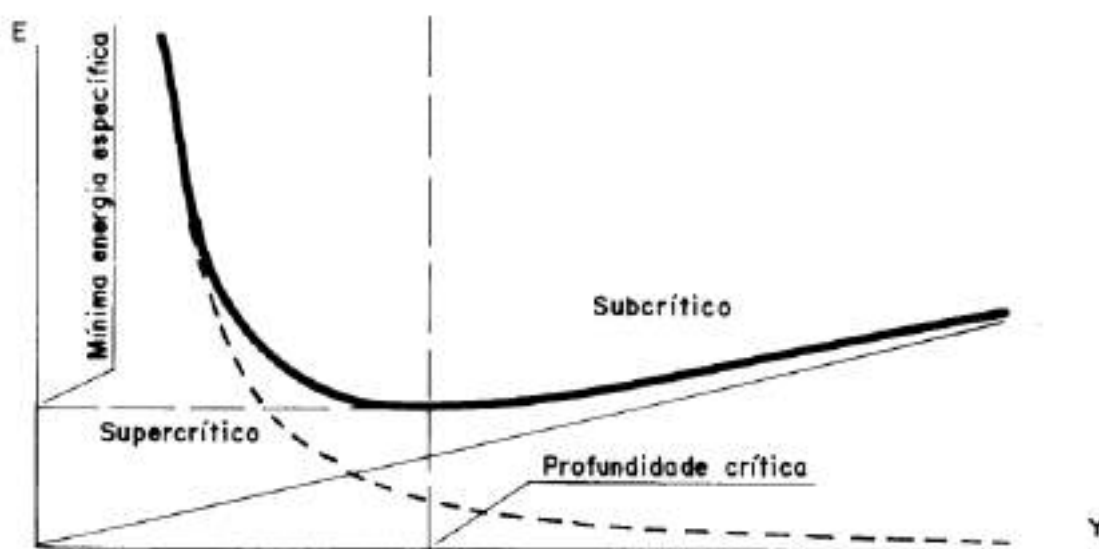


Figura 1 – Curva de energia específica

Fonte: Ramos et al. (1999).

A

Figura 1 indica a existência de uma energia específica mínima no escoamento, relacionada a profundidade limite denominada crítica (RAMOS et al., 1999). Ainda, segundo Azevedo Netto (1998), a profundidade crítica é aquela para a qual ocorre maior vazão quando se tem uma carga específica estabelecida, neste caso o número de Froude é igual a um.

Para a obtenção do ponto crítico, em que a energia do escoamento livre é em função da profundidade, deriva-se a equação a seguir e iguala-se o resultado a zero (RAMOS et al., 1999).

$$\frac{dH}{dy} = \frac{d}{dy} \left(\alpha \frac{V^2}{2g} \right) + 1 = 1 - \alpha \frac{Q^2}{2gA^3} \frac{dA}{dy} = 0 \quad \text{Equação 8}$$

A raiz dessa equação representa a profundidade crítica, que pode ser obtida em função da geometria da seção transversal através da seguinte fórmula:

$$\alpha \frac{Q^2 B}{2gA^3} = 1 \quad \text{Equação 9}$$

A Figura 2 apresenta os elementos utilizados para o equacionamento demonstrado acima.

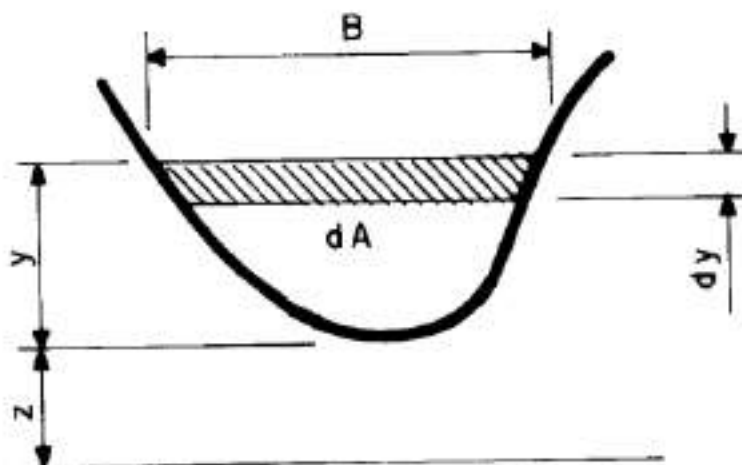


Figura 2 – Elementos geométricos para o cálculo da profundidade crítica.

Fonte: Ramos et al. (1999).

4.2. EQUAÇÕES DO REGIME UNIFORME

Regime que ocorre em um canal prismático de comprimento razoável, no qual o escoamento mantém suas características hidráulicas constantes, tais como raio hidráulico e velocidade média. Isso ocorre devido ao equilíbrio dinâmico, que decorre da igualdade entre as forças de resistências e a força gravitacional (aceleradora) responsável pelo movimento (PORTO, 1999; RAMOS et al., 1999). Ainda, conforme observado por Ramos et al. (1999), embora essas condições de escoamento possam ser utilizadas para um pré-dimensionamento das obras de drenagem, sua aplicabilidade é válida apenas em casos específicos.

Diversas equações descrevem o regime uniforme, são elas: equação de Manning, de Chézy, de Darcy-Weissbach e a desenvolvida a partir da distribuição logarítmica de velocidades, sendo aplicáveis também a escoamentos em regime turbulento rugoso, uma situação considerada crítica para drenagem.

As equações supracitadas podem ser expressas de maneira unificada da seguinte forma (Equação 10), onde cada componente da equação representa um fator de resistência ao escoamento na forma adimensionalizada (SÃO PAULO, 2012a):

$$\frac{V}{v_*} = \frac{R_h^{1/6}}{\eta \sqrt{g}} = \frac{c}{\sqrt{g}} = \sqrt{\frac{8}{f}} = 5,75 \cdot \log \left(11 \frac{R_h}{K_s} \right) \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

n – Coeficiente de Manning;

C – Coeficiente de Chézy;

f – Fator de atrito de Darcy-Weissbach;

Ks – Rugosidade absoluta da parede;

v – Velocidade de atrito ($v = (gR_h j)^{0,5}$);

R_h – Raio hidráulico;

j – Declividade da linha de energia (no caso igual à do leito);

g – Aceleração da gravidade;

V – Velocidade média na seção.

4.3. CÁLCULO DE LINHA D'ÁGUA EM REGIME PERMANENTE GRADUALMENTE VARIADO

É comum a ocorrência de profundidades que não estejam em equilíbrio nos canais devido a níveis d'água impostos por estruturas hidráulicas ou singularidades. Essa situação gera uma variação nos parâmetros hidráulicos de maneira progressiva ao longo do curso, podendo estender-se por trechos mais longos se comparados a trechos onde o escoamento é bruscamente variável (PORTO, 1999).

A nova linha d'água gerada nesse trecho denomina-se curva de remanso, atuando como transição entre os níveis impostos e a situação de equilíbrio em regime uniforme. Existem vários métodos para a determinação da linha d'água, sendo um dos mais utilizados o “*Direct Step Method*”, cujo consiste numa solução numérica passo a passo que permite calcular a distância em que ocorrerá um determinado nível, e o método “*Standard Step Method*”, que estima o nível da superfície livre para uma dada seção (RAMOS et al., 1999).

O princípio que permite a determinação da linha d'água é o da conservação da energia, que pode ser expressa entre duas seções do canal através da Equação 11, conforme ilustrado na Figura 3 (RAMOS et al., 1999).

$$z_1 + y_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H_{1-2} \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

z – Cota do leito na seção do cálculo (m);

y – Profundidade na seção de cálculo (m);

V – Velocidade média na seção de cálculo (m/s);

α – Coeficiente de Coriolis (adimensional);

g – Aceleração da gravidade (m/s²);

ΔH_{1-2} – Perda de carga entre as duas seções de cálculo consecutivas (m).

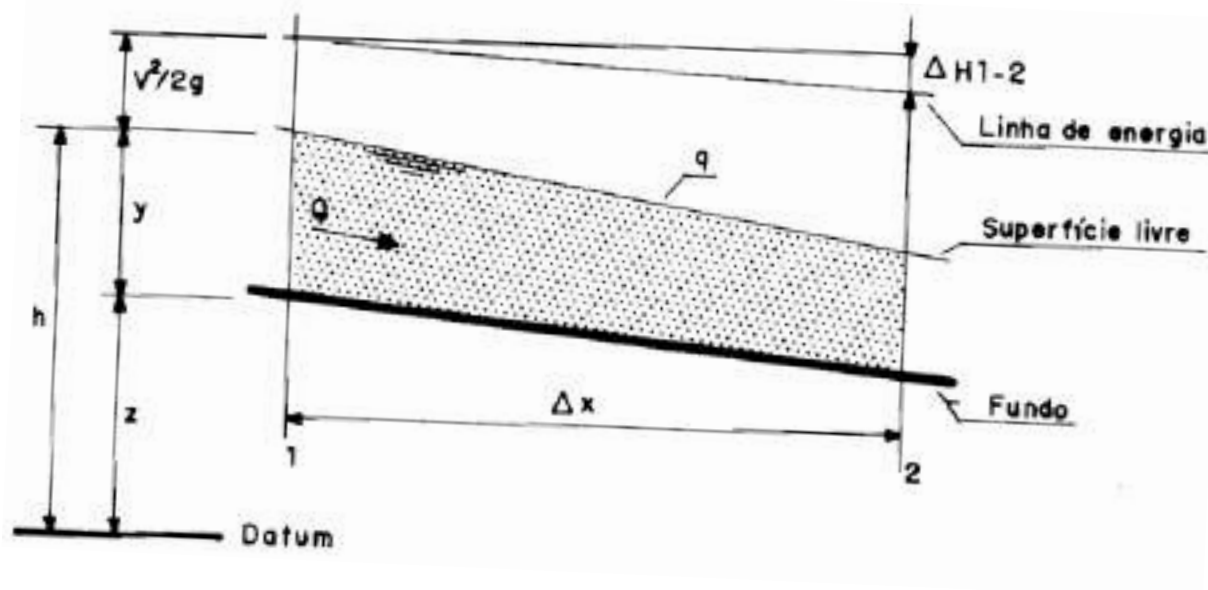


Figura 3 – Esquema da variação da linha de energia para escoamentos com superfície livre.

Fonte: Ramos et al. (1999).

4.3.1 Método em que a variável é a profundidade (“Direct Step Method”)

O levantamento da linha d’água em um canal de seção e declividade constantes para uma determinada vazão pode ser realizado através da equação da energia aliada a um esquema de diferenças finitas. Assim, para um canal de comprimento Δx entre duas seções consecutivas, 1 e 2, pode-se formular a equação da conservação de energia, apresentada na Equação 12.

$$\Delta x = (x_2 - x_1) = \frac{E_2 - E_1}{i - j} \quad \text{Equação 12}$$

Onde:

E_2 e E_1 – Energias específicas nas seções consideradas, calculadas segundo a Equação 13;

i – Declividade do fundo do canal (m/m), obtida através da Equação 14;

j – Declividade da linha de energia calculada pela fórmula de Manning (m/m), calculada pela Equação 15 e Equação 16.

$$E_i = y_i + \frac{\alpha_i \cdot V_i^2}{2 \cdot g} \quad \text{Equação 13}$$

$$i = \frac{z_2 - z_1}{\Delta x} \quad \text{Equação 14}$$

$$j = \frac{j_2 - j_1}{2} \quad \text{Equação 15}$$

$$j_i = \left(\frac{V \cdot n}{R_h^{2/3}} \right)^2 \quad \text{Equação 16}$$

Onde:

E_i – Energia específica numa das seções de cálculo ($i=1$ ou 2);

Δx – Discretização da distância entre duas seções de cálculo (m);

i – Declividade do fundo (m/m);

j – Declividade da linha de energia (média entre as duas seções de cálculo) (m/m);

j_i – Declividade da linha de energia numa seção de cálculo ($i=1$ ou 2). Foi utilizada a equação de Manning, mas poderia ser utilizada qualquer outra (m/m);

z – Cota do fundo do canal numa dada seção (m);

y – Profundidade numa dada seção (m).

Assim, o cálculo será feito seção por seção, com início em um ponto onde se conheça a profundidade. Quando o fluxo é de montante para jusante, sendo o valor de Δx maior que zero, o escoamento é supercrítico, e quando de jusante para montante, com valor de Δx menor que zero, o escoamento é subcrítico.

O cálculo da declividade média da linha de energia segue as etapas delineadas por Porto (1999), iniciando a partir da altura d'água inicial y_1 na seção de controle:

- Arbitra-se um valor para y_2 ;
- Calcula-se E_1 e E_2 ;
- Obtém o valor médio da altura d'água no trecho 1-2;
- Calcula-se $\bar{I}_f$ pela fórmula de Manning;
- Calcula-se o valor de Δx ;
- Assim, a partir da seção 2, repete-se o mesmo processo para a seção seguinte, através dos resultados obtidos anteriormente.

Este método tem como desvantagens a impossibilidade de determinar a altura d'água para uma localização específica x predeterminada e sua inaplicabilidade em canais não prismáticos.

4.3.2 Método em que a variável é a posição da seção ("Standard Step Method")

O método "Standard Step Method" utiliza as mesmas equações que o anterior, apenas com uma alteração: o nível da linha d'água na seção de cálculo. Assim, quanto menor for a diferença entre as alturas d'água no trecho, menor será o valor de Δx e melhor será o procedimento de cálculo (PORTO, 1999). Ainda segundo Porto (1999), tal procedimento será demonstrado resumidamente em seguida:

1. Determinam-se as equações das curvas de variação da energia específica e declividade da linha de energia para cada seção, o que pode ser feito através de uma simples regressão linear:

$$E_i = \text{função}(y) \qquad y = \text{função}(E_i) \qquad j_i = \text{função}(y)$$

2. Nas duas primeiras colunas, insere-se posicionamento absoluto e relativo de cada seção de cálculo.
3. Na primeira seção de cálculo, conhecida a profundidade de escoamento, calcula-se a energia específica e a declividade da linha de energia.
4. Este valor servirá como dado de partida do processo iterativo de determinação da energia específica, calculado por:

$$E'_2 = E_1 + (i - j) \cdot \Delta x \qquad \text{Equação 17}$$

5. Com os dados já calculados, obtém-se a primeira estimativa do valor da profundidade correspondente a E_2 e com isso estima-se a declividade da linha de energia j_2 .
6. Determina-se a declividade média da linha de energia no trecho por:

$$j = \frac{(j_2 + j_1)}{2} \qquad \text{Equação 18}$$

7. Com os novos valores estimados para a declividade da linha de energia, retorna-se ao passo 5, obtendo valores de E''_2 e j''_2 e assim sucessivamente. O processo deve ser repetido até que os valores da profundidade y_2 estejam dentro do limite de precisão pré-determinado.
8. O último valor de cálculo será considerado como o primeiro valor da iteração para a seção, voltando ao procedimento de cálculo no passo 4 até a última seção.

É importante ressaltar que, além do apresentado, existem vários métodos e programas de cálculo descritos na literatura.

4.3.3 Considerações complementares

Durante o cálculo, é aconselhável verificar qual tipo de curva de remanso é esperada para realizar a verificação, além de se certificar que o ponto de partida está correto (RAMOS et al., 1999). Em casos de escoamento fluvial, os níveis devem ser determinados baseados em uma condição de jusante, enquanto em escoamentos torrenciais, a partir da condição de montante.

4.4. MODELO HIDRODINÂMICO

Neste item serão apresentadas as considerações acerca dos parâmetros do modelo hidrodinâmico considerados relevantes para o presente manual de drenagem.

4.4.1 Equações do movimento

A equação da continuidade (conservação da massa) e a equação da dinâmica (quantidade de movimento) são fundamentais para caracterizar o movimento em canais, como transitórios hidráulicos em escoamento livre (PORTO, 1999). Para realizar essa caracterização são utilizadas as equações de Saint-Venant, derivadas da lei da conservação da massa e da conservação da quantidade de movimento, apresentadas a seguir:

- Conservação da massa – Equação da continuidade:

A dedução dessa equação envolve algumas hipóteses como o fluido ser incompressível e ter a distribuição uniforme de velocidade (RAMOS et al., 1999).

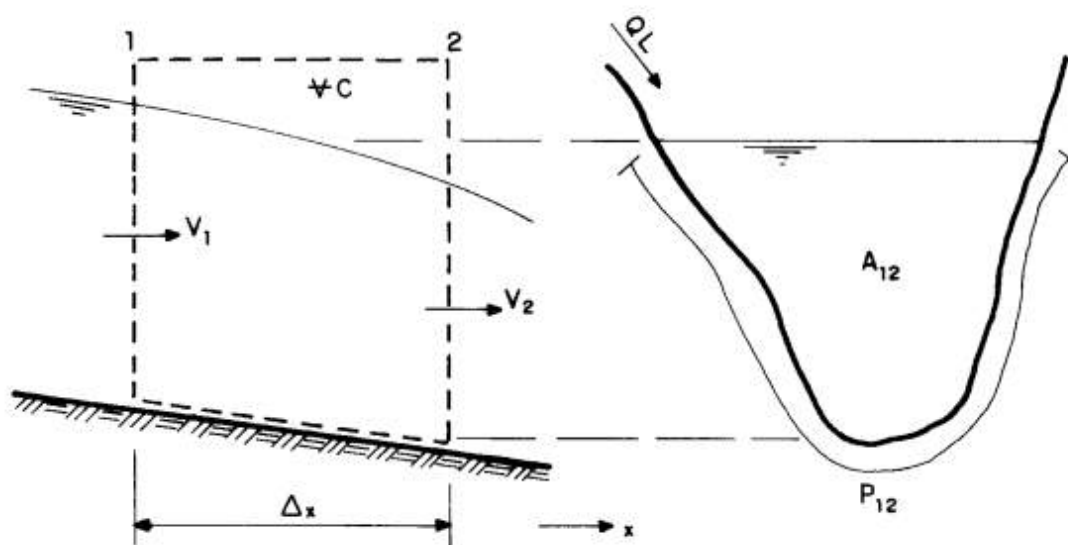


Figura 4 – Volume de controle no escoamento genérico.

Fonte: Ramos et al. (1999).

Portanto, conforme ilustrado na Figura 4, a conservação em massa em forma integral, aplicada ao volume de controle (VC) pode ser observada na Equação 19. Nesta equação, a vazão de massa através da superfície de controle é igual à taxa de diminuição de massa dentro dele ao longo do tempo (a soma é igual a zero). A Equação 20 traz o desmembramento do termo da diminuição da massa (PORTO, 1999; RAMOS et al., 1999).

$$\int_{sc} \rho \vec{V} \cdot d\vec{A} + \frac{\partial}{\partial t} \int_{vc} \rho dV = 0$$
 Equação 19

$$\rho V_2 A_2 - \rho V_1 A_1 - \rho Q_L + \frac{\partial}{\partial t} (\rho \Delta x A_{12}) \cong 0$$
 Equação 20

Onde:

A_{12} – Área média entre as seções 1 e 2 (m²);

Q_L – Vazão de contribuição lateral (m³/s);

ρ – Massa específica da água (kg/m³);

V – Velocidade média na seção 1 (m/s);

x – Abscissa medida ao longo do canal;

Assim, após o desenvolvimento da equação anterior e se houver uma contribuição de uma vazão lateral, chega-se à Equação 21.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$
 Equação 21

Onde:

q – Vazão de contribuição lateral por unidade de comprimento x [m³/(s.m)].

A Equação 21 é a primeira das Equações de Saint-Venant e pode ser apresentada de outras formas como na Equação 22 e Equação 23.

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q$$
 Equação 22

$$\frac{\partial h}{\partial t} + V \frac{\partial A}{\partial x} + y \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{q}{B}$$
 Equação 23

Onde:

B – Largura da superfície livre no canal (m);

y – Altura ou tirante d'água (m);

V – Velocidade média na seção (m/s);

Q – Vazão que entra na seção (m^3/s);

h – Altura do canal (m).

Em canal retangular, adota-se $\partial h / \partial t = \partial y / \partial t$ e $A = B_y$ e a equação anterior fica.

$$\frac{\partial y}{\partial t} + V \frac{\partial y}{\partial x} + y \frac{\partial V}{\partial x} = \frac{q}{B} \quad \text{Equação 24}$$

- Quantidade de movimento – Equação da dinâmica:

A aplicação do Teorema da Quantidade de Movimento ao fluido em um instante 't', ocupando um volume de controle genérico, é dada pelo somatório das forças de superfície e de massa aplicadas na massa de fluido contida no volume de controle ($\forall C$). Estas forças são equivalentes à soma do fluxo de quantidade de movimento por unidade de tempo saindo da superfície de controle (SC) com a variação por unidade de tempo da quantidade de movimento do volume de controle, como apresentado na Equação 25 (PORTO, 1999).

$$\sum F = \int_{SC} \vec{V} \cdot (\rho \cdot \vec{V} \cdot d\vec{A}) + \frac{\partial}{\partial t} \int_{\forall C} V \cdot \rho \cdot d\forall \quad \text{Equação 25}$$

Onde:

$\sum F$ – Somatório das forças aplicadas na massa de fluido (N);

ρ – Massa específica da água (kg/m^3);

V – Velocidade média na seção (m/s);

SC – Simbologia para a 'Superfície de Controle';

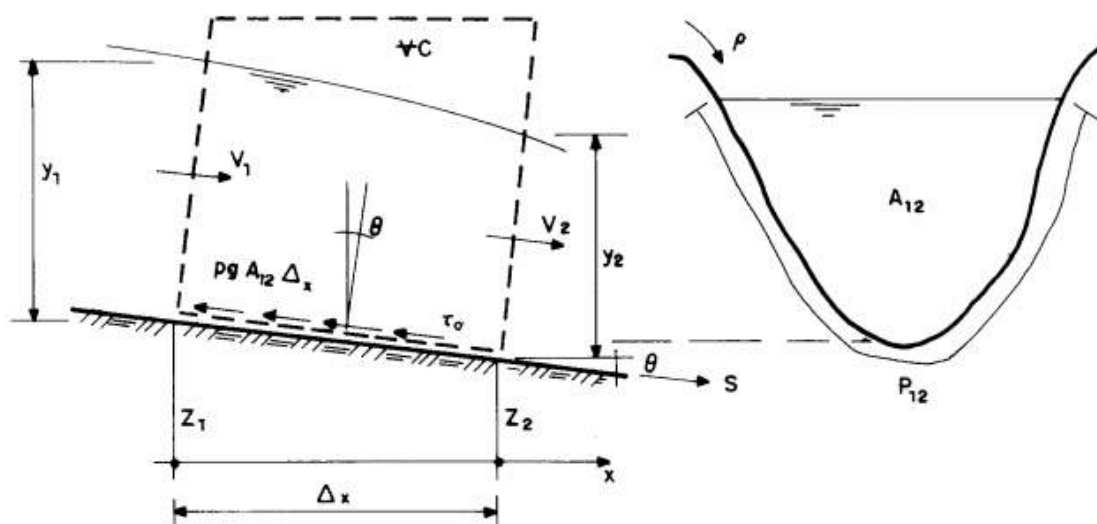
$\forall C$ – Simbologia para o 'Volume de Controle';

A Equação 25 é aplicada ao $\forall C$ como indicado na

Figura 5 considerando as hipóteses, segundo Ramos et al. (1999), como:

- Fluido incompressível e com densidade constante;
- τ_0 é uniforme ao longo do perímetro molhado;

- θ é um ângulo pequeno, tal que $|\text{sen}\theta| \cong |\text{tg}\theta| = i$;
- A pressão distribui-se hidrostaticamente.



Fonte: Ramos et al. (1999).

As forças que atuam sobre o fluido no volume de controle derivam da pressão hidrostática nas seções 1 e 2, da componente da força gravitacional no sentido do escoamento e da força de atrito nas paredes e fundo do canal, conforme Equação 26 (PORTO, 1999).

$$\sum F = F_p + F_g + F_a \quad \text{Equação 26}$$

Onde:

F_p – Força da pressão hidrostática;

F_g – Força gravitacional;

F_a – Força de atrito.

- Força da pressão hidrostática:

Composta por três forças: a resultante da pressão hidrostática atuante na seção de montante e na seção de jusante, e a resultante da pressão hidrostática segundo a direção do escoamento nas laterais do volume de controle, como na Equação 27.

$$F_p = F_{pm} + F_{pj} + F_{pl} \quad \text{Equação 27}$$

Onde:

F_{pm} – Força resultante da pressão hidrostática atuante na seção de montante;

F_{pj} – Força resultante da pressão hidrostática atuante na seção de jusante;

F_{pl} – Força resultante da pressão hidrostática segundo a direção do escoamento nas laterais do volume de controle.

Assim, a equação para o cálculo da pressão hidrostática atuante fica segundo a Equação 29.

$$F_p = F_{pm} - \left(F_{pm} + \frac{\partial F_{pm}}{\partial x} \cdot \Delta x \right) + F_{pl} = - \frac{\partial F_{pm}}{\partial x} \cdot \Delta x + F_{pl} \quad \text{Equação 28}$$

$$F_p = - \gamma \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} \cdot \Delta x \quad \text{Equação 29}$$

Onde:

F_p – Força da pressão hidrostática (N);

γ – Peso específico da água (N/m³);

A – Área da seção (m²);

y – Altura de água (m);

Δx – Distância entre as duas seções de controle (m).

- Força gravitacional:

A componente da força gravitacional, que atua sobre o fluido na direção do escoamento e dentro do volume de controle, é calculada através da multiplicação do peso específico pelo volume do fluido e pelo seno do ângulo formado pelo fundo em relação à horizontal, conforme Equação 31.

$$\int_{V_C} (\rho \cdot \vec{B}) dV \cong \rho \cdot g \cdot A_{12} \cdot \Delta x \cdot \text{sen}\theta \quad \text{Equação 30}$$

$$F_g = \rho \cdot g \cdot A \cdot \Delta x \cdot \text{sen}\theta \quad \text{Equação 31}$$

Onde:

F_g – Força gravitacional (N);

ρ – Massa específica da água (kg/m^3);

g – Aceleração da gravidade (m/s^2);

A – Área do canal na seção (m^2);

Δx – Distância entre as duas seções de controle (m);

Θ – Ângulo que o fundo faz com a horizontal.

A Equação 31 pode ser escrita de outra forma, conforme Equação 32:

$$F_g = \gamma \cdot A \cdot I_o \cdot \Delta x \quad \text{Equação 32}$$

Onde:

γ – Peso específico da água (N/m^3);

A – Área da seção no canal (m^2);

I_o – Declividade do canal (m/m);

Δx – Distância entre as duas seções de controle (m).

- Força de atrito:

Força causada pelo esforço transversal ao longo do fundo e das laterais do canal no volume de controle, conforme Equação 33.

$$F_a = -\tau_o \cdot P \cdot \Delta x \quad \text{Equação 33}$$

Onde:

F_a – Força de atrito (N);

τ_o – Tensão tangencial ou de arrastamento (N/m²);

P – Perímetro molhado (m);

Δx – Distância entre as duas seções de controle (m).

A tensão tangencial e o raio hidráulico podem ser escritos, respectivamente, pela Equação 34 e pela Equação 35, enquanto a equação da força de atrito pode ser reescrita conforme Equação 36.

$$\tau_o = \gamma \cdot R \cdot I_1 \quad \text{Equação 34}$$

$$R = \frac{A}{P} \quad \text{Equação 35}$$

$$F_a = -\gamma \cdot A \cdot I_1 \cdot \Delta x \quad \text{Equação 36}$$

Onde:

τ_o – Tensão tangencial ou de arrastamento;

γ – Peso específico da água (N/m³);

R – Raio hidráulico (m);

I_1 – Declividade da linha de energia (m/m);

A – Área molhada (m²);

P – Perímetro molhado (m);

Δx – Distância entre as duas seções de controle (m).

Portanto, substituindo as equações das três forças resultantes (Equação 29, Equação 32 e Equação 36) na somatória da Equação 26, tem-se:

$$\sum F = -\gamma \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} \cdot \Delta x + \gamma \cdot A \cdot I_o \cdot \Delta x - \gamma \cdot A \cdot I_1 \cdot \Delta x \quad \text{Equação 37}$$

$$\sum F = \gamma \cdot A \cdot \left(-\frac{\partial y}{\partial x} + I_o - I_1 \right) \cdot \Delta x \quad \text{Equação 38}$$

A Equação 38 representa a variação e a saída da quantidade de movimento no volume de controle. Portanto, considerando a entrada de massa

no volume de controle (Equação 39) e sua quantidade de movimento associada (Equação 40), o balanço da quantidade de movimento fica segundo a Equação 41.

$$-\rho \cdot (Q + q \cdot \Delta x) \quad \text{Equação 39}$$

$$[-\rho \cdot (Q + q \cdot \Delta x)] \cdot V \cdot \beta \quad \text{Equação 40}$$

$$\begin{aligned} \iint_{sup.} V \cdot \rho \cdot V \cdot dA = -\rho \cdot [\beta \cdot V \cdot Q + \beta \cdot V \cdot q \cdot \Delta x] \\ + \rho \cdot \left[\beta \cdot V \cdot Q + \frac{\partial(\beta \cdot V \cdot Q)}{\partial x} \right] \cdot \Delta x \end{aligned} \quad \begin{array}{l} \text{Equação} \\ 41 \end{array}$$

Onde:

ρ – Massa específica da água (kg/m³);

Q – Vazão que entra pesa seção a montante (m³/s);

β – Fator de correção da quantidade de movimento ou coeficiente de Boussinesq (adimensional);

V – Velocidade média na seção (m/s);

q – Vazão por metro que entra durante o percurso (m³/s/m);

g – Aceleração da gravidade (m/s²);

A – Área do canal na seção (m²);

Δx – Distância entre as duas seções de controle (m).

Simplificando a Equação 41 pelos termos da quantidade de movimento obtém-se a Equação 42.

$$\frac{1}{A} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta \cdot Q^2}{A} \right) + g \cdot \frac{\partial y}{\partial x} - g \cdot (I_o - I_1) = 0 \quad \text{Equação 42}$$

Onde:

Q – Vazão que entra pesa seção a montante (m³/s);

g – Aceleração da gravidade (m/s²);

A – Área do canal na seção (m²);

l₀ – Declividade do canal (m/m);

l₁ – Declividade da linha de energia (m/m);

Outra forma de reiterar a equação de Saint-Venant, é desenvolvendo a segunda parte da Equação 25, desmembrando-a como a seguir.

$$\int_{SC} \vec{V} \cdot (\rho \cdot \vec{V} \cdot d\vec{A}) = -\rho \cdot V^2 \cdot A + \rho \cdot V^2 \cdot A + \frac{\partial}{\partial x} (\rho \cdot V^2 \cdot A) \cdot \Delta x \quad \text{Equação 43}$$

$$\begin{aligned} \int_{SC} \vec{V} \cdot (\rho \cdot \vec{V} \cdot d\vec{A}) &= \rho \cdot \frac{\partial}{\partial x} (V^2 \cdot A) \cdot \Delta x \\ &= \rho \cdot V^2 \cdot \frac{\partial A}{\partial x} \cdot \Delta x + 2 \cdot \rho \cdot V \cdot A \cdot \frac{\partial V}{\partial x} \cdot \Delta x \end{aligned} \quad \begin{array}{l} \text{Equação} \\ 44 \end{array}$$

$$\int_{SC} \vec{V} \cdot (\rho \cdot \vec{V} \cdot d\vec{A}) = \rho \cdot V \cdot \left[V \cdot \frac{\partial A}{\partial x} + 2 \cdot A \cdot \frac{\partial V}{\partial x} \right] \cdot \Delta x \quad \text{Equação 45}$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} V \cdot (\rho \cdot V \cdot dV) = \frac{\partial}{\partial t} (\rho \cdot V \cdot A) \cdot \Delta x \quad \text{Equação 46}$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{VC} V \cdot (\rho \cdot V \cdot dV) = \rho \cdot \left[A \cdot \frac{\partial V}{\partial t} + V \cdot \frac{\partial A}{\partial t} \right] \cdot \Delta x \quad \text{Equação 47}$$

Somando a Equação 45 e Equação 47 (Equação 49) e substituindo conforme a equação da continuidade (Equação 48), obtém-se a Equação 50.

$$A \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + V \cdot \frac{\partial A}{\partial x} = - \frac{\partial A}{\partial t} \quad \text{Equação 48}$$

$$\rho \cdot V \cdot \left[V \cdot \frac{\partial A}{\partial x} + 2 \cdot A \cdot \frac{\partial V}{\partial x} \right] \cdot \Delta x + \rho \cdot \left[A \cdot \frac{\partial V}{\partial t} + V \cdot \frac{\partial A}{\partial t} \right] \cdot \Delta x \quad \text{Equação 49}$$

$$\rho \cdot A \cdot \left[V \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} \right] \cdot \Delta x \quad \text{Equação 50}$$

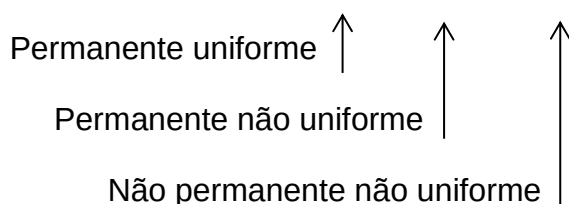
Portanto, igualando a Equação 50 com a Equação 38, obtém-se a segunda Equação de Saint-Venant (Equação 52), a qual consiste em um sistema de duas equações, sendo elas as derivadas parciais em relação a x e t, que descrevem, sob hipóteses fixas, os escoamentos não permanentes em canais (PORTO, 1999).

$$\gamma \cdot A \cdot \left[I_o - I_1 - \frac{\partial y}{\partial x} \right] \cdot \Delta x = \rho \cdot A \cdot \left[V \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} \right] \cdot \Delta x \quad \text{Equação 51}$$

$$V \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} + g \cdot \frac{\partial y}{\partial x} = g(I_o - I_1) \quad \text{Equação 52}$$

De acordo com Porto (1999), existem várias técnicas numéricas disponíveis para a resolução dessas equações. Objetivando uma compreensão mais clara e uma visualização mais precisa do significado de cada termo em um tipo particular de escoamento, pode ser analisada a Equação 53.

$$I_1 = I_o - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{V}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial x} - \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial t} \quad \text{Equação 53}$$



Segundo Porto (1999), os termos da Equação 53 podem ser considerados como um gradiente ou inclinação, em que o primeiro termo é a declividade energética considerando o atrito. O segundo e o terceiro termo representam a inclinação da linha d'água, que considera os termos de gravidade

e pressão, e os últimos termos (quarto e quinto) representam a inclinação devido à variação da velocidade no espaço e no tempo.

Logo, para desenvolver as Equações de Saint-Venant (Equação 24 e Equação 53) é necessário obter uma ampla quantidade de dados hidráulicos do canal. Nesse sentido, Porto (1999) sugere que é interessante o emprego de hipóteses simplificadoras, alguma das quais estão amostradas abaixo:

- Fluido incompressível;
- Escoamento unidimensional, para que a velocidade seja representativa na variação espacial da seção;
- Distribuição hidrostática de pressão na vertical, desprezando efeitos de componentes de aceleração;
- Variação gradual das seções transversais e ausências de singularidades;
- Assumir que a declividade da linha de energia possa ser calculada por uma equação definida para o regime uniforme e permanente, como Manning e Chézy.

Considerando as simplificações e as estreitas dimensões dos termos de inércia, tem-se que a Equação 48 pode ser reescrita como a Equação 54.

$$I_o - I_1 = \frac{\partial y}{\partial x} \quad \text{Equação 54}$$

Dessa maneira, assimilando algumas equações, obtêm-se as bases para criação de modelos hidráulicos de propagação de ondas de cheias, as quais estão apresentadas resumidamente a seguir.

- Modelo de onda dinâmica:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta \cdot Q^2}{A} \right) + g \cdot A(I_o - I_1) = 0 \quad \text{Equação 55}$$

- Modelo de difusão ou não inercial:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta \cdot Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + g \cdot A (I_o - I_1) = 0 \quad \text{Equação 56}$$

- Modelo de onda gravitacional:

$$g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} + g \cdot A (I_o - I_1) = 0 \quad \text{Equação 57}$$

- Modelo de onda cinemática:

$$g \cdot A (I_o - I_1) = 0 \quad \text{Equação 58}$$

O Escoamento Permanente Gradualmente Variado desconsidera o termo $\partial Q / \partial t$ na Equação 42, gerando a Equação 59.

$$\frac{1}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta \cdot Q^2}{A} \right) + g \cdot \frac{\partial h}{\partial x} - g \cdot (I_o - I_1) = 0 \quad \text{Equação 59}$$

O escoamento não permanente é comumente observado na translação de ondas de enchente em canais e galerias, nesses casos aplicam-se a Equação 23 e a Equação 42, incluindo as variações temporais. Além disso, existem diversos outros métodos para a solução dessas equações, como o método das características, de diferenças finitas, e elementos finitos, entre outros (RAMOS et al., 1999).

4.5. CÁLCULO DE CONDUTOS EM REGIME FORÇADO

Tubulações de drenagem urbana operam em regime livre, porém frequentemente há a necessidade verificar o escoamento considerando-o em

regime forçado. Nesses casos, os estudos também são conduzidos com base no princípio da conservação de energia, utilizando o percurso traçado da linha piezométrica (RAMOS et al., 1999). Essa abordagem nos permite observar como a tubulação se comportará durante eventos extremos, quando precisa funcionar em carga, ou seja, na análise do sistema em situação crítica.

Com base na Figura 6, a aplicação da equação da conservação de energia entre as seções 1 e 2 resulta na Equação 60 e Equação 61.

$$\left(\frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \frac{V_1^2}{2g}\right) = \left(\frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \frac{V_2^2}{2g}\right) + \Delta H_{1-2} \quad \text{Equação 60}$$

$$\Delta H_{1-2} = \left(\frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \frac{V_1^2}{2g}\right) - \left(\frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \frac{V_2^2}{2g}\right) \quad \text{Equação 61}$$

Onde:

ΔH_{1-2} – Perda de energia entre as seções 1 e 2 (m);

p_i – Pressão na seção i (mca);

z_i – Cota na seção i (m);

V_i – Velocidade na seção i (m/s);

γ – Peso específico da água (N/m³);

g – Aceleração da gravidade (m/s²).

O termo “ p_1/γ ” refere-se à energia ou carga exercida pela pressão, enquanto o termo “ z ” indica a carga referente à posição ou energia potencial em relação a um plano horizontal de referência, e “ $V^2/2g$ ” é a energia ou a carga cinética (PORTO, 1999). Assim, pode-se observar que a linha de carga efetiva, ou linha piezométrica, é determinada a partir dos pontos relacionados aos termos “ $p/\gamma + z$ ”. Acima dela, acrescentam-se os valores de carga cinética, conforme observado na Figura 6.

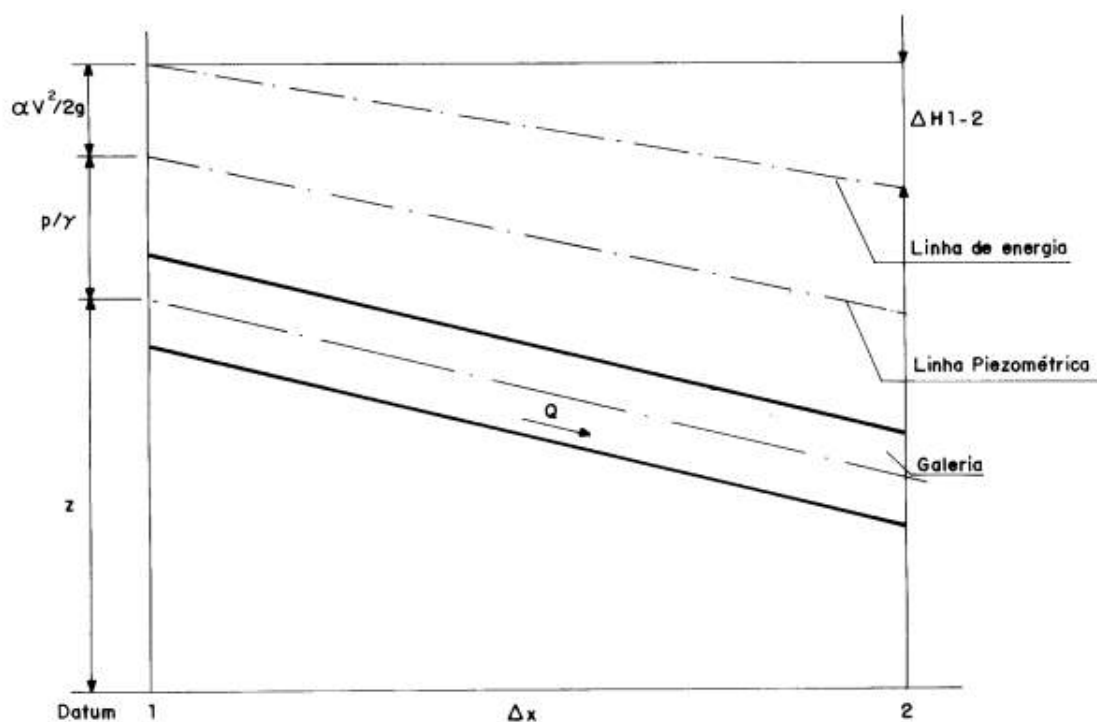


Figura 6 – Esquema da variação da linha de energia em galerias funcionando em carga.

Fonte: Ramos et al. (1999).

O primeiro termo da Equação 62, oriundo da Equação 61, refere-se às perdas de águas que ocorrem no sistema, tanto localizadas, quanto distribuídas. As perdas distribuídas são obtidas pela Fórmula Universal de Perda de Carga representada pela Equação 63, enquanto as perdas localizadas são determinadas pela Equação 64.

$$\Delta H_{1-2} = \sum \Delta H_{Distribuídas} + \sum \Delta H_{Localizadas} \quad \text{Equação 62}$$

$$\Delta H_{Distribuídas} = \frac{f}{4} \cdot \frac{\Delta x_i}{Rh_i} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad \text{Equação 63}$$

$$\Delta H_{Localizadas} = K_i \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} \quad \text{Equação 64}$$

Onde:

ΔH_{1-2} – Perda de energia entre as seções 1 e 2 (m);

$\Delta H_{Distribuídas}$ – Perda de energia distribuída entre as seções (m);

$\Delta H_{Localizadas}$ – Perda de energia localizada nos acessórios utilizados entre as seções 1 e 2 (m);

f – Fator de resistência ao escoamento, podendo ser determinado pela equação de Colebrook (Equação 65 e Equação 66);

Δx_i – Distância entre as seções no conduto forçado (m);

Rh_i – Raio hidráulico da seção no conduto forçado (m);

K_i – Coeficiente de perda de carga localizada (m);

V – Velocidade na seção (m/s);

g – Aceleração da gravidade (m/s²).

$$f = \left[-2 \cdot \log \left(\frac{K_s}{14,8 \cdot Rh} + \frac{2,52}{Re \cdot \sqrt{f}} \right) \right]^{-2} \quad \text{Equação 65}$$

$$Re \cdot \sqrt{f} = 8 \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{v_a \cdot Rh}{v} \quad \text{Equação 66}$$

Onde:

f – Fator de resistência ao escoamento, podendo ser determinado pela equação de Colebrook;

k – Coeficiente de perda de carga localizada (m);

Rh – Raio hidráulico da seção no conduto forçado (m);

v_a – Velocidade de atrito (m/s);

ν – Coeficiente cinemático de viscosidade.

4.6. EQUAÇÕES GERAIS PARA O ESTUDO DAS SINGULARIDADES

Segundo Ramos et al. (1999), o estudo das singularidades envolve as equações de conservação de massa, equações de conservação da energia e equações da quantidade de movimento. Um exemplo desse estudo é o ressalto hidráulico, um fenômeno frequentemente utilizado em estruturas quando o objetivo é dissipar a energia do fluido. Este fenômeno ocorre durante a transição de um escoamento torrencial ou supercrítico para um escoamento fluvial ou subcrítico, caracterizado por uma desaceleração brusca. O ressalto é também caracterizado pela elevação do nível de água em uma distância curta, apresentando instabilidade na superfície com ondulações e entrada de ar devido a grandes turbulências (PORTO, 1999). A Figura 7 mostra as características do ressalto e os elementos utilizados para os cálculos.

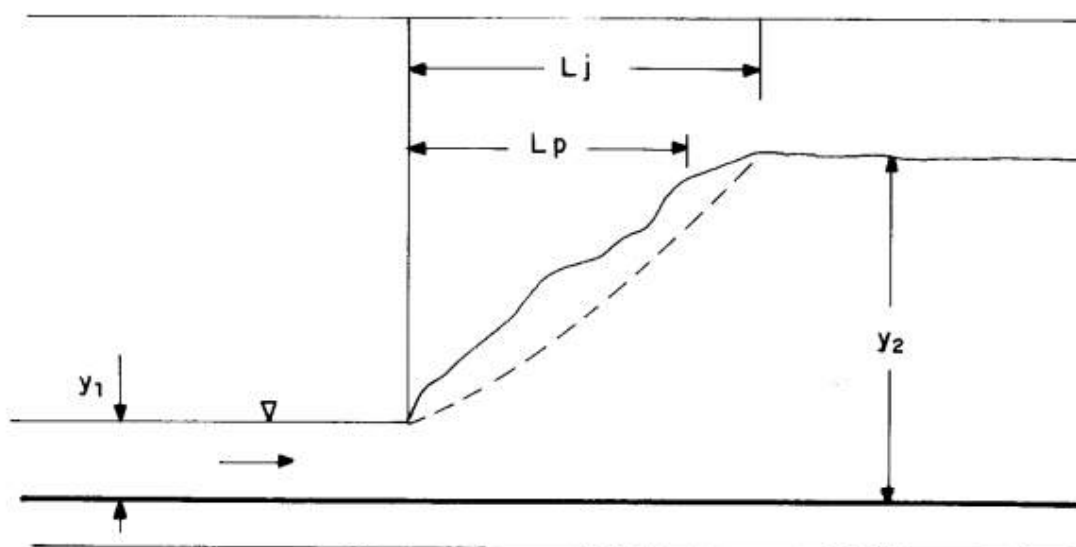


Figura 7 – Elementos do ressalto hidráulico.

Fonte: Ramos et al. (1999).

Na Figura 7, admitindo que o canal detenha uma baixa declividade e considerando as componentes de peso e força tangencial nas paredes e no fundo são opostas e de pequenas magnitudes, o que permite desprezá-las, o escoamento torna-se unidimensional e pode ser formulado como a seguir (PORTO, 1999).

$$\sum F_x = \int_{SC} V_x (\rho \cdot \vec{V} \cdot d\vec{A}) \quad \text{Equação 67}$$

$$F_1 - F_2 = V_1 \cdot (-\rho \cdot V_1 \cdot A_1) + V_2 \cdot (-\rho \cdot V_2 \cdot A_2) \quad \text{Equação 68}$$

$$F_1 - F_2 = \rho \cdot Q \cdot (V_2 - V_1) \quad \text{Equação 69}$$

Onde:

F_i – Forças atuantes na seção i (N);

V_i – Velocidade na seção i (m/s);

ρ – Massa específica da água (kg/m³);

A_i – Área do canal na seção (m²).

Com base na equação de conservação da massa, deriva-se a Equação 69 para canais retangulares, podendo ser expressa na clássica fórmula em função das profundidades conjugadas, apresentada na Equação 70 ou Equação 71 (PORTO, 1999; RAMOS et. al, 1999).

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} \cdot \left[\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_2^2} - 1 \right] \quad \text{Equação 70}$$

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \cdot \left[\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right] \quad \text{Equação 71}$$

Onde:

1 – Seção a montante do ressalto;

2 – Seção a jusante do ressalto;

y_i – Profundidade do escoamento na seção i do ressalto (m);

Fr_i – Número de Froude do escoamento na seção i .

Utilizando a equação da conservação de energia, nas seções 1 e 2, pode-se obter a perda de carga que ocorre no ressalto hidráulico, através da Equação 72.

$$\Delta H = E_1 - E_2 = \left(y_1 + \frac{V_1^2}{2 \cdot g} \right) - \left(y_2 + \frac{V_2^2}{2 \cdot g} \right) \quad \text{Equação 72}$$

Quando em canais retangulares, simplifica-se para a Equação 73.

$$\Delta H = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 \cdot y_2 \cdot y_1} \quad \text{Equação 73}$$

4.7. PROPAGAÇÃO DE HIDROGRAMAS DE CHEIA POR MÉTODOS HIDROLÓGICOS

Hidrograma é a representação da distribuição da vazão ao longo do tempo numa determinada seção de um curso d'água. No Plano de Macrodrenagem, a análise da bacia hidrográfica como um todo considera o hidrograma como a resposta da bacia ou da área de drenagem à ocorrência de precipitações até em um ponto específico do curso fluvial (PORTO, 1999). Dessa forma, fatores como clima, vegetação, geologia e outros interagem e exercem maior ou menor grau de influência na geração e evolução dos deflúvios na rede de drenagem (SILVA, 2006).

O método de propagação de hidrogramas de cheias é um processo matemático para prever os parâmetros da seção de um canal natural, como vazão, velocidade e altura de uma onda de cheia em função do tempo (SILVA, 2006). A análise baseada nos modelos hidrológicos fundamenta-se no princípio de conservação de massa associado à equação da continuidade, que é transformada na função de armazenamento. Essa função relaciona o armazenamento do trecho de interesse às suas vazões de entrada e saída,

sendo desenvolvida devido à dificuldade de obter parâmetros apenas com modelos hidráulicos (SILVA, 2006).

Segundo Silva (2006), os modelos de armazenamento empregam a equação da continuidade de maneira diferente do utilizado no modelo hidráulico, combinando-a com a equação que relaciona o armazenamento e as vazões de entrada e saída no trecho simulado. No entanto, estes modelos não são aplicáveis quando há efeitos de jusante devido à metodologia de cálculo. Nestes casos, as variações de área molhada e vazão ao longo do escoamento podem ser desprezadas, resultando na equação da continuidade conforme apresentada na Equação 74 (SILVA, 2006).

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} = I - Q \quad \text{Equação 74}$$

Onde:

S – Volume armazenado em um dado trecho (m³);

I – Vazão de entrada do trecho (m³/s);

Q – Vazão de saída do trecho (m³/s).

A mesma pode ser discretizada no tempo segundo a Equação 75.

$$(I_{i+1} + I_i) \frac{\Delta t}{2} - (Q_{i+1} + Q_i) \frac{\Delta t}{2} = S_{i+1} - S_i \quad \text{Equação 75}$$

4.7.1 Método de Muskingum

No método de Muskingum, a função relaciona o armazenamento à média ponderada das vazões de entrada e saída é expressa pela Equação 76 (SILVA, 2006).

$$S = K [X.I + (1 - X)Q] \quad \text{Equação 76}$$

Onde:

S – Volume de armazenamento;

K – Constante de armazenamento e representa o tempo médio de deslocamento da onda de cheia;

X – Fator de ponderação ($0 \leq X \leq 0,5$);

I – Vazão de entrada do trecho (m^3/s);

Q – Vazão de saída do trecho (m^3/s).

Para equacionar este método é necessário considerar o plano (x - t), em que $i + 1 = 2$ e $i = 1$ (1 e 2 representando início e fim do trecho). Dessa forma, obtém-se a Equação 77.

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{Q_1 + Q_2}{2} = \frac{S_1 + S_2}{\Delta t} \quad \text{Equação 77}$$

Ou

$$S_1 = K [X \cdot I_1 + (1 - X)Q_1] \quad \text{Equação 78}$$

$$S_2 = K [X \cdot I_2 + (1 - X)Q_2] \quad \text{Equação 79}$$

Para a obtenção da vazão no ponto de final do trecho, substitui-se a Equação 78 e Equação 79 na Equação 77, ficando a Equação 80.

$$Q_2 = C_0 \cdot I_2 + C_1 \cdot I_1 + C_2 \cdot Q_1 \quad \text{Equação 80}$$

Em que:

$$C_0 = \frac{\Delta t - 2 \cdot K \cdot X}{2 \cdot K(1 - X) + \Delta t} \quad \text{Equação 81}$$

$$C_1 = \frac{\Delta t + 2 \cdot K \cdot X}{2 \cdot K(1 - X) + \Delta t} \quad \text{Equação 82}$$

$$C_2 = \frac{2 \cdot K(1 - X) - \Delta t}{2 \cdot K(1 - X) + \Delta t} \quad \text{Equação 83}$$

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1 \quad \text{Equação 84}$$

Onde:

C_0 , C_1 e C_2 – Coeficientes do método de Muskingum;

Deste modo, observa-se que K representa a porção de translação, cujo valor depende comprimento do canal e da velocidade da onda, enquanto X representa a porção de armazenamento deste método, necessitando da função das características do canal responsáveis pelo amortecimento da onda (SILVA, 2006). A Equação 76 estabelece a relação linear entre o armazenamento e as vazões de entrada e saída do trecho, embora na prática se saiba que essa relação não apresenta linearidade. Diante essa observação, as equações foram ajustadas conforme apresentado na Equação 85 (SILVA, 2006).

$$S = K [XI + (1 - X)Q]^m = K [XI^m + (1 - X)Q^m] \quad \text{Equação 85}$$

Ainda, segundo Silva (2006), após outras análises concluiu-se que a formulação deveria ser mais precisa. Assim, substituindo a Equação 85 na Equação 74, desenvolve-se a Equação 86.

$$K(1 - X) \cdot Q^m + \int_0^t Q dt = \int_0^t I dt - K \cdot X \cdot I^m + S_0 \quad \text{Equação 86}$$

Considerando as simplificações, tais como o armazenamento inicial, conforme apresentado na Equação 87, uma variação linear da vazão na saída do trecho (Q) e a variação de tempo Δt , obtém-se a Equação 88 ou Equação 89.

$$S_0 = K [X.I_0^m + (1-x).Q_0^m] \quad \text{Equação 87}$$

$$\begin{aligned} K(1-X).Q^m + \frac{1}{2}.Q(t).\Delta t \\ = -\frac{1}{2}.Q(t-\Delta t) - \int_0^{t-\Delta t} Qdt + \int_0^t Idt - K.X.I^m + S_0 \end{aligned} \quad \text{Equação 88}$$

$$\begin{aligned} K(1-X).Q_i^m + \frac{1}{2}.Q_i.\Delta t \\ = -\frac{1}{2}.Q_{i-1} - \left(\frac{1}{2}Q_0 + \sum_{j=1}^{i-2} Q_j + \frac{1}{2}Q_{i-1} \right) \Delta t \\ + \left(\frac{1}{2}I_0 + \sum_{j=1}^{i-1} I_j + \frac{1}{2}I_i \right) \Delta t - K.X.I^m + S_0 \end{aligned} \quad \text{Equação 89}$$

4.7.2 Método Muskingum-Cunge

O método Muskingum-Cunge parte do princípio que o armazenamento é uma função das vazões, e sua representação pela variação no tempo da área molhada pode ser expressa conforme apresentado na Equação 90.

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{dA}{dQ} \Big|_{\text{constante}} \frac{\partial Q}{\partial t} \quad \text{Equação 90}$$

Neste caso, assume-se que, na Equação de Manning, os valores de n , S_f e P sejam constantes. Portanto, a Equação 90 pode ser reescrita como a Equação 91.

$$Q = \alpha.A^\gamma \quad \text{Equação 91}$$

Em que,

$$\alpha = \frac{1}{n} \cdot \frac{S_f}{p^{2/3}}$$
 Equação 92

$$\gamma = \frac{5}{3}$$
 Equação 93

Ao diferenciar Q em relação a A e substituir na Equação da Continuidade, obtém-se a expressão conforme apresentado na Equação 95. Porém, ao discretizar a Equação 95, tem-se a Equação 96.

$$\frac{dQ}{dA} = \gamma \cdot \frac{Q}{A} = \gamma \cdot u = c$$
 Equação 94

Em que c é a celeridade da onda.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$
 Equação 95

$$\frac{X(Q_i^{j+1} - Q_i^j) + (1 - X)(Q_{i+1}^{j+1} - Q_{i+1}^j)}{\Delta t} + c \cdot \frac{(Q_{i+1}^j - Q_i^j) + (Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1})}{2\Delta x} = 0$$
 Equação 96

Rearranjando fica como a Equação 97.

$$Q_{i+1}^{j+1} = C_0 \cdot Q_i^{j+1} + C_1 \cdot Q_i^j + C_2 \cdot Q_{i+1}^j$$
 Equação 97

As constantes podem ser obtidas pela Equação 98, Equação 99 e Equação 100.

$$C_0 = \frac{-1 + C + D}{1 + C + D}$$
 Equação 98

$$C_1 = \frac{1 + C - D}{1 + C + D} \quad \text{Equação 99}$$

$$C_2 = \frac{1 - C + D}{1 + C + D} \quad \text{Equação 100}$$

Onde:

C – Número de Courant obtido pela Equação 101;

D – Número de difusividade obtido pela Equação 102.

$$C = c \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} \quad \text{Equação 101}$$

$$D = \frac{q_0}{S_0 \cdot c \cdot \Delta x} \quad \text{Equação 102}$$

Onde:

q_0 – Razão entre uma vazão de referência (Vazão de pico ou média do hidrograma) adotada pela largura da seção para profundidade correspondente.

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad \text{Equação 103}$$

$$X = \frac{1}{2}(1 - D) \quad \text{Equação 104}$$

4.7.3 Modelo distribuído

Este modelo de transformação chuva-vazão ocorre quando há a subdivisão em células na bacia hidrográfica (ou área de drenagem), considerando a interação dos deflúvios entre células vizinhas e a utilização da função para cada célula. Para a construção do modelo, são necessários a seleção das células da bacia, a definição numérica da configuração geométrica,

a quantificação dos parâmetros geométricos e o equacionamento hidráulico-hidrológico com a especificação dos parâmetros intervenientes (RIGHETTO, 1998).

Cada célula é delimitada por polígonos (e, como tal, possui nós e arestas) onde cada nó apresenta as coordenadas cartesianas (x, y e z). Segundo Righetto (1998), a direção do escoamento superficial é adotada de acordo com a linha de maior declive ($\vec{n}_j$).

Assim, na realização do balanço hídrico, são conhecidas as vazões efluentes de células vizinhas, que se tornam vazões afluentes e, com base nisso, calculam-se as vazões efluentes desta célula. Após a determinação das vazões e das relações com as arestas do polígono, estas são incorporadas diretamente no algoritmo de propagação das vazões ao longo dos trechos que formam a rede fluvial (RIGHETTO, 1998).

O balanço hídrico expresso por célula entre os tempos t e $t + \Delta t$, denominados t e $t + 1$ estão apresentado na Equação 105.

$$\begin{aligned} Q_{j_1}^{t+1/2} + Q_{j_2}^{t+1/2} + Q_{j_3}^{t+1/2} - Q_{j_4}^{t+1/2} - Q_{j_5}^{t+1/2} + i_{ef}^{t+1/2} \cdot A_j \\ = \frac{V_j^{t+1} - V_j^t}{\Delta t} \end{aligned} \quad \text{Equação 105}$$

Em que:

$t + 1/2$ – Corresponde ao $t + 0,5\Delta t$;

i_{ef} – Intensidade de chuva excedente sobre a célula;

Q_{j_1} , Q_{j_2} e Q_{j_3} – Vazões afluentes;

Q_{j_4} e Q_{j_5} – Vazões efluentes;

V_j – Volume de água armazenado na superfície.

Com base nas vazões, obtém-se a Equação 106 e Equação 107.

$$Q_{j,efl}^t = Q_j^t = \sum_{k,efl} Q_{jk}^t$$
 Equação 106

$$Q_{j,afl}^t = \sum_{k,afl} Q_{jk}^t$$
 Equação 107

Em que:

$Q_{j,efl}^t$ – Vazão total efluente da célula j;

$Q_{j,afl}^t$ – Vazão total afluyente da célula j.

Com base em ambos, podem-se determinar relações entre vazões e áreas de contribuição (Equação 108 e Equação 109).

$$Q_{jk}^t = \alpha_{jk} \cdot Q_j^t$$
 Equação 108

$$\alpha_{jk} = \frac{A_{jk}}{A_j}$$
 Equação 109

Ao deduzir Q_j e V_j como funções da lâmina de água média dos microcanais da célula j, obtemos as expressões apresentadas na Equação 110 e Equação 111.

$$Q_j = K_{1j} \cdot h_j^r$$
 Equação 110

$$V_j = K_{2j} \cdot h_j^m$$
 Equação 111

Onde:

K – Coeficiente de escoamento superficial;

h – Lâmina d'água.

Considerando m e r como parâmetros de modelo, a equação de balanço fica segundo apresentado na Equação 112.

$$\frac{k_{2j}}{\Delta t} \cdot (h_j^{t+1})^m + K_{1j} \cdot (h_j^{t+1})^r = \Omega_j^{t+1} \quad \text{Equação 112}$$

Onde:

$$\Omega_j^{t+1} = Q_{j,afl}^{t+1/2} - Q_j^t + A_j \cdot i_{ef}^{t+1/2} + \frac{V_j^t}{\Delta t} \quad \text{Equação 113}$$

Portanto, a raiz da Equação 112, corresponde à altura da lâmina média dos microcanais da célula j , no tempo $t + \Delta t$.

Para a realização do cálculo, ordena-se as células começando pelas que possuem maior elevação e proseguindo trecho a trecho, com base na ordenação, até o exutório. Com isso o trecho será caracterizado completamente após a especificação dos seguimentos e conexões (RIGHETTO, 1998).

Desse modo, a propagação das vazões ao longo da rede fluvial pode ser realizada à medida que são fornecidos os parâmetros do modelo e as contribuições laterais de vazão provenientes das células da bacia (RIGHETTO, 1998).

5. SISTEMAS DE MACRODRENAGEM

Nesse capítulo serão conceituados e abordados os principais aspectos relacionados aos sistemas de macrodrenagem.

5.1. OBJETIVOS

Essa diretriz tem como objetivo estabelecer critérios para a elaboração de projetos de macrodrenagem para o município de Pouso Alegre, definindo os tipos de projetos que se enquadram nessa categoria e os dados e parâmetros a serem adotados.

A macrodrenagem abrange bacias geralmente com área superior a 2 km², onde o escoamento é composto pela drenagem de áreas urbanizadas e não urbanizadas. O planejamento da drenagem urbana na macrodrenagem envolve a definição de cenários, medidas de planejamento do controle de macrodrenagem e estudos de alternativas de projeto (PORTO ALEGRE, 2005).

O projeto de macrodrenagem de uma região destina-se à condução das águas pluviais oriundas da rede de microdrenagem (sarjetas, captações e tubulações). Em uma zona urbana, a rede de macrodrenagem pode substituir os cursos d'água naturais por estruturas hidráulicas compatíveis com a utilização pretendida para a área. Dessa forma, um córrego pode ser canalizado, permitindo a construção de uma avenida de fundo de vale, e uma várzea alagadiça pode ser utilizada para a construção de um reservatório, regularizando as vazões a jusante.

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

5.2. PLANEJAMENTO DA MACRODRENAGEM

Esse item abordará os conceitos e itens relacionados ao planejamento da macrodrenagem, suas etapas, estágios, modelos de simulação e outros.

5.2.1 Estágios de desenvolvimento

O processo de ocupação desordenada das bacias hidrográficas pode ser evitado através do planejamento e gerenciamento adequado do desenvolvimento da bacia. Segundo Porto Alegre (2005), existem geralmente duas situações onde o planejamento deve ser diferenciado:

- a) *Bacia desenvolvida com loteamentos implantados*: deve ser desenvolvido um plano de controle, com medidas de retenção e ampliação da rede pluvial, tratando a bacia de forma integrada e considerando todos os efeitos do escoamento.
- b) *Bacia em estágio rural*: a bacia está no primeiro estágio de urbanização ou ainda é rural. Neste caso, o poder público deve regulamentar o uso e ocupação, especialmente nas áreas naturalmente inundáveis.

5.2.2 Etapas do planejamento, dimensionamento e verificação

Conforme Porto Alegre (2005), no estudo de planejamento da macrodrenagem urbana de uma bacia, são recomendadas as seguintes etapas:

- *Caracterização da bacia*: envolvendo os seguintes tópicos:
 - (i) descrição da área de estudo: avaliação da geologia, tipo de solo, hidrogeologia, relevo, ocupação urbana e a população caracterizada por sub-bacia para os cenários de interesse;
 - (ii) drenagem: definição das bacias e sub-bacias, sistema de drenagem natural e construído, junto de suas características físicas, tais como: seção de escoamento, cota, comprimento e as bacias que contribuem na drenagem;
 - (iii) dados hidrológicos: precipitação e sua caracterização pontual, espacial e temporal, a análise da existência de dados de chuva e vazão que permitam ajustar os parâmetros dos modelos utilizados e dados de qualidade da água e produção de material sólido.

- *Definição dos cenários de planejamento:* os cenários de planejamento são definidos de acordo com o desenvolvimento previsto para a cidade, bem como as áreas ocupadas sem planejamento urbano, áreas desocupadas já parceladas e áreas que deverão ser parceladas no futuro. Ainda, poderão existir variantes nos cenários, em função de condições específicas de cada bacia.
- *Escolha do risco da precipitação de projetos:* para a macrodrenagem o tempo de retorno a ser utilizado no dimensionamento é um dos principais dados de simulação, sendo que, no caso de prejuízos maiores e riscos de vida, este tempo de retorno é gradualmente aumentado para abranger os diversos cenários possíveis. Levando isso em consideração, para o município de Pouso Alegre, os tempos de retorno utilizados foram os de 5, 10, 25, 50 e 100 anos.
- *Determinação da precipitação de projeto:* com base nos registros de precipitação da área mais próxima da bacia, deve-se escolher a curva IDF e determinar a precipitação com duração igual ou maior que o tempo de concentração da bacia. Este valor deve ser distribuído no tempo em intervalos de tempo escolhidos para a simulação. O intervalo de tempo deve ser menor ou igual a 1/5 do tempo de concentração da bacia. Para bacias maiores que 25 km² deve-se verificar o abatimento espacial do valor máximo de precipitação.
- *Simulação dos cenários de planejamento com modelo hidrológico:* os cenários são simulados para as redes de drenagem existentes ou projetadas. O modelo hidrológico utilizado deve ser capaz de representar a região hidrográfica da simulação da forma mais realista possível dentro do cenário previsto.
- *Seleção de alternativas para controle:* considerando as condições simuladas no item anterior, quando a situação for de verificação da capacidade das redes de drenagem, devem ser identificadas as limitações existentes no sistema e os locais onde ocorrem. Se não houver limitações, essa etapa não é realizada.
- *Simulação das alternativas de controle:* Após a definição das alternativas na etapa anterior, estas devem ser simuladas para o risco e cenário estabelecido como objetivo. Durante as simulações, é necessário verificar se a alternativa

de controle é eficaz na prevenção de inundações nas vias para riscos menores ou iguais aos previstos no projeto.

- *Avaliação econômica:* É necessário quantificar os custos das diferentes alternativas, a fim de analisar qual delas representa a solução mais econômica para o controle da drenagem. Quando viável, essa análise deve incluir também os custos associados à melhoria da qualidade da água pluvial.
- *Seleção da alternativa:* Considerando os condicionantes econômicos, sociais e ambientais, deve ser recomendada uma das alternativas de controle para o sistema em estudo. Isso inclui a definição das etapas para projeto o executivo, a sequência de implementação das obras e programas considerados necessários.

5.2.3 Modelos de simulação da macrodrenagem

Para a simulação dos cenários delineados na etapa de planejamento, diversos modelos podem ser empregados de acordo com as necessidades do sistema e das características do problema. Os modelos são sub-divididos nos seguintes tipos: bacia, canal (ou conduto) e reservatório. No modelo da 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. Já no modelo reservatório, o amortecimento das vazões nos reservatórios é representado através do balanço entre os volumes de entrada e saída (TUCCI, 1998).

A seguir são apresentados os modelos aplicados para cada um destes módulos conforme este manual.

- **Simulação precipitação-vazão**

Nesta simulação, os hidrogramas ou vazões de contribuição para galerias, condutos ou reservatórios são determinados a partir da conversão de chuva em vazão. Simplificadamente, os processos hidrológicos que ocorrem na bacia são: precipitação, perdas iniciais, infiltração e escoamento superficial. Cada um destes processos pode ser tratado com algoritmos específicos, culminando na determinação do escoamento superficial utilizado para o dimensionamento.

O modelo empregado na bacia deve ser capaz de representar os cenários de urbanização (planejamento), assim como as condições de infiltração determinadas pelo tipo e uso do solo. Em resumo, os processos na bacia são basicamente precipitação e a simulação da transformação da precipitação em vazão, que possui dois submódulos básicos: separação do escoamento e propagação do escoamento superficial.

A precipitação é um dado hidrológico de entrada da simulação, podendo ocorrer nas seguintes situações: precipitação de projeto - sintética (obtida a partir de uma equação IDF) ou precipitação conhecida (evento real registrado).

A precipitação de projeto é determinada com base nas seguintes etapas (TUCCI, 1998):

1. Escolha de um posto pluviográfico representativo da área em estudo. Caso a região esteja sob a influência de mais de um posto, a precipitação pode ser calculada utilizando métodos como os polígonos de Thiessen (SANCHEZ, 1986);
2. Determinação do tempo de concentração (t_c) da bacia em estudo. Quando envolver trechos em canais, o tempo de concentração deve considerar, também, o tempo de propagação na seção principal a ser simulada;
3. O tempo de duração total da chuva e o tempo de simulação devem ser sempre maiores que o tempo de concentração da bacia.
4. Determinação do intervalo de tempo de simulação (Δt).
5. Determinação das precipitações máximas para o tempo de retorno analisado e para o tempo de duração correspondente a cada intervalo de tempo acumulado. Por exemplo, para um intervalo de tempo de 30 minutos, são obtidos os valores de precipitação máxima para $P(30 \text{ min})$; $P(60 \text{ min})$; $P(90 \text{ min})$, e assim por diante até o tempo total de precipitação.
6. Aplicação da diminuição da quantidade de chuva de acordo com a área, para regiões com mais de 25 quilômetros quadrados.

7. Determinação das quantidades de chuva para cada período e sua distribuição temporal crítica. Para converter a chuva em fluxo, é apresentado o método do SCS, com a propagação superficial utilizando o hidrograma unitário triangular.

Para a conversão de chuva em fluxo e a propagação superficial, é recomendado o uso do modelo de chuva-vazão do SCS (Serviço de Conservação do Solo) com a propagação superficial através do hidrograma unitário triangular do SCS.

O modelo realiza a separação do escoamento com base na Equação 114 quando a precipitação é maior que 0,2 vezes a capacidade de armazenamento do solo.

$$P_{ef} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad \text{Equação 114}$$

Quando a precipitação (P) é menor ou igual a 0,2 vezes a capacidade de armazenamento do solo (S), a precipitação efetiva (P_{ef}) é igual a zero. Aqui, P representa a precipitação em milímetros, P_{ef} representa a precipitação efetiva, e S é o armazenamento no solo, estimado por.:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad \text{Equação 115}$$

O coeficiente CN é uma estimativa determinada pelas propriedades do solo e pela natureza da cobertura vegetal. O hidrograma unitário triangular do SCS é ilustrado na

Figura 8.

Q e P

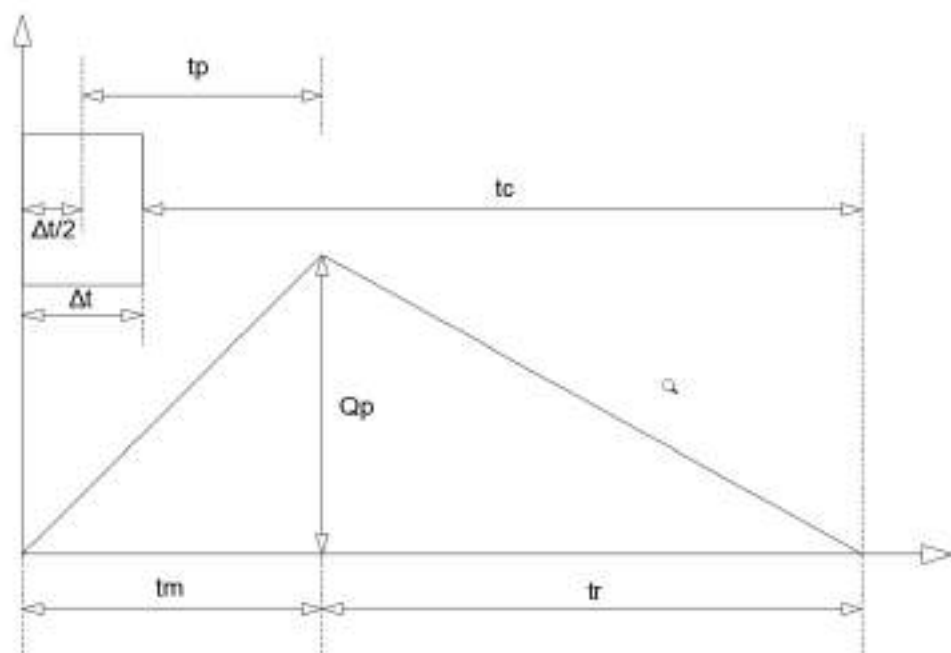


Figura 8 – Hidrograma unitário do SCS.

Para estabelecer o hidrograma unitário, é necessário primeiro identificar certos parâmetros, seguindo o roteiro abaixo:

- 1) Calcular o tempo de concentração (t_c) da bacia.
- 2) Calcular o parâmetro t_m .

$$t_m = \frac{\Delta t}{2} + 0,6 \cdot t_c \quad \text{Equação 116}$$

onde:

Δt : intervalo de tempo utilizado na simulação, obtido a partir dos dados de precipitação;

t_c : tempo de concentração da bacia hidrográfica;

- 3) Calcular o tempo de pico do hidrograma t_p : $t_p = 0,6 \cdot t_c$;

- 4) Calcular o tempo de recessão do hidrograma t_r : $t_r = 1,67 \cdot t_p$;

- 5) Calcular o tempo de base do hidrograma t_b : $t_b = t_m + t_r$.

- 6) Determinar a vazão máxima utilizando a Equação 117:

$$Q_p = \frac{0,208A}{tm} \quad \text{Equação 117}$$

Onde:

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

A : área da bacia em km^2 ;

O intervalo de tempo é expresso em termos de unidades de t_p . É recomendado a utilização de $\Delta t = t_p/5$.

O hidrograma resultante, obtido a partir da precipitação de projeto, é calculado utilizando a equação de convolução discreta.:

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

Equação 118

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

Onde:

Qt: vazão de saída da bacia (m³/s);

H: ordenadas do hidrograma unitário (m³/s/mm);

Pef: valores de precipitação efetiva no intervalo de tempo (mm);

K: número de pontos do hidrograma unitário, que pode ser calculado como $k = n - m + 1$, onde m é o número de dados de precipitação e n é o número de dados de vazão do hidrograma.

- **Propagação em canal ou condutos**

Os modelos de simulação de escoamento em galerias, canais e condutos geralmente possuem as seguintes características (TUCCI, 1998):

- **Modelo de Armazenamento:** Este modelo se concentra principalmente nos efeitos de armazenamento nos condutos ou canais, transferindo as ondas de cheias. Não considera os efeitos de remanso no escoamento. É útil para representar o escoamento de projeto, onde a capacidade dos condutos é geralmente pré-definida, ou para uma verificação inicial da capacidade de escoamento no sistema de drenagem existente. O modelo mais comumente usado dessa natureza na prática é o Muskingum-Cunge.
- **Modelo Hidrodinâmico:** Este modelo pode operar com superfície livre ou considerar as condições de pressão dentro dos condutos. Abrange todos os efeitos do escoamento nos condutos, como refluxo, remanso, ressalto,

escoamento supercrítico e escoamento sob gradientes moderados de pressão.

Para implementar o modelo Muskingum-Cunge, o processo de cálculo começa com a seleção de Δt e Δx , que dependem das características dos trechos e dos dados disponíveis. Quando Δx é definido em relação aos dados (como largura, declive ou rugosidade), Δt é ajustado para garantir precisão dentro dos limites das curvas estabelecidas, e Δt deve ser menor ou igual a $t_p/5$, onde t_p é o tempo de pico do hidrograma de entrada. Para trechos de canal com condições físicas aproximadamente uniformes e sem dados históricos, a combinação dessas equações pode ser usada na discretização. Diversas alternativas estão disponíveis, e aqui são apresentados dois métodos.

- 1) Fixar $\Delta t = t_p/5$ ou outro valor que satisfaça a condição $\Delta t \leq t_p/5$;
- 2) Determinar Δx por tentativa, começando com um valor calculado por tentativa:

$$\Delta x_0 = \frac{2,5Q_{ref}}{So.B.co} \quad \text{Equação 119}$$

- 3) O valor de Q_{ref} deve ser definido como dois terços da vazão máxima do hidrograma de montante.
- 4) Uma vez conhecido Δx , é possível calcular X e K .
- 5) Determinar os valores dos coeficientes ponderados C_1 , C_2 e C_3 .
- 6) Realizar a propagação, tomando cuidado ao interpolar os dados de vazão quando estes não estiverem discretizados conforme o Δt calculado.

A maioria dos modelos hidrodinâmicos é capaz de representar redes de drenagem e incluir todos os efeitos de remanso. As equações de fluxo são resolvidas usando esquemas implícitos de diferenças finitas. Estruturas especiais presentes em uma rede de drenagem são geralmente simplificadas, mas todos os efeitos significativos que elas causam são considerados. Esses modelos, por incorporarem todos os processos principais, permitem a análise de modificações e consideram efeitos a jusante que outros métodos não

conseguem representar, sendo tão eficientes quanto os métodos tradicionais. Atualmente, tanto na macrodrenagem quanto na microdrenagem, os modelos hidrodinâmicos estão ganhando destaque à medida que se tornam mais sofisticados e recebem maior suporte tecnológico.

- **Propagação em reservatório (Método Puls)**

O método preferencial para dimensionamento de reservatórios é o Método Puls, amplamente reconhecido por sua eficácia. Este método utiliza a equação de continuidade concentrada, sem considerar contribuições laterais, e a relação entre armazenamento e vazão é determinada com base na linha d'água horizontal do reservatório. Ao discretizar a equação de continuidade, obtemos:

$$\frac{S_{t+1} - S_t}{\Delta t} = \frac{I_t - I_{t+1}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+1}}{2} \quad \text{Equação 120}$$

Onde:

I_t e I_{t+1} : vazões de entrada no reservatório em t e $t+1$;

Q_t e Q_{t+1} : vazões de saída do reservatório em t e $t+1$;

S_t e S_{t+1} : armazenamento do reservatório nos tempos referidos.

As duas variáveis desconhecidas no problema são Q e S no tempo $t+1$. Ao reorganizar a Equação 120, colocando as variáveis conhecidas e as desconhecidas, obtemos:

$$Q_{t+1} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+1} - Q_t + \frac{2S_t}{\Delta t} \quad \text{Equação 121}$$

Como temos uma equação com duas variáveis desconhecidas, precisamos de uma equação adicional: a relação $Q = f(S)$, que conecta a vazão de saída do reservatório com seu estado de armazenamento. A obtenção dessa função será abordada mais adiante neste texto. Com base nessa função, é possível construir uma segunda função auxiliar para calcular Q_{t+1} .

$$Q = f1(Q + 2S/\Delta S)$$

Equação 122

Essa função é geralmente conhecida através de uma tabela que, para cada valor de ordenada, fornece o valor correspondente de S. Esse valor é dividido pelo intervalo de tempo de cálculo e somado à vazão, definindo assim uma nova abscissa.

Dessa maneira, é possível simular o escoamento pelo reservatório seguindo esta sequência:

- a) Volume Inicial: No início do cálculo, é necessário definir o volume inicial do reservatório (S_0). Esse volume depende dos critérios do estudo em questão ou por um valor observado conhecido, caso esteja produzindo um evento. Conhecido S_0 , Q_0 é calculado através da função entre as duas variáveis ($Q = f(S)$);
- b) Intervalo de tempo: Para o próximo intervalo de tempo, os termos do lado direito da Equação 119 precisam ser calculados, uma vez que todos os termos do lado esquerdo da equação são conhecidos, pois todos os termos do lado esquerdo são conhecidos (o hidrograma de entrada deve ser conhecido previamente);
- c) Abscissa: O termo do lado direito é igual à abscissa da Equação 122. Portanto, ao inserir esse valor na função, obtemos a vazão Q_{t+1} ;
- d) Com a vazão Q_{t+1} conhecida, o valor de S_{t+1} é determinado através da função que relaciona essas variáveis.

Os passos de b até d são repetidos para todos os intervalos de tempo.

A relação entre S e Q é estabelecida considerando as seguintes relações:

- Cota e armazenamento;
- Cota e vazão de saída.

A curva que relaciona o nível da água com o armazenamento é obtida através de levantamentos do reservatório. Essa relação pode ser apresentada como uma tabela, um gráfico ou ajustada a uma equação. Devido às características comuns encontradas nos reservatórios, essa função pode ser adaptada a um tipo específico de função como:

$$Z = aS^b$$

Equação 123

Os coeficientes a e b são ajustados aos dados, enquanto Z representa a cota. Diversas expressões matemáticas são utilizadas para essa adaptação.

A relação entre a cota e a vazão de saída varia dependendo do tipo de estrutura de saída em uso. Essa relação é estabelecida pelo projetista ou determinada por meio de modelos reduzidos. Os reservatórios podem apresentar dois tipos de extravasores: vertedouros e descarregadores de fundo (Figura 9). Ambos os tipos podem ser equipados com comportas.

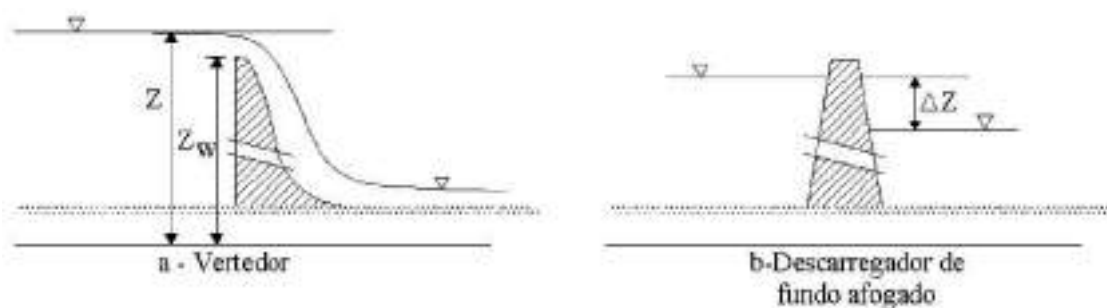


Figura 9 – Extravasores de reservatórios.

Fonte: Tucci (1998).

Ao combinar a função $Z = f_2(S)$ com a função $Q = f_3(Z)$, podemos estabelecer $Q = f(S)$ (conforme mostrado na Figura 10). Ao utilizar um valor de Z_i da primeira função, podemos calcular S_i . Para esse mesmo valor de Z_i , na função f_3 , calculamos Q_i . Com esses pontos e os demais obtidos, podemos construir a relação mencionada (Figura 11).

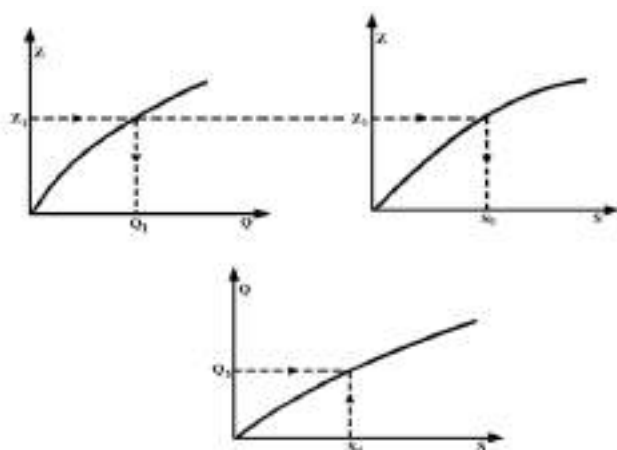
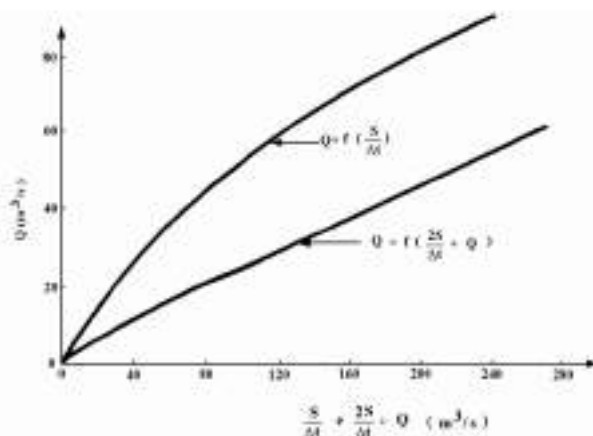


Figura 10 – Funções de armazenamento.

Fonte: Tucci (1998).



Fonte: Tucci (1998).

- **Sistemas de simulação hidrológica**

Atualmente, há uma ampla gama de sistemas de simulação hidrológica disponíveis para profissionais que trabalham na área de recursos hídricos. Cada modelo é desenvolvido com finalidades mais ou menos específicas. Alguns são projetados para lidar com problemas de cheias, enquanto outros se concentram na disponibilidade de água e na gestão dos recursos hídricos de uma bacia hidrográfica. Mesmo entre os modelos de previsão de cheias, alguns são mais adequados para grandes bacias, tornando-os inadequados para simular cheias em pequenas bacias urbanas. Portanto, a seleção cuidadosa do modelo a ser utilizado é uma decisão crucial e deve ser baseada na correspondência entre as características do modelo e os objetivos do estudo (São Paulo, 2012b).

A seguir, são fornecidas breves descrições de alguns modelos comprovadamente eficazes para lidar com problemas de cheias em bacias urbanas. Todos os modelos mencionados são disponibilizados gratuitamente por seus desenvolvedores, embora, em alguns casos, possam existir versões aprimoradas oferecidas por terceiros de forma comercial.

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

Vários desses sistemas de modelagem hidrológica enfrentam o desafio de não receberem atualizações tecnológicas compatíveis com os sistemas operacionais dos computadores modernos, o que pode levar à sua obsolescência. Além disso, a ausência de suporte técnico disponível para usuários é uma desvantagem dos sistemas gratuitos. Por outro lado, existem sistemas que recebem atualizações constantes e estão sempre evoluindo, inclusive com a adição de novos recursos. A seguir, serão discutidos os principais aspectos de cada modelo apresentado.

ABC 6 (Análise de Bacias Complexas):

O Modelo ABC, atualmente em sua sexta versão, foi inicialmente desenvolvido na Escola Politécnica da USP com propósitos educacionais. Com o tempo, tornou-se aceito para uso em projetos de engenharia e agora é amplamente utilizado no meio técnico brasileiro. Alguns fatores contribuíram para sua aceitação:

- Possui uma interface gráfica amigável e intuitiva, que permite construir a topologia do sistema (em forma de rede de fluxo) diretamente na tela do computador. A entrada de dados e a análise dos resultados também são realizadas através dessa interface.
- A modificação dos dados de entrada, a alteração da topologia e a inclusão de novos elementos na rede de fluxo podem ser feitas de maneira rápida pela interface. Isso facilita a realização de análises de sensibilidade e o uso do modelo para suporte à tomada de decisões.
- Oferece uma variedade de funções hidrológicas para calcular o escoamento superficial excedente e para traçar o hidrograma.
- Auxilia o usuário na seleção dos dados de entrada, fornecendo, por exemplo, (1) um banco de dados com mais de 100 relações intensidade-duração-frequência de todo o país, que o usuário pode complementar com suas próprias relações, e (2) várias relações empíricas para calcular o tempo de concentração e outros parâmetros.

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

O usuário tem a opção de escolher entre diferentes métodos para determinar o escoamento excedente, como as fórmulas de Horton, de *Green* e *Ampt*, do Serviço de Conservação do Solo e o Índice "fi". Quanto à determinação do hidrograma, os modelos disponíveis incluem os métodos de Santa Bárbara, Clark e do Serviço de Conservação do Solo.

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

O HEC-HMS é um software de modelagem hidrológica projetado para simular a transformação da chuva em vazão em sistemas de bacias hidrográficas dendríticas (ramificadas). Ele é capaz de lidar com uma ampla variedade de bacias hidrográficas e resolver problemas complexos.

Em suas simulações, é possível incluir tanto grandes bacias hidrográficas quanto dividi-las em várias sub-bacias conforme necessário, o que permite simular bacias com alto grau de complexidade. Os hidrogramas produzidos pelo programa são usados diretamente ou em conjunto com outros softwares para estudos de drenagem urbana, previsão de cheias, análises de impacto de cenários futuros de uso e ocupação do solo, projetos de vertedouro de reservatórios, alternativas de redução de danos causados por inundações e delimitação da planície de inundação.

O modelo hidrológico da bacia é construído dividindo o ciclo hidrológico em seus principais componentes. Assim, os fluxos de massa ou de energia de cada um desses componentes podem ser representados por funções matemáticas. Na maioria dos casos, há vários modelos disponíveis para representar cada fluxo.

O programa oferece um ambiente de trabalho totalmente integrado, incluindo um banco de dados, interfaces para entrada de dados e ferramentas de relatórios para análise de resultados. Sua funcionalidade e aparência são consistentes em todas as plataformas suportadas.

SWMM (Storm Water Management Model):

O *Storm Water Management Model* (SWMM) é um modelo distribuído desenvolvido pela *Environment Protection Agency* (EPA) e é reconhecido como um dos modelos mais abrangentes e robustos para lidar com problemas de inundações urbanas. Desde sua criação na década de 70, o SWMM tem sido amplamente utilizado nos EUA e em vários outros países. Ele é aprovado pela FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) para conduzir estudos de seguro contra inundações dentro do *National Flood Insurance Program* (NFPI) nos EUA.

Além das funções presentes nos modelos convencionais de drenagem urbana, o SWMM se destaca por incorporar várias outras características que o tornam particularmente capaz de lidar com problemas complexos de gerenciamento de águas pluviais. Pode ser utilizado para dimensionar estruturas de retenção e analisar os efeitos da implementação de medidas de controle na fonte. Além disso, pode abordar vários problemas de qualidade da água, como a geração de cargas difusas e a avaliação da eficácia da implementação de Práticas de Melhor Manejo (BMPs) para reduzir as cargas de poluentes transportados pelo escoamento superficial.

Além dessas características, o modelo aborda de forma integrada a geração de hidrogramas por métodos hidrológicos de transformação de chuva em vazão e o encaminhamento desses hidrogramas na rede hidrográfica por métodos hidrodinâmicos. Isso permite a utilização do modelo para delimitar áreas de inundação.

A versão mais recente, a versão 5, inclui recursos de modelagem como chuva variável no tempo, evaporação da água da superfície, interceptação da chuva a partir do armazenamento em depressões, infiltração de chuva em camadas de solo não saturadas, percolação da água infiltrada em camadas subterrâneas, interação entre águas subterrâneas e o sistema de drenagem, e amortecimento não linear em reservatórios.

5.3. CRITÉRIOS PARA DIMENSIONAMENTO

Nesse item serão apresentados os critérios de dimensionamento dos sistemas de macrodrenagem.

5.3.1 Canais Abertos

A escolha da seção transversal de um canal a ser projetado depende de diversos fatores, como espaço disponível para implantação, características do solo de apoio, níveis de água e da soleira a jusante, declividade e condições de operação.

A configuração mais adequada para um canal de drenagem urbana geralmente é a seção trapezoidal simplesmente escavada com taludes gramados, devido à sua facilidade de construção e manutenção, além do menor

custo de implantação. Esses canais, por admitirem velocidades máximas normalmente reduzidas, requerem mais espaço para implantação e declividades menos íngremes. Uma vantagem significativa desses canais é a possibilidade de futuras melhorias de capacidade por meio de revestimento, além de proporcionar faixas maiores para intervenções futuras, se necessário (SÃO PAULO, 2012c).

Os canais simplesmente escavados são uma opção apropriada para cursos d'água em áreas em processo de urbanização, onde se espera aumento futuro das vazões de escoamento superficial. Por outro lado, quando o espaço disponível é limitado, pode ser inevitável usar canais revestidos para garantir velocidades de escoamento maiores e, portanto, necessidade de seções transversais menores.

Na prática comum de projeto de canais urbanos, é comum projetá-los apenas para escoar vazões de cheias, o que pode levar a problemas de assoreamento e deposição de detritos durante condições de operação com vazões de média intensidade, conhecidas como vazões formativas ou modeladoras. Para evitar ou minimizar esses problemas, é recomendável adotar seções compostas que possam acomodar tanto as vazões máximas esperadas quanto as vazões modeladoras em subleitos menores, com velocidades adequadas.

Em canais trapezoidais simplesmente escavados, é possível incluir um leito menor, trapezoidal ou retangular, em concreto. Em canais revestidos, seja de seção trapezoidal ou retangular, um fundo com configuração triangular pode ser viável, com um simples rebaixamento do fundo ao longo do eixo. É importante que essas seções sejam dimensionadas para serem autolimpantes. A seguir são apresentadas algumas seções mistas típicas:

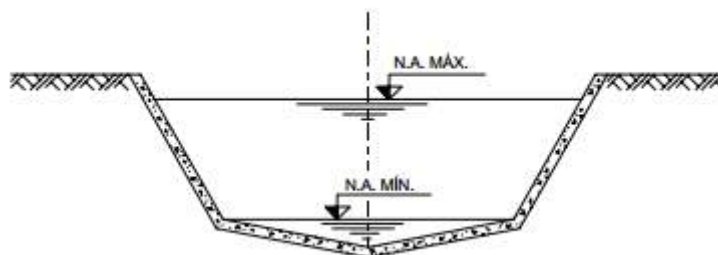


Figura 12 – Canal em concreto – seção trapezoidal mista.

Fonte: SIURB (1999).

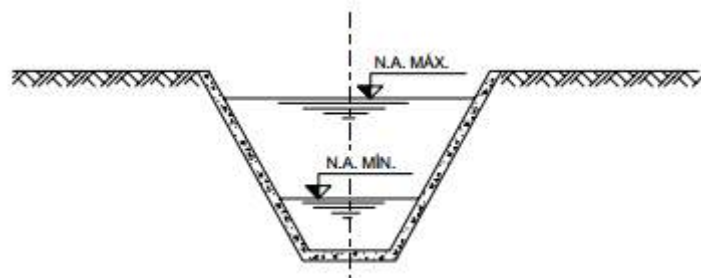


Figura 13 – Canal em concreto – seção trapezoidal com base reduzida.

Fonte: SIURB (1999).

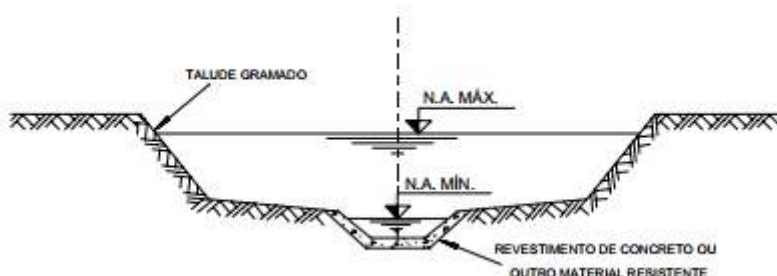
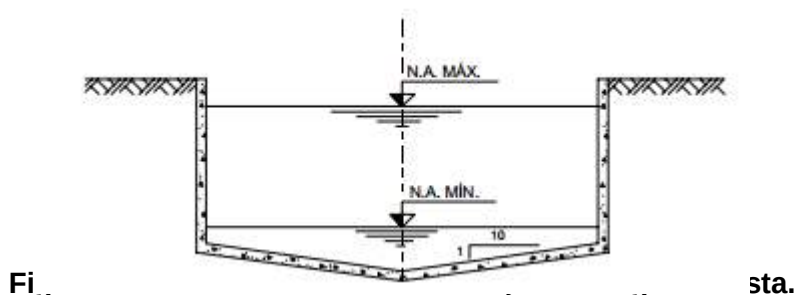


Figura 14 – Canal escavado – seção mista.

Fonte: SIURB (1999).



Fonte: SIURB (1999).

Com base nos estudos hidrológicos, que fornecem hidrogramas ou picos de vazão projetados ao longo da canalização, é possível utilizar equações de regime uniforme para realizar um pré-dimensionamento das seções. Em situações específicas de canalizações menos importantes, esses valores podem ser considerados como definitivos para o projeto, desde que seja demonstrado

que a linha d'água em regime gradualmente variável estará sempre abaixo dos valores calculados em regime uniforme. No entanto, é importante ressaltar que essa consideração não dispensa a realização de todos os procedimentos de cálculo de perdas localizadas, sobrelevações e borda-livre (PORTO ALEGRE, 2005).

Após o pré-dimensionamento, é necessário calcular a linha d'água em regime permanente. Como condição de projeto, devem ser consideradas as vazões de pico do hidrograma de projeto de cada trecho. Essa abordagem de cálculo é conservadora e atende às necessidades da maioria dos projetos. A utilização de modelagem hidrodinâmica se torna necessária quando se deseja otimizar um projeto que tenha um porte que justifique esse procedimento ou que apresente limitações externas significativas desde o início. Por exemplo, em canalizações que atravessam áreas baixas já densamente ocupadas, onde é necessário verificar áreas potenciais de inundação para eventos de alto retorno, ou em situações em que se deseja avaliar o efeito de amortecimento na propagação de cheias.

- **Definição dos fatores de atrito**

Existem várias equações que descrevem o fator de resistência ao escoamento. Uma simplificação útil é a equação de Manning-Strickler, que é um ajuste numérico da equação derivada da distribuição logarítmica de velocidades, válida para o regime turbulento rugoso, conforme a estrutura da equação de Manning. Sua estrutura monomial simplifica sua aplicação. A determinação do fator de atrito de Manning é feito pela seguinte expressão:

$$n_e = \left(\frac{\sum_{i=1}^N A_i n_i^{\frac{2}{3}}}{A} \right) \quad \text{Equação 124}$$

Onde:

n_e – Coeficiente de rugosidade de Manning;

A – Área da seção;

P – Perímetro molhado;

R – Raio hidráulico.

Assim, a principal dificuldade nessas equações reside na determinação precisa da rugosidade das paredes. Nos projetos de drenagem urbana, consideraremos diversos cenários, como canalizações em concreto, gabiões, enrocamentos, canais escavados em terra com taludes gramados, combinações desses materiais e, por fim, canais naturais sem tratamento algum (SÃO PAULO, 2012c).

Durante a fase de projeto, é importante prever os efeitos naturais de desgaste, adotando valores de atrito mais realistas. Uma prática recomendada é usar um fator de atrito de Manning em torno de 0,018, que corresponde a uma rugosidade absoluta de cerca de 10 mm, um valor razoável para condições futuras.

Para revestimentos com enrocamentos bem construídos, o fator de atrito pode variar entre 0,026 e 0,031. No caso de gabiões, esses valores podem ser menores devido ao arranjo do material, apresentando um fator de atrito de cerca de 0,022 para colchões tipo Reno e em torno de 0,029 para gabiões com material não selecionado e mal colocados.

Nos canais escavados em terra, o fator de atrito depende da técnica de construção, do acabamento da obra, da manutenção e da vegetação ribeirinha. Em geral, em obras bem cuidadas, podemos esperar um fator de atrito em torno de 0,030, correspondendo a uma rugosidade média de 0,22 m. Nos canais naturais em boas condições, sem obstruções de vegetação ou detritos, podemos esperar um fator de atrito entre 0,030 e 0,035.

Para canais escavados em terra com cobertura de grama, a rugosidade depende da espécie e da manutenção. Para gramas curtas, com profundidades acima de 1,0 metro, o fator de atrito pode ser cerca de 0,030. Para profundidades menores que 0,5 metro, com gramas de altura entre 5 cm e 15 cm, o fator de

atrito pode variar de 0,035 a 0,040. Para gramas mais longas, com comprimento superior a 30 cm, o fator de atrito pode ser cerca de 0,035 para profundidades maiores que 1,0 metro e até 0,100 para vegetação densa e longa, com mais de 60 cm de comprimento, em profundidades menores que 0,5 metro.

5.3.2 Galerias de Grande Dimensões

Em áreas urbanas densamente povoadas, as galerias de grande porte (com diâmetro superior a 1,5 m) são comumente empregadas devido às restrições de espaço e às limitações impostas pela infraestrutura viária (SÃO PAULO, 2012c).

a. Aplicação

Ao projetar uma galeria de grandes dimensões, é crucial considerar as limitações inerentes a esse tipo de estrutura, que incluem:

- Capacidade de escoamento limitada em relação ao raio hidráulico da seção plena, que é menor do que a capacidade máxima em regime livre. Quando as galerias operam em carga, sua capacidade é reduzida, muitas vezes insuficiente para atender às necessidades do projeto.
- Galerias fechadas apresentam desafios de manutenção mais complexos do que canais abertos, com uma alta probabilidade de assoreamento e acúmulo de detritos, resultando em perda de eficiência hidráulica.
- Em certas situações, galerias requerem a adoção de seções transversais de células múltiplas. Apesar de oferecerem benefícios estruturais, essas seções são problemáticas em termos de desempenho hidráulico e manutenção. A principal dificuldade está na necessidade de introduzir "janelas" ao longo das paredes internas para equalizar as vazões entre as células.

Essas aberturas introduzem perdas localizadas significativas e acumulam lixo e detritos, reduzindo a seção livre para o escoamento e causando perturbações no fluxo de água, o que aumenta o coeficiente global de rugosidade. Além disso, as galerias de células múltiplas tendem a concentrar o

escoamento das vazões menores em uma célula, com maior assoreamento nas demais, resultando na perda de eficiência na condução de vazões próximas ao projeto devido à redução da seção útil.

b. Recomendações para projetos

Por razões mencionadas, é preferível optar por galerias de célula única sempre que possível. Isso permite uma configuração com fundo triangular, concentrando as vazões menores no centro para facilitar a remoção de sedimentos.

Nos casos em que o uso de galerias de células múltiplas seja inevitável, algumas recomendações podem ser feitas para melhorar sua eficiência ou minimizar seus problemas:

- Se viável, incluir trechos em canal aberto para homogeneizar o fluxo de água, especialmente nas entradas das contribuições laterais principais, evitando a necessidade de janelas nas paredes internas das galerias. Além de melhorar o fluxo, esses trechos seriam mais acessíveis para manutenção e limpeza do que as galerias fechadas.
- Quando galerias de células múltiplas são necessárias, é preferível limitá-las a duas células. Se janelas de equalização forem necessárias, elas devem ser dimensionadas levando em conta as diferenças de vazão em cada célula, garantindo a transferência adequada de vazões. Para facilitar a execução, o dimensionamento deve focar nas dimensões e no espaçamento das janelas para garantir a transferência eficaz de vazões. Também é recomendável que o bordo das janelas esteja posicionado entre 1/2 e 2/3 da altura livre da galeria para reduzir a retenção de detritos.
- Em pontos suscetíveis ao acúmulo de detritos, como confluências, bifurcações, janelas de equalização e curvas acentuadas, devem ser projetadas caixas de acesso para facilitar a limpeza e remoção de detritos.
- É importante notar que galerias celulares tendem a ter um coeficiente de rugosidade global maior devido às janelas em suas paredes internas, comparadas às galerias de células simples.

5.3.3 Dispositivos de armazenamento

No Brasil, a adoção de dispositivos de armazenamento em projetos de drenagem urbana não é comum, ao contrário do que ocorre em países desenvolvidos há mais de duas décadas. Inicialmente, os projetos de drenagem urbana priorizavam o rápido escoamento das águas, mas o crescimento das áreas urbanas levou a picos de cheias extremamente elevados, resultando em graves inundações. Isso levou à necessidade de uma mudança na filosofia de projeto, visando aumentar os tempos de permanência das águas precipitadas sobre as bacias para reduzir os picos de cheias *downstream*.

Nesse contexto, os dispositivos de retenção ganharam destaque nos projetos de drenagem urbana, proporcionando não apenas benefícios ambientais, mas também estabilidade aos cursos d'água receptores, reduzindo a variação das vazões escoadas em comparação com projetos que apenas contemplam a canalização.

Esses dispositivos têm como função principal retardar o escoamento das águas sobre uma área determinada, contribuindo para diminuir os picos de cheias em pontos mais abaixo. Eles podem ser classificados em dois tipos: controle na fonte e controle a jusante. Os dispositivos de controle na fonte são estruturas de pequeno porte instaladas próximas ao local de origem do escoamento, permitindo uma utilização mais eficiente da rede de drenagem *downstream*. Embora ofereçam flexibilidade na escolha do local de instalação e possibilitem melhorias no controle das vazões, também apresentam desafios em termos de monitoramento e manutenção devido ao grande número e à dispersão geográfica, o que implica em custos elevados de manutenção.

Tabela 6 – Dispositivos de armazenamento na macrodrenagem.

**CLASSIFICAÇÃO DOS DISPOSITIVOS DE ARMAZENAMENTO OU
RETENÇÃO**

Controle na fonte	Disposição local	1. Leitos de infiltração 2. Bacias de percolação 3. Pavimentos porosos
	Controle de entrada	1. Telhados 2. Estacionamento
	Detenção na origem	1. Valas 2. Depressões secas 3. Lagos escavados

		4. Reservatórios de concreto
		5. Reservatório tubular
Controle a jusante	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

Fonte: São Paulo (2012c).

Procedimentos de Planejamento e Projeto

No planejamento e projeto de obras de retenção e retenção, é crucial considerar cuidadosamente diversos aspectos (SÃO PAULO, 2012c). Estes incluem:

- Determinar a inclinação máxima do talude para a escavação de reservatórios de armazenamento em locais favoráveis, assim como levantamentos em valas naturais propícias para armazenamento;
- Estimar a carga anual de transporte de material sólido da bacia tributária e decidir sobre a necessidade de bacias de sedimentação ou outros meios de controle de sedimentos;
- Selecionar variedades de grama para proteção de taludes que resistam a inundações ocasionais que possam durar várias horas ou dias.

Além disso, é importante considerar as condicionantes e necessidades não técnicas, como:

- Analisar as necessidades da comunidade local, incluindo aspectos relacionados à recreação, para integrar as obras de retenção e retenção em um contexto de uso múltiplo;
- Avaliar os riscos que possam afetar a segurança e planejar medidas de mitigação;
- Identificar as fontes de financiamento para desapropriações, construção e manutenção das obras.

Para uma abordagem completa e adequada, recomenda-se seguir os seguintes passos:

- Coleta e análise de dados sobre a bacia drenada;
- Estabelecimento da concepção hidrológica preliminar do projeto;
- Estudos sobre amortecimento de cheias e definição da faixa operativa;
- Identificação de possíveis locais para armazenamento;
- Análise e consideração de todas as restrições e condicionantes;
- Planejamento do vertedouro de emergência e definição de critérios de segurança;
- Desenvolvimento do projeto hidrológico-hidráulico.

Esses passos podem variar de acordo com as circunstâncias específicas, e os tópicos a seguir detalham cada um deles em seus aspectos essenciais.

Cuidados Específicos quanto às Obras de Detenção

Os dispositivos de detenção usados nos sistemas de drenagem urbana, embora possam ser eficazes na redução dos picos de cheias, apresentam alguns desafios que precisam ser considerados adequadamente (SÃO PAULO, 2012c).

Os principais problemas estão relacionados à deposição de sedimentos e detritos, que podem causar diversos inconvenientes, incluindo: a redução da capacidade de armazenamento nos reservatórios de detenção se os sedimentos não forem removidos a tempo, a geração de odores desagradáveis e riscos para a saúde pública devido à decomposição da matéria orgânica nos depósitos, além de problemas de obstrução, resultando na perda de capacidade de detenção em estruturas projetadas para infiltração e percolação.

Para evitar esses problemas, é crucial adotar certos cuidados. Alguns aspectos a considerar incluem:

- Preferencialmente, implantar obras de detenção em áreas urbanas já consolidadas;

- Garantir que essas áreas tenham um sistema adequado de coleta de lixo e limpeza das ruas, para minimizar a quantidade de detritos transportados pelo sistema de drenagem;
- Considerar o nível de conscientização da população local, pois isso está diretamente relacionado à quantidade de lixo descartado diretamente no sistema de drenagem;
- Nos projetos de obras de retenção, é essencial planejar condições de acesso que facilitem a remoção de detritos e a limpeza, especialmente em estruturas subterrâneas, que naturalmente apresentam desafios adicionais.

Critérios de Dimensionamento de Reservatório de Detenção e Retenção

Os reservatórios de retenção desempenham um papel crucial no controle da vazão ao longo de um trecho de canal, seja ele natural ou artificial. Eles são parte integrante de um conjunto de medidas estruturais que permitem às cidades lidar com as variações sazonais dos rios. Esses reservatórios podem permanecer vazios na maior parte do tempo, armazenando água apenas durante chuvas intensas - esses são os reservatórios de retenção. Alternativamente, podem ficar parcialmente cheios, formando um lago que complementa o paisagismo local - conhecidos como reservatórios de retenção. Eles desempenham duas funções essenciais: controlar a vazão rio abaixo de onde estão instalados e integrar-se a outras estruturas de drenagem como parte de um sistema mais amplo de controle de enchentes na bacia hidrográfica, exercendo assim um controle local e sistêmico, dependendo de sua posição na bacia (SÃO PAULO, 2012c).

Em termos hidrológicos e hidráulicos, o dimensionamento de um reservatório envolve principalmente três elementos:

- Determinar o volume total de armazenamento necessário;
- Projetar a entrada do reservatório;
- Projetar a saída do reservatório.

Todos esses componentes estão interligados tecnicamente e são determinados com base no nível de proteção exigido pelo reservatório e pelo sistema de obras em que ele está inserido. Estabelecer esse nível de proteção, que é determinado pelo risco hidrológico, é fundamental e deve ser definido durante o desenvolvimento do programa de bacia hidrográfica.

Um reservatório de retenção pode alterar o padrão de cheias de um canal de duas maneiras distintas. Pode ser instalado para interceptar transversalmente o canal, fazendo com que toda a vazão do rio passe por seu interior e saia por sua estrutura de descarga, ou pode ser instalado ao lado do canal, onde a vazão do rio é desviada para dentro dele. No primeiro caso, mais tradicional em termos de armazenamento, é conhecido como reservatório "*in-line*", enquanto o segundo caso é chamado de "*off-line*". A Figura 16 mostra esquematicamente a posição dos dois reservatórios em relação a um canal.



Fonte: São Paulo (2012c).

Vários fatores influenciam a escolha do tipo de reservatório, incluindo:

- O propósito da reserva (proteção local e/ou sistêmica);
- A disponibilidade de área para instalação;
- As condições geotécnicas e hidrogeológicas da área;
- Os impactos sociais, ambientais e econômicos durante as fases de construção, operação e manutenção do reservatório.

Na Figura 17, apresentam-se os dois tipos de efeito. A Figura 17-a representa o efeito de um reservatório *in-line*. A onda de cheia entra completamente no reservatório (onda de entrada), e sua estrutura de saída permite que ela saia (onda de saída). É evidente que a onda de cheia natural é reduzida, e a vazão máxima de saída ocorre exatamente no ponto onde os dois hidrogramas se encontram. Esse processo de redução, também chamado de roteamento, possibilita o controle da vazão que flui para jusante desde o início da cheia.

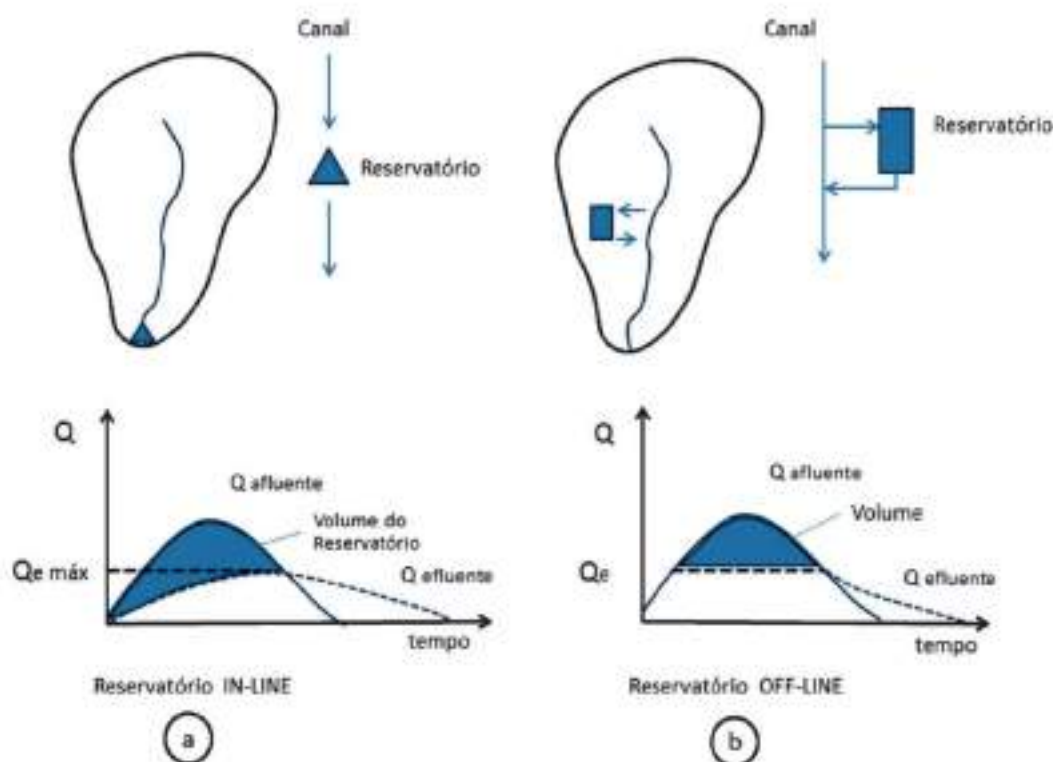


Figura 17 – Efeitos de amortecimento de reservatórios.

Fonte: São Paulo (2012c).

Na Figura 17-b, está representado o efeito do reservatório *off-line*. É evidente a diferença no armazenamento, onde a cheia natural segue pelo canal até que o nível da água atinja a altura da estrutura de desvio lateral, restringindo então o fluxo para jusante e enchendo o reservatório. Normalmente, o reservatório *off-line* só começa a liberar água quando o nível a jusante fica abaixo da altura da estrutura de desvio lateral. Esse nível de liberação é determinado pela capacidade do canal a jusante e pelo papel sistêmico do reservatório em relação a outras estruturas na bacia.

As áreas sombreadas representam os volumes disponíveis para o armazenamento. Em geral, o volume necessário para os reservatórios *in-line* é menor que o volume necessário para os *off-line*. Há também uma percepção ambiental de que os reservatórios *in-line* são mais favoráveis para integrar o paisagismo de uma região, pois o rio está contido em sua estrutura, ao contrário dos reservatórios *off-line*, que frequentemente ficam vazios. Entretanto, isso não é uma regra absoluta, pois há casos em que os reservatórios *off-line* podem ser instalados em áreas de lazer temporário ou em praças, harmonizando-se bem com o ambiente local. Portanto, em ambos os casos, o princípio da sustentabilidade no projeto pode ser aplicado (SÃO PAULO, 2012c).

Quanto aos critérios de dimensionamento, os reservatórios *in-line* e *off-line* seguem abordagens distintas. Os reservatórios *in-line* podem ser dimensionados de três maneiras diferentes, dependendo do critério adotado em relação ao risco hidrológico e às descargas no canal a jusante:

- Critério de vazão restrita a jusante: Este critério é aplicado quando há uma restrição na descarga a jusante do reservatório devido a vários motivos, como limitações físicas na capacidade de escoamento do canal existente ou presença de uma estrutura de travessia. Nesse caso, o reservatório é dimensionado para garantir que a vazão máxima liberada seja igual à vazão restrita, independentemente do evento de precipitação.
- Critério associado à sazonalidade hidrológica: Esse critério visa manter uma relação entre o período de retorno e a vazão máxima de enchente a jusante do reservatório, considerando o risco hidrológico do projeto. Isso determina o volume máximo do reservatório e a vazão máxima permitida a ser liberada. Em essência, esse critério busca manter o padrão natural

de escoamento no canal, seja o regime pré-existente ou uma nova condição que possa restaurar parcialmente o padrão natural do rio. O reservatório precisa ter uma estrutura de saída que possibilite ajustar a vazão de acordo com a magnitude da enchente. A estrutura de saída é dimensionada para amortecer diferentes níveis de enchente associados a diferentes períodos de retorno.

O terceiro critério adota uma abordagem intermediária entre os métodos anteriores, buscando encontrar um equilíbrio entre a reservação e a melhoria da capacidade de escoamento do canal a jusante. A análise benefício-custo é utilizada para identificar a alternativa com maior eficiência econômica, mas a decisão final deve levar em consideração os aspectos sociais e ambientais envolvidos.

No caso do dimensionamento do reservatório *off-line*, o método é mais próximo da abordagem baseada na sazonalidade. Estabelece-se uma vazão de "corte" do hidrograma com base na capacidade de escoamento do canal a jusante, a partir da qual a água do rio é desviada para o reservatório. Geralmente, esse desvio é realizado por meio de um vertedor lateral ao longo do canal. A eficácia desse sistema depende de fatores hidráulicos essenciais para seu bom funcionamento, e em muitos casos, é necessária a modelagem física para determinar o layout ideal das estruturas. O esvaziamento dos reservatórios *off-line* pode ser realizado por gravidade ou por meio de bombeamento.

Tanto os reservatórios *in-line* quanto os *off-line* podem ser subterrâneos, dependendo das condições específicas locais e sistêmicas. É importante destacar que os reservatórios devem ser sempre avaliados considerando o sistema como um todo. A inserção de um reservatório deve ser analisada tanto localmente quanto em conjunto com todas as outras obras hidráulicas operando simultaneamente na região. Os critérios hidrológicos locais desempenham um papel crucial no dimensionamento das obras em seus locais específicos de instalação. Quando avaliados em conjunto, os efeitos hidrológicos devem ser revisados, pois os impactos espaciais dos eventos de chuva tornam-se predominantes (SÃO PAULO, 2012c).

6. OBRAS DE MICRODRENAGEM

As obras de microdrenagem referem-se à infraestrutura que coleta e direciona as águas pluviais por meio de galerias até o local apropriado. Este capítulo aborda os conceitos básicos, fórmulas e principais abordagens para dimensionar essas estruturas.

Para dimensionar adequadamente uma rede de drenagem pluvial, é fundamental seguir as etapas a seguir:

- Dividir a área em sub-bacias;
- Determinar as vazões;
- Localizar os dispositivos de drenagem;
- Planejar o traçado da rede;
- Dimensionar a infraestrutura da rede.

Portanto, este capítulo fornecerá orientações sobre a metodologia para calcular as vazões, além de discutir os dispositivos necessários e as diretrizes para sua localização e dimensionamento.

6.1. TERMINOLOGIA

Segundo Ramos et. al (1999) e Fernandes (2002) é necessário conhecer os principais termos utilizados no dimensionamento para a compreensão de um projeto de microdrenagem:

a) Sarjetas

São canais longitudinais, geralmente com seção triangular, destinados a receber as águas pluviais e conduzir até o ponto de coleta, ou seja, boca de lobo.

b) Sarjetões

São canais de seção triangular, localizados nos pontos baixos ou nos encontros de leitos viários das vias, destinados a conectar sarjetas e direcionar o escoamento.

c) Bocas de lobo

São dispositivos destinados a captar as águas conduzidas pelas sarjetas.

d) Poços de visita

São câmaras visitáveis destinadas a limpeza e inspeção da rede.

e) Caixas de ligações ou caixas de passagem

Tem a mesma função dos poços de visita, porém não são visitáveis.

f) Tubulações de ligação

São tubulações destinadas a conduzir as águas pluviais das bocas de lobo até os poços de visita.

g) Galerias

Tubulações destinadas a conduzir água de um poço de visita a outro, e também, do último poço de visita ao descarte.

h) Trecho

Galeria localizada entre dois poços de visita consecutivos.

i) Estação de bombeamento

É conjunto de obras e equipamentos destinados a retirar a água de uma galeria, quando não for mais possível que o escoamento ocorra por gravidade, para outra galeria em um nível mais alto.

j) Conduitos forçados

Obras após a estação de bombeamento, nas quais a água ocupa totalmente a área geométrica dos conduitos.

k) Meio-fio ou guia

É a faixa longitudinal destinada a separar a calçada e a via pública.

6.2. ELEMENTOS FÍSICOS DO PROJETO

Para Ramos et al. (1999) são necessários alguns dados para a elaboração de um projeto de rede pluvial de microdrenagem:

- Cadastro

Das redes pluviais existentes, das redes de esgotos e de águas para abastecimento, além de outros serviços existentes na área de projeto que podem interferir na implantação do projeto de rede pluvial.

- Levantamento topográfico

Nivelamento geométrico em todas as esquinas, em locais onde ocorrem mudanças de declividades das vias e nos pontos de inflexão das vias.

- Curso d'água receptor

As informações necessárias para garantir que o descarte seja feito de forma adequada são:

- o Nível d'água máximo do corpo receptor para um período de retorno adequado com a obra de lançamento final;
- o Levantamento topográfico do local de descarga final.
- Urbanização

Algumas informações relativas à urbanização tanto da área de projeto quanto das bacias externas contribuintes. Tanto em situações atuais e quanto nas futuras previstas nos planos diretores municipais, sendo imprescindíveis para o correto dimensionamento da rede pluvial e para o atendimento da vida útil do projeto. Essas informações são:

- o Tipo de ocupação das áreas urbanizadas;
- o Porcentagem de ocupação dos lotes;
- o Recobrimento do solo das áreas não urbanizadas.
- Plantas

- o Planta de situação e localização da área onde o projeto será implantado;
- o Planta geral da bacia contribuinte para área de projeto;
- o Planta planialtimétrica da área de projeto.

6.3. DEFINIÇÃO DO ESQUEMA GERAL DO PROJETO

Nesse item serão apresentadas as questões relacionadas com a definição do esquema geral dos projetos das obras de macrodrenagem.

6.3.1 Traçado da rede pluvial

Conforme indicado por Ramos et al. (1999), ao projetar a rede pluvial em planta baixa, é essencial considerar as características naturais do escoamento superficial. As diretrizes fundamentais para o traçado da rede são as seguintes:

- a) Na representação em planta baixa, é necessário incluir os divisores das bacias contribuintes, ou seja, as sub-bacias;
- b) Os trechos onde o escoamento ocorre apenas superficialmente, ou seja, pelas sarjetas, devem ser identificados por setas indicando o sentido do fluxo;
- c) Sempre que viável, as galerias pluviais devem ser instaladas no centro das vias;
- d) O sistema coletor consistirá em uma única rede que receberá água das bocas de lobo por meio de tubulações de ligação, podendo estas estar localizadas em ambos os lados da via;
- e) Deve-se avaliar a solução mais adequada para cada rua, considerando aspectos econômicos, a largura da via e as condições do pavimento.

6.3.2 Componentes da rede pluvial

Além das regras básicas para o traçado da rede pluvial, existem ainda as regras para os componentes da rede pluvial.

a) Bocas de lobo

É essencial que as bocas de lobo sejam posicionadas de forma a direcionar eficazmente as águas superficiais para as galerias, conforme orientações do IPH (2005). Recomenda-se a utilização dos modelos padrão de bocas de lobo fornecidos pelo CDHU (Companhia de Desenvolvimento Habitacional Urbano), que estão disponíveis em versões simples, duplas, triplas ou quádruplas (CDHU, 2008).

b) Poços de visitas

É fundamental posicionar os poços de visita de maneira a corresponder às variações de inclinação, diâmetro e direção, bem como para conectar as bocas de lobo, os pontos de junção dos segmentos e atender ao afastamento máximo permitido, conforme orientações de Ramos et al. (1999).

Os poços de visita podem ser equipados com degraus sempre que houver variação de profundidade entre as tubulações a montante e a jusante. O dimensionamento desses degraus varia conforme o tipo de poço de visita em questão como na Tabela 7 (SUDECAP, 2008).

Tabela 7 – Degraus máximos de acordo com os poços de visita padrões da SUDECAP.

Poço de visita padrão	Degrau máximo
A	-
B	50 cm
C	100 cm

Fonte: SUDECAP (2008).

Cada poço de visita pode fazer no máximo quatro conexões, sendo que uma delas é sempre a saída da tubulação a jusante (SUDECAP, 2004).

c) Caixas de ligação

Da mesma forma que os poços de visita, as caixas de ligação também podem ter degraus, cujas dimensões variam de acordo com o padrão da caixa de ligação, conforme como na Tabela 8 (SUDECAP, 2008).

Tabela 8 – Degraus máximos de acordo com o padrão de caixas da SUDECAP.

Caixa de ligação padrão	Degrau máximo
A	-
B	50 cm
C	100 cm

Fonte: SUDECAP (2008).

Como nos poços de visitas, o número máximo de conexões são quatro (SUDECAP, 2004).

d) Galerias

O diâmetro mínimo das galerias deve ser de 0,60 m, com diâmetros nominais de 0,60; 0,80; 1,00; 1,20 e 1,50 m (SUDECAP, 2011).

O dimensionamento das galerias é realizado considerando o escoamento à seção plena. Para evitar a abrasão nas galerias, é estabelecida uma velocidade máxima, variando de acordo com o material de revestimento. No caso de tubulações de concreto, essa velocidade máxima é de 7,5 m/s. Além disso, para garantir a autolimpeza da tubulação, é estabelecida uma velocidade mínima de 0,75 m/s (SUDECAP, 2011).

Para prevenir interferências do tráfego das vias nas galerias, são adotados recobrimentos mínimos. No caso de tubulações em concreto, esse recobrimento mínimo é de 0,80 m (SUDECAP, 2004). Quando houver necessidade de mudar o diâmetro das galerias, as tubulações deverão ficar alinhadas pela geratriz superior, conforme Figura 18, para evitar que haja sedimentação no processo de mudança de diâmetro.

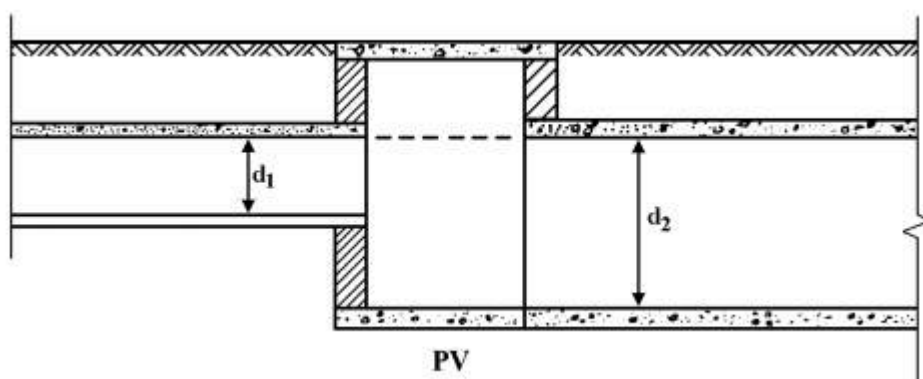


Figura 18 – Alinhamento das tubulações.

Fonte: IPH, 2005.

6.3.3 Disposição dos componentes

A rede pluvial deve ser planejada de maneira uniforme, garantindo que todas as áreas do projeto tenham condições adequadas de drenagem (RAMOS et al., 1999). Os componentes devem ser dispostos conforme as recomendações a seguir.

a) Galerias

As galerias devem ser posicionadas sob o eixo da via pública e permitir a conexão das tubulações de ligação provenientes das bocas de lobo.

b) Bocas de lobo

De acordo com o IPH (2005), as bocas de lobo devem ser localizadas de acordo com as seguintes diretrizes:

- Em ambos os lados da via, quando a capacidade máxima de escoamento da sarjeta for atingida ou quando sua capacidade de drenagem for excedida;
- Quando a velocidade da sarjeta for superior a 4 m/s (SUDECAP, 2011);
- Quando a vazão de contribuição for superior a 0,5 m³/s (SUDECAP, 2011);
- Nos pontos mais baixos das vias;

- A montante das faixas de pedestres, para evitar problemas de alagamento durante as travessias em dias chuvosos;
- A localização da primeira boca de lobo deve levar em consideração a capacidade de escoamento da sarjeta e a vazão específica;
- Não é aconselhável posicionar as bocas de lobo junto ao vértice do ângulo de interseção das sarjetas de duas ruas convergentes, conforme a Figura 19.

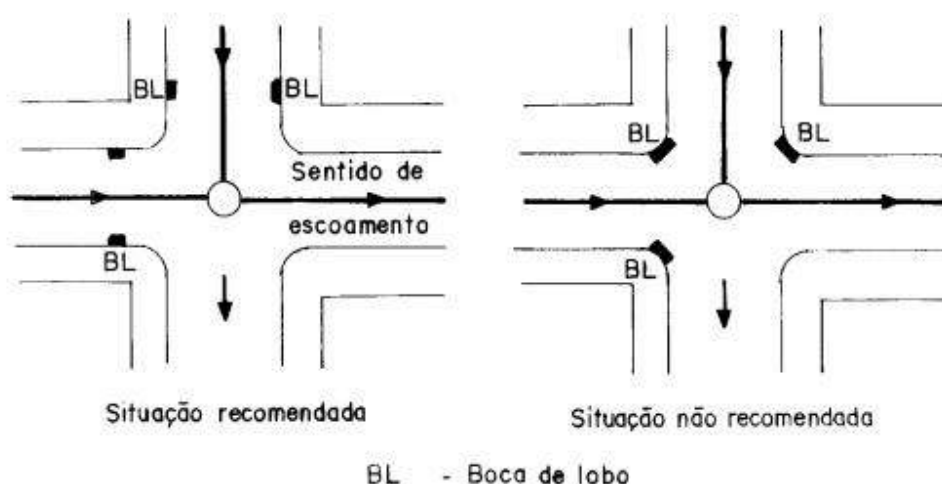


Figura 19 – Posição ideal das bocas de lobo.

Fonte: Modificado de RAMOS et al. (1999).

c) Poços de visita

Poços de visita são instalados em pontos estratégicos para permitir o acesso às tubulações, garantindo sua funcionalidade adequada. Esses pontos incluem mudanças de direção, variações de declive e diâmetro, bem como cruzamentos de ruas.

A distância entre os poços de visitas é dada pela Tabela 9.

Tabela 9 – Espaçamento entre poços de visita.

DN (mm)	Espaçamento	
	Mínimo	Máxima
600	60	100
800	60	120
1000	60	120
1200	60	150
1500	60	200

Fonte: SUDECAP (2008).

d) Caixas de ligação

A caixa de ligação desempenha uma função similar à do poço de visita, mas não é acessível para inspeção. Portanto, ela é empregada para evitar múltiplas conexões em um único poço de visita e também quando são necessários poços de visita intermediários em distâncias curtas, conforme a Figura 20. Vale ressaltar que não deve se colocar duas caixas de ligação consecutivas (FERNANDES, 2002).

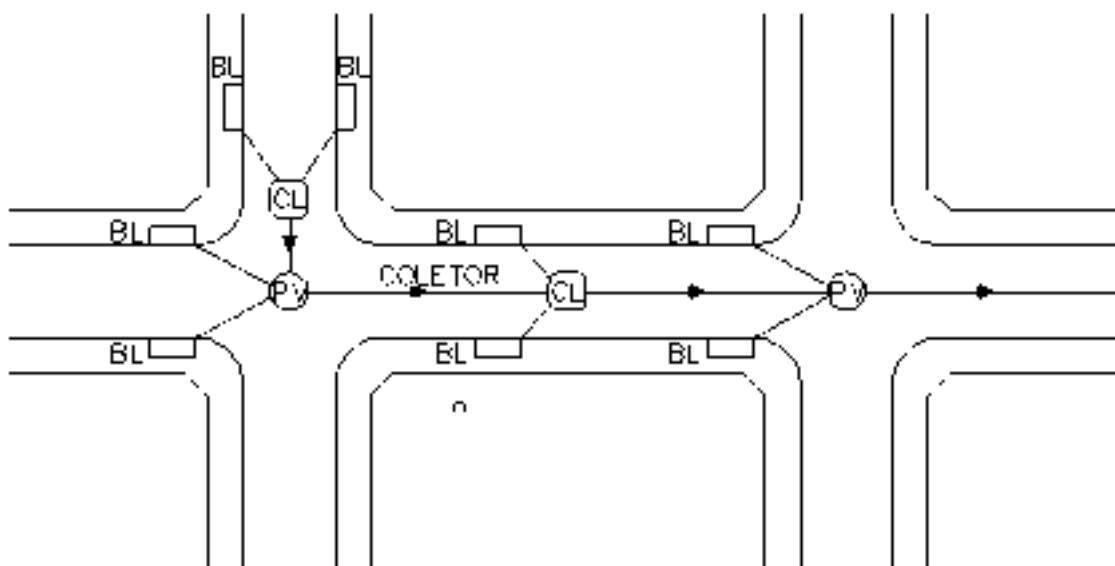


Figura 20 – Posição das caixas de ligação.

Fonte: Modificado de Ramos et al. (1999).

6.4. DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE PROJETO: MÉTODO RACIONAL

Conforme Tomaz (2013), o Método Racional foi introduzido pela primeira vez em 1851 por Mulvaney, sendo um método indireto que relaciona chuva e escoamento superficial.

Este método é aplicado para calcular a vazão máxima de projeto de bacias pequenas, com áreas inferiores a 2 km². Para sua utilização, devem-se considerar alguns princípios:

O tempo de duração da precipitação máxima de projeto é equivalente ao tempo de concentração da bacia. Essa condição é estabelecida assumindo-se uma bacia pequena, pois a duração está inversamente relacionada à intensidade (IPH, 2005).

Todas as perdas são integradas ao coeficiente de escoamento superficial, conhecido como C (TOMAZ, 2010).

Não considera o volume da enchente e a distribuição temporal das vazões, tornando-o inadequado para o dimensionamento de reservatórios de amortecimento (IPH, 2005).

A equação utilizada no Método Racional está representada na Equação 125.

$$Q = 0,00278.C.I.A \qquad \text{Equação 125}$$

Onde:

Q – Vazão máxima (m³/s);

C – Coeficiente do escoamento (adimensional);

I – Intensidade de precipitação (mm/h);

A – Área da bacia (ha).

6.4.1 Intensidade de precipitação

Nos capítulos anteriores, especificamente nos capítulos 3 e 4, foi explicada a metodologia utilizada para calcular a intensidade de precipitação, juntamente com a equação IDF aplicável ao município de Pouso Alegre/MG.

Portanto, para determinar a vazão máxima de projeto, é essencial calcular inicialmente a intensidade de precipitação de acordo com o período de retorno apropriado, o tempo de concentração e a duração da precipitação.

O período de retorno, no contexto da microdrenagem, pode variar de dois a dez anos, dependendo do tipo de ocupação presente na área de projeto, conforme a

Tabela 10.

Tabela 10 – Período de retorno para diferentes ocupações.

Tipo de ocupação da área	Período de retorno
Residencial	2
Comercial	5
Áreas com edifícios de serviço público	5
Aeroportos	2 – 5
Áreas comerciais e artérias de tráfego	5 – 10

Fonte: DAEE/CETESB¹ (1980 apud RAMOS et al., 1999).

6.4.2 Coeficiente de escoamento

Apenas uma parte do volume total de chuva que incide sobre uma bacia hidrográfica acaba chegando à seção de controle como escoamento superficial, devido a perdas relacionadas ao armazenamento em depressões e à infiltração no solo. O volume escoado representa uma fração do volume total de precipitação, e essa relação é conhecida como coeficiente de deflúvio ou coeficiente de escoamento superficial (C).

Para projetos e estudos de drenagem em áreas de grande extensão, o coeficiente de escoamento superficial (C) precisa ser determinado levando em conta as diferentes condições de uso e ocupação do solo. Assim, ao calcular esses valores, é importante considerar fatores como previsões para o desenvolvimento urbano futuro da bacia, ou ainda, fazer uma média ponderada caso a bacia apresente uma heterogeneidade significativa, entre outros cuidados.

De acordo com o Sudecap (2008), para tais estudos e projetos, o cálculo considera dois tipos de área: aquelas de extensão superficial considerável e aquelas áreas restritas com usos e ocupações específicos. No caso das áreas

¹ DAEE/CETESB – Drenagem Urbana, Manual de Projetos, 2ª Edição, agosto de 1980, São Paulo;

extensas, o cálculo deve levar em consideração os parâmetros de coeficiente volumétrico em função do zoneamento urbano do município (SUDECAP, 2008), no caso de Pouso Alegre, está descrito na Lei Ordinária nº 6.476, de 23 de setembro de 2021.

$$C = 0,67 \cdot C_2 \quad \text{Equação 126}$$

Onde:

C – Coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

C₂ – Coeficiente volumétrico em função do zoneamento urbano (adimensional).

Em áreas restritas com uso e/ou ocupação específicos, podem ser utilizados os valores de coeficiente de escoamento superficial da Tabela 11 (SUDECAP, 2008).

Tabela 11 – Valores de coeficiente de escoamento superficial direto para áreas urbanas restritas.

Característica da área	Coeficiente de escoamento superficial	
	Mínimo	Máximo
Pátios e estacionamentos	0,90	0,95
Áreas cobertas	0,75	0,95
Lotes urbanos grandes	0,30	0,45
Parques e cemitérios	0,10	0,25
Terreno rochoso montanhoso	0,50	0,85
Relvado arenoso plano	0,05	0,10

Fonte: SUDECAP (2008).

Porém, para o cálculo em áreas divididas em sub-bacias com mais de um uso, o valor do coeficiente final é obtido através do cálculo da média ponderada dos valores individuais de uso, como a Equação 127.

$$C = \frac{1}{A} \cdot \sum C_i \cdot A_i \quad \text{Equação 127}$$

Onde:

C - Coeficiente médio de escoamento superficial;

A – Área de drenagem da sub-bacia/bacia;

C_i – Coeficiente de escoamento superficial correspondente à ocupação “i”;

A_i – Área da bacia correspondente à ocupação “i”.

6.5. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

Esse item tratará acerca do dimensionamento hidráulico dos elementos do sistema.

6.5.1 Capacidade de condução hidráulica de ruas e sarjetas

Quando ocorrem chuvas em áreas urbanas, as águas pluviais inicialmente se deslocam pelos terrenos até alcançarem as sarjetas. Como as vias são em geral convexas, as águas que caem nelas também fluem em direção às sarjetas. Uma vez que as águas pluviais atingem as sarjetas, estas passam a funcionar como canais de formato triangular, direcionando o fluxo das águas por gravidade até uma boca de lobo (IPH, 2005).

Se a vazão nas sarjetas atingir um nível excessivo, pode ocorrer inundação das vias, alagamento das calçadas e até mesmo erosão do pavimento devido às altas velocidades (RAMOS et al., 1999). Por isso, para calcular a capacidade de escoamento das sarjetas, é utilizada a equação de Manning (SUDECAP, 2004).

$$V = \frac{Rh^{2/3} \cdot i^{1/2}}{n} \quad \text{Equação 128}$$

Onde:

R_h – Raio hidráulico (m);

i – Declividade longitudinal da rua (m/m);

n – Coeficiente de rugosidade de Manning, para tubulação de concreto é 0,014 (SUDECAP, 2004).

Desenvolvendo a equação acima, tem-se (FERNANDES, 2002):

$$Q = 0,375 \cdot \sqrt{i} \cdot \frac{z}{n} \cdot y^{8/3}$$

Equação 129

Onde:

Q – Vazão máxima de escoamento (m³/s);

i – Inclinação longitudinal da rua em (m/m);

z – Inverso da declividade transversal, ou seja, $z = y/w$, sendo w a largura máxima do espelho d'água;

n – Coeficiente de rugosidade de Manning (adimensional);

y – Altura d'água ou lâmina d'água máxima de água na guia (m).

Conforme informações da SUDECAP (2004), são definidos três tipos de sarjetas padrão (A, B e C). Considerando uma largura do alagamento na sarjeta de 1,67 m, pode-se determinar as profundidades da água nas sarjetas, conforme Tabela 12.

Tabela 12 – Altura da lâmina d'água nas guias para as sarjetas padrões da SUDECAP.

Tipo de sarjeta	y (cm)
A	5
B	11
C	16

Fonte: Adaptado de SUDECAP (2004).

Logo, com a largura de alagamento de 1,67 m e a altura das lâminas d'água da Tabela 12, as velocidades e as capacidades de vazão nas sarjetas podem ser expressas segundo as equações da Tabela 13.

Tabela 13 – Capacidade das sarjetas.

Tipo de sarjeta	Vazão (l/s)	Velocidade (m/s)
A	$284,429 \times i^{1/2}$	$6,913 \times i^{1/2}$
B	$553,766 \times i^{1/2}$	$9,762 \times i^{1/2}$
C	$855,946 \times i^{1/2}$	$12,364 \times i^{1/2}$

Fonte: SUDECAP (2011).

Segundo com SUDECAP (2004), a escolha da sarjeta padronizada é em função da declividade longitudinal da via:

- Sarjeta A: $i \geq 16\%$;
- Sarjeta B: $0,5\% \leq i \leq 16\%$;
- Sarjeta C: em locais definidos pelos responsáveis do projeto.

Quando o fluxo calculado pelo Método Racional excede a capacidade da sarjeta, é essencial utilizar bocas-de-lobo para escoar o excesso de água, como detalhado por Ramos et al. (1999). Essa necessidade também surge quando a velocidade na sarjeta ultrapassa 4 m/s, conforme indicado pela SUDECAP (2011).

6.5.2 Bocas de lobo

O posicionamento das bocas de lobo é calculado pela função do comprimento útil de sarjeta (SUDECAP, 2011), dado por:

$$Lu = \frac{Q_p}{q} \quad \text{Equação 130}$$

Onde:

Lu – Comprimento útil (m);

Q_p – Vazão de projeto (l/s);

Q – Vazão específica da vala (l/s.m), sendo essa dada pela Equação 131.

$$Q = q_1 + q_2 \quad \text{Equação 131}$$

Onde:

q_1 – Vazão específica da faixa de largura “a” da quadra (l/s.m);

q_2 – Vazão específica da meia pista do logradouro (l/s.m).

$$q_1 = 2,78 \cdot C_1 \cdot I \cdot A_1 \cdot 10^{-4} \quad \text{Equação 132}$$

$$q_2 = 2,78 \cdot C_2 \cdot I \cdot A_2 \cdot 10^{-4} \quad \text{Equação 133}$$

Sendo:

C_1 – Coeficiente de escoamento superficial da área de edificação (adimensional);

C_2 – Coeficiente de escoamento superficial da via (adimensional);

I – Intensidade da precipitação (mm/h);

$A_1 = a \times 1 \text{ m}$ (m^2), onde “a” é a largura da faixa lindeira da quadra (m);

$A_2 = F/2 \times 1 \text{ m}$ (m^2), onde “F” é a largura da via em (m).

Os dois últimos itens detalhados acima podem ser observados na Figura 21.



Figura 21 – Faixa lindeira da quadra (a) e largura da via (F).

Fonte: SUDECAP (2004).

Por fim, tem-se:

$$q = 2,78 \cdot I \cdot 10^{-4} \cdot \left(C_1 \cdot a + C_2 \cdot \frac{F}{2} \right) \quad \text{Equação 134}$$

Sendo as bocas de lobo recomendadas padrões do CDHU, sua capacidade de engolimento estão definidas na Tabela 14 (CDHU, 2008):

Tabela 14 – Capacidade das bocas de lobo.

Tipo de boca de lobo	Capacidade (l/s)
Simples	60
Dupla	120
Tripla	180
Quádrupla	240

Fonte: CDHU (2008).

Vale ressaltar que deve ser considerada uma redução de 35% para bocas de lobo localizadas em ponto baixo (SUDECAP, 2011).

6.5.3 Galerias

O dimensionamento hidráulico de uma galeria envolve a determinação do diâmetro e da declividade da tubulação, necessitando de duas variáveis para realizar as iterações. Devem ser realizadas as seguintes considerações segundo SUDECAP (2011):

- Para o dimensionamento hidráulico das galerias admite-se regime hidráulico de escoamento a lâmina livre;
- A lâmina d'água admissível;

$$y = 0,8DN$$

Equação 135

- As velocidades máxima e mínima para tubulações de concreto são 7,5 m/s e 0,75 m/s, respectivamente;
- Os diâmetros admissíveis são: 0,6; 0,8; 1,0; 1,2 e 1,5 m.

Para determinar a capacidade da rede utiliza-se a fórmula de Manning, Equação 128, sendo o coeficiente de Manning para tubulação de concreto de 0,014 (SUDECAP, 2011).

Por se tratar de uma seção circular, tem-se que a fórmula de Manning condensada é como apresentada na Equação 136 (PORTO, 1999):

$$D = \frac{M}{K_1}$$

Equação 136

Onde:

$$M = \left(\frac{nQ}{\sqrt{i}} \right)^{3/8} \quad \text{Equação 137}$$

Sendo:

n - Coeficiente de Manning (adimensional);

Q - Vazão (m³/s);

i - Declividade da tubulação (m/m);

K₁ - Coeficiente de forma, dado em função de y/D, sendo y lâmina d'água e D diâmetro da tubulação.

Obtendo então a Equação 136, tem-se que a vazão permitida na tubulação é:

$$Q = \frac{D^{8/3} \cdot K_1^{8/3} \cdot \sqrt{i}}{n} \quad \text{Equação 138}$$

Sendo:

Q - Vazão na tubulação (m³/s);

D - Diâmetro da tubulação (m);

K₁ - Coeficiente de forma, sendo 0,640 para lâmina de y = 0,8 DN;

n - Coeficiente de Manning, para concreto n = 0,014;

i - Declividade da tubulação (m/m).

Com a lâmina máxima de y = 0,8 DN e uma tubulação de concreto, obtém-se:

$$Q_{\max} = \frac{D^{8/3} \cdot 0,640^{8/3} \cdot \sqrt{i}}{0,014} \quad \text{Equação 139}$$

Onde:

$Q_{\text{máx}}$ – Vazão máxima permitida na tubulação para uma lâmina de $y = 0,8 \text{ DN}$ (m^3/s);

D – Diâmetro da tubulação (m);

i – Declividade da tubulação (m/m).

Para a velocidade na tubulação para vazão do projeto determina-se a Equação 136, tendo assim a seguinte relação:

$$K_1 = \frac{1}{D} \cdot \left(\frac{n \cdot Q}{\sqrt{i}} \right)^{3/8} \quad \text{Equação 140}$$

Sendo:

K_1 - Coeficiente de forma (adimensional);

D - Diâmetro (m);

i - Declividade da tubulação (m/m);

Q - Vazão de projeto (m^3/s).

A partir da Tabela 15, é possível determinar qual o valor de y/D (PORTO, 1999).

Tabela 15 – Valores do coeficiente de forma K_1 para canais circulares.

y/D	K_1	y/D	K_1	y/D	K_1
0,01	0,02	0,34	0,38	0,67	0,59
0,02	0,04	0,35	0,39	0,68	0,60
0,03	0,06	0,36	0,40	0,69	0,60
0,04	0,07	0,37	0,41	0,70	0,60
0,05	0,09	0,38	0,42	0,71	0,61
0,06	0,10	0,39	0,42	0,72	0,61
0,07	0,11	0,40	0,43	0,73	0,62
0,08	0,13	0,41	0,44	0,74	0,62
0,09	0,14	0,42	0,44	0,75	0,62
0,10	0,15	0,43	0,45	0,76	0,63
0,11	0,16	0,44	0,46	0,77	0,63
0,12	0,18	0,45	0,47	0,78	0,63
0,13	0,19	0,46	0,47	0,79	0,64
0,14	0,20	0,47	0,48	0,80	0,64
0,15	0,21	0,48	0,49	0,81	0,64
0,16	0,22	0,49	0,49	0,82	0,65
0,17	0,23	0,50	0,50	0,83	0,65

y/D	K ₁	y/D	K ₁	y/D	K ₁
0,18	0,24	0,51	0,50	0,84	0,65
0,19	0,25	0,52	0,51	0,85	0,65
0,20	0,26	0,53	0,52	0,86	0,66
0,21	0,27	0,54	0,52	0,87	0,66
0,22	0,28	0,55	0,53	0,88	0,66
0,23	0,29	0,56	0,53	0,89	0,66
0,24	0,30	0,57	0,54	0,90	0,66
0,25	0,31	0,58	0,55	0,91	0,66
0,26	0,32	0,59	0,55	0,92	0,66
0,27	0,32	0,60	0,56	0,93	0,66
0,28	0,33	0,61	0,56	0,94	0,66
0,29	0,34	0,62	0,57	0,95	0,66
0,30	0,35	0,63	0,57	0,96	0,66
0,31	0,36	0,64	0,58	0,97	0,66
0,32	0,37	0,65	0,58	0,98	0,66
0,33	0,38	0,66	0,59	0,99	0,66

Fonte: PORTO (1999).

Com os valores obtidos é possível determinar qual o ângulo θ (PORTO, 1999).

$$\theta = 2 \arccos\left(1 - \frac{2y}{D}\right) \quad \text{Equação 141}$$

Onde:

Θ – Ângulo, conforme Figura 22;

y – Lâmina d'água (m);

D – Diâmetro da tubulação (m).

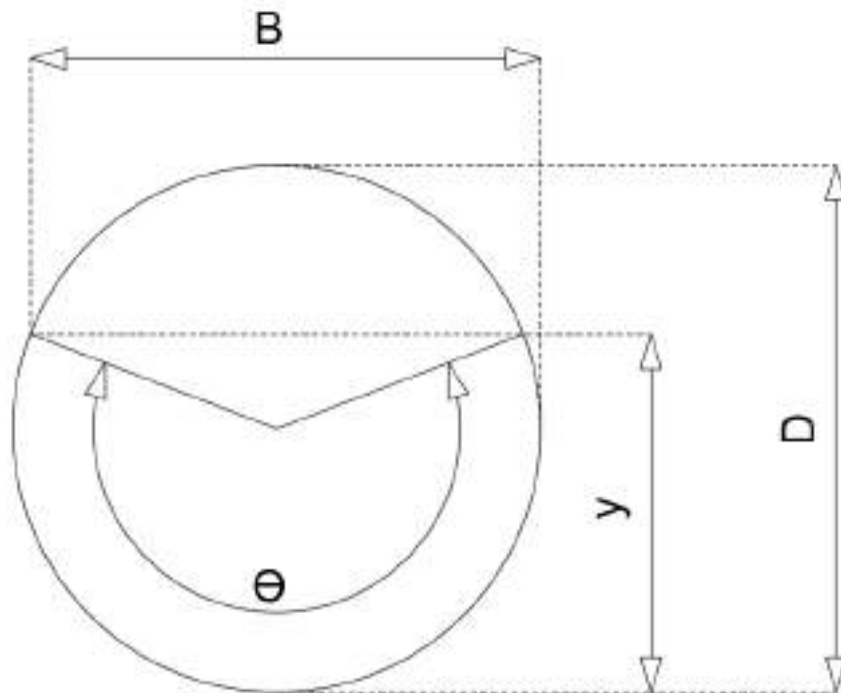


Figura 22 – Seção circular.

Fonte: Adaptado de Porto (1999).

Calculando o valor do ângulo θ , é possível determinar o valor da área molhada (PORTO, 1999).

$$A = D^2 \frac{(\theta - \text{sen}\theta)}{8}$$

Equação 142

Onde:

A - Área molhada (m²);

D - Diâmetro da tubulação (m);

Θ - Ângulo, conforme Figura 22.

Por fim, determina-se a velocidade na tubulação:

$$V = \frac{Q}{A}$$

Equação 143

Onde:

V – Velocidade na tubulação (m/s);

Q – Vazão de projeto (m³/s);

A – Área molhada (m²).

Para exemplificar os projetos citados os desenhos técnicos dos dimensionamentos são apresentados nos anexos C.1 até C.18.

7. EROSÃO URBANA

Processos erosivos superficiais são geralmente consequência de falta de planejamento urbano. De acordo com Tucci & Collischonn (2019), o crescimento das cidades no Brasil tem contribuído para um aumento expressivo na ocorrência de enchentes, na geração de sedimentos e na degradação da qualidade da água.

Estes processos erosivos podem manifestar-se de maneira intensa e concentrada ou de forma difusa, culminando em um aporte significativo de sedimentos aos corpos d'água (RAMOS et al., 1999). Consequentemente, ao atingir esses corpos hídricos, os sedimentos promovem o aumento na ocorrência de enchentes, devido à diminuição na capacidade de escoamento resultante do assoreamento dos canais e cursos d'água (TUCCI & COLLISCHONN, 2019).

A variabilidade temporal do processo erosivo urbano é delineada pela progressão da ocupação humana. Antes da urbanização e pavimentação das vias, observa-se uma significativa contribuição de sedimentos aos corpos d'água. Este cenário é marcado por uma grande quantidade de sólidos em suspensão devido às atividades de movimentação de terra, sem os devidos cuidados de proteção. À medida que a área se desenvolve, com a construção de edificações e pavimentação, a intensidade da erosão diminui, dando lugar a uma predominância de processos erosivos localizados, resultantes das intervenções humanas (RAMOS et al., 1999).

Compreender a dinâmica dos processos erosivos e como eles se comportam à medida que a urbanização acelera é fundamental para implementar medidas eficazes de controle e mitigação da erosão urbana, visando a preservação dos recursos hídricos e a sustentabilidade ambiental das áreas urbanas.

7.1. DEFINIÇÕES GERAIS

Para compreender os sistemas fluviais, são necessários avaliar alguns conceitos como vazão líquida e sólida, morfologia e granulometria, estabilidade dos canais e graus de liberdade. A vazão líquida é a quantidade de água em um rio, enquanto a vazão sólida é a quantidade de sedimentos transportados. A relação entre morfologia e granulometria aborda a forma do leito e o tamanho dos sedimentos. Canais estáveis mantêm sua forma, e os graus de liberdade indicam a capacidade de adaptação do rio. Esses conceitos são cruciais para compreender e gerenciar sistemas fluviais.

7.1.1 Vazão líquida característica

Para avaliar a estabilidade dos rios, é comum recorrer às "vazões modeladoras", que representam os fluxos mais frequentes no canal e mantêm um padrão geomorfológico anual do rio. Embora a utilização de séries históricas de vazão seja preferível (RAMOS et al., 1999), nem sempre há disponibilidade de dados abrangentes, com pelo menos 20 anos de medições, em todas as localidades, tornando a utilização da vazão modeladora uma opção mais viável.

Geralmente, as vazões modeladoras não estão em conformidade com a geometria do canal. Desse modo, para amenizar as consequências de utilizar esse parâmetro, uma solução recomendável é adotar seções compostas, dimensionadas no seu conjunto, para veicular as vazões máximas previstas e que permitam conduzir as vazões modeladoras em subleitos menores em condições adequadas de velocidade.

Segundo Ramos et al. (1999), os critérios principais para definir a Vazão Modeladora são: a) Vazão de seção plena, aplicável a rios aluvionares, representa a vazão do leito principal do rio; b) Vazões com período de retorno entre 1,5 e 2 anos, adequadas para rios de planície, especialmente em áreas com declividades mais pronunciadas; c) Vazão dominante, uma vazão fictícia que, se ocorresse anualmente, transportaria a mesma quantidade de sedimentos do hidrograma anual.

7.1.2 Vazão sólida

O termo "vazão sólida" refere-se à quantidade de sedimentos ou material sólido transportado por uma corrente de água em um determinado período de tempo. A vazão sólida é uma medida importante em estudos de hidrologia e geomorfologia e auxilia na compreensão da sedimentação e erosão de áreas adjacentes.

Normalmente, os dados disponíveis sobre transporte de sedimentos se referem ao transporte sólido em suspensão, sendo dominados pela carga de lavagem. Esta carga consiste principalmente em material sólido transportado superficialmente, com granulometria muito fina em comparação com o material do leito.

Conforme descrito por Ramos et al. (1999), existe um valor específico de diâmetro, conhecido como diâmetro limite, no qual a capacidade de transporte é maior que o suprimento de sólidos. Nesse ponto, ocorre um equilíbrio. No entanto, após esse ponto, percebe-se que a quantidade de sedimentos fornecida à bacia é maior que a capacidade de transporte, como ilustrado na Figura 23.

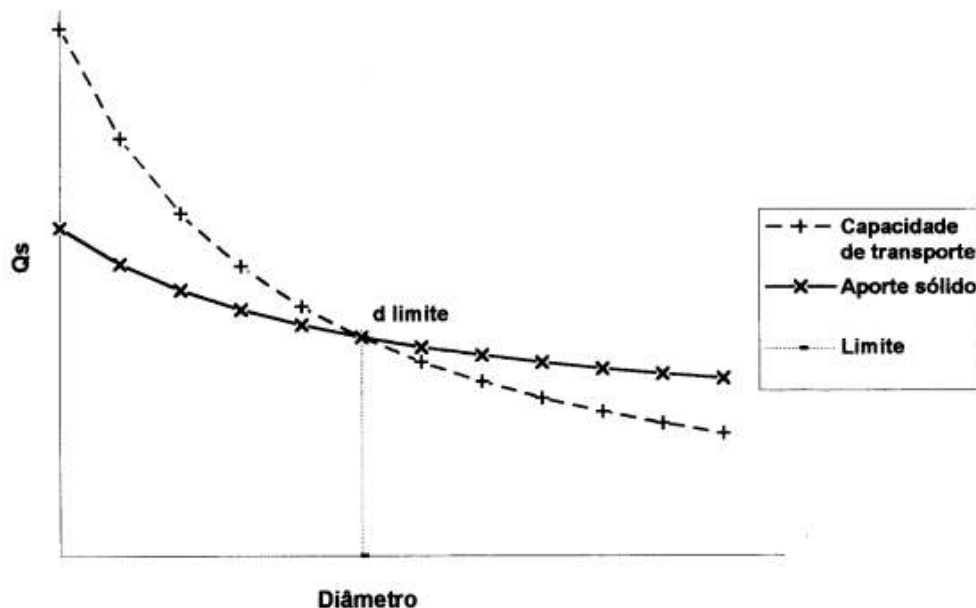


Figura 23 – Confronto entre a disponibilidade de sedimentos e a capacidade de transporte de sólido.

Fonte: Ramos et al. (1999).

Desse modo, conforme mostrado na Figura 23, é possível visualizar o ponto de equilíbrio, representado pelo diâmetro limite, onde a capacidade de transporte sólido iguala-se ao suprimento de material da bacia. Acima desse limite, o transporte sólido está limitado pela capacidade de transporte do canal, resultando no depósito do excedente no leito. Abaixo desse limite, o transporte sólido é condicionado pelo suprimento sólido da bacia, uma vez que a capacidade de transporte do canal é maior que esse valor.

7.1.3 Relação entre a morfologia e a granulometria

Há uma grande relação entre a forma da seção, declividade do curso d'água e granulometria do material. Como pode ser observado nas características de formação dos cursos d'água nos trechos superiores, intermediários e inferiores (RAMOS et al., 1999), conforme pode ser visto na Figura 24.

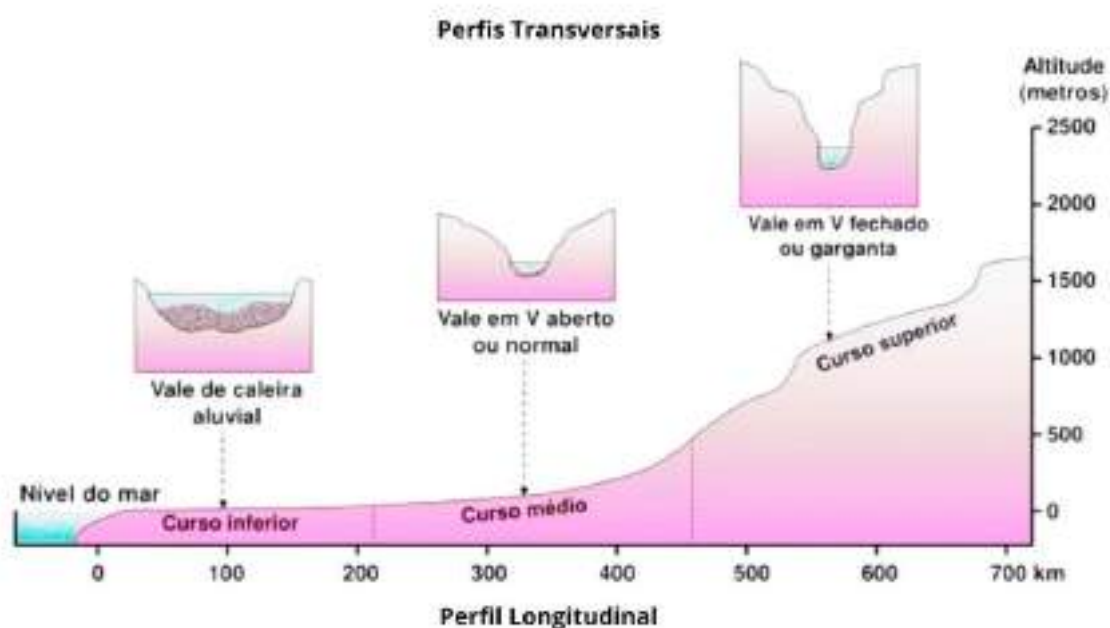


Figura 24 – Exemplo do comportamento do perfil longitudinal e transversal de um rio.

Analisando a Figura 24, nos trechos superiores dos cursos, caracterizados pela alta declividade e pela presença de material do leito graúdo, as seções são amplas e rasas. Nessas áreas, a potência hidráulica de vazão permite uma capacidade de transporte superior ao suprimento da bacia, o que pode resultar em uma erosão generalizada. Em trechos intermediários, onde as declividades são menos intensas e há predominância de areia média, ocorre um equilíbrio entre a capacidade de suporte e o suprimento de sedimentos. Por fim, nos trechos inferiores, há uma tendência de assoreamento devido à predominância de materiais finos e à baixa declividade, o que ocasiona a deposição de material sólido.

7.1.4 Canais estáveis

O conceito de canal estável ou em regime é definido pela manutenção de padrões geométricos e de declividade ao longo do tempo, desde que as vazões líquidas e sólidas sejam mantidas. As equações empíricas surgiram dessa conceituação.

Maza Alvares (1968) ampliou o conceito de regime para incluir o Equilíbrio Estático e Equilíbrio Morfológico, que considera ajustes naturais ao longo do ano hidrológico. Ele também introduziu os conceitos de equilíbrio estático, aplicado a cursos d'água em terrenos resistentes a alterações, e equilíbrio morfológico, para cursos com características estáveis ao longo de vários anos.

7.1.5 Graus de liberdade

De acordo com Ramos et al. (1999), os graus de liberdade de um rio são influenciados pela resistência à erosão tanto nas margens quanto no fundo do leito. Rios com margens e fundo compostos por material resistente e não erosivo são categorizados como tendo apenas um grau de liberdade. Nesses casos, o comportamento do rio é predominantemente regido por equações que descrevem a resistência ao fluxo de água.

Ainda conforme Ramos et. al. (1999), quando as margens resistem à erosão, mas o fundo é composto por sedimentos facilmente transportáveis, como areia, o rio possui dois graus de liberdade. Nesse caso, o escoamento é caracterizado por equações de resistência ao fundo móvel e de transporte sólido.

Por fim, quando tanto as margens quanto o fundo são compostos por material facilmente transportável, o escoamento possui três graus de liberdade, exigindo uma equação adicional para determinar a largura de equilíbrio. Essa equação é mais empírica e geralmente é derivada da Teoria do Regime (RAMOS et al., 1999).

7.2. EROSÃO SUPERFICIAL

Este tópico irá abranger os conceitos e diretrizes principais da erosão superficial, componente da erosão urbana, incluindo suas diversas formas e processos, os fatores que afetam sua ocorrência e intensidade, bem como a taxa de transferência de sedimentos nos sistemas terrestres. Além disso, será abordada a produção de sedimentos em áreas urbanas e os desafios associados à erosão urbana na região.

7.2.1 Formas de erosão

Existem dois tipos de erosão: geológica ou natural e acelerada. A erosão geológica ocorre naturalmente, sem intervenção humana, e sua intensidade é sempre menor do que a formação do solo. Já a erosão acelerada é resultado da interferência humana e tende a ser mais intensa e prejudicial, ocorrendo rapidamente (SILVA, 1995).

De acordo com Silva (1995), os agentes de erosão incluem água, vento, temperatura e ação biológica. A água é um dos agentes mais importantes, podendo desagregar o solo e transportar partículas através de chuvas, enxurradas, entre outros.

Assim, uma das principais causas da erosão causada pela água da chuva é o impacto das gotas de chuva, que fragmentam as partículas do solo, levando à remoção dos materiais locais e à sua exposição às forças hidrodinâmicas do escoamento superficial (RAMOS et al., 1999). Desse modo, a erosão hídrica desgasta o solo de três maneiras principais: laminar, sulcos e voçorocas.

A erosão laminar, também chamada de erosão em lençol ou superficial, ocorre quando as partículas da superfície do solo são desagregadas e arrastadas em camadas uniformes, sem formar sulcos distintos. Isso resulta em um desgaste uniforme da camada superficial do solo, tornando-a difícil de ser diagnosticada (SILVA, 1995).

A erosão em sulcos ocorre quando a água se concentra em pontos específicos, formando pequenos canais que se aprofundam com o tempo. Isso pode interferir no trabalho de preparo do solo, prejudicando sua qualidade (SILVA, 1995).

Por fim, a erosão em voçorocas envolve o deslocamento de grandes massas de solo, formando sulcos extensos e profundos. Embora seja menos comum, pode ser bastante prejudicial, especialmente em áreas com relevo suave, como no nordeste brasileiro (SILVA, 1995).

Ainda conforme Silva (1995), outro fator que ocasiona erosão é o vento, que dependendo de sua velocidade e quantidade de material em suspensão, pode transportar grandes volumes de solo e até desagregar rochas. As variações de temperatura são cruciais na erosão geológica, com mudanças intensas afetando camadas superficiais das rochas, enquanto variações mais lentas podem atingir profundidades maiores.

7.2.2 Fatores que afetam a erosão

A chuva é crucial na erosão do solo, com sua intensidade, duração e frequência determinando o volume e velocidade da enxurrada. Além disso, o regime pluviométrico, influenciado por esses fatores, é essencial, assim como a topografia do terreno, onde declives acentuados aumentam a erosão. Ainda, a cobertura vegetal protege o solo, diminuindo o impacto das gotas de chuva e reduzindo a velocidade da enxurrada. Por fim, a natureza do solo também desempenha um papel crucial, com solos arenosos mais suscetíveis à erosão do que solos bem estruturados (SILVA, 1995).

Existem alguns indicadores utilizados para uma primeira avaliação do potencial de erosão de uma bacia, entre eles encontra-se, segundo Ramos et al.

(1999), para bacias rurais, a Fórmula Universal de Perda de Solo, de Wischmeyer – Smith (1960):

$$E = R.K.L.S.C.P$$

Equação 144

Onde:

E – Perda de solo média anual por unidade de área;

R – Fator de erosividade para uma precipitação característica da bacia;

K – Fator de erodibilidade do solo;

L,S – Fatores topográficos do terreno, no caso o comprimento de rampa e a declividade longitudinal;

C,P – Fatores relativos ao uso do solo, no caso o tipo de manejo agrícola e a prática conservacionista aplicada.

Durante o processo de urbanização, é crucial considerar diversos fatores, incluindo as variáveis L e S, que representam características da topografia local e são modificadas conforme o avanço das obras, especialmente durante movimentações de terra significativas. Essas mudanças na topografia podem afetar diretamente a taxa de erodibilidade, representada pelo fator K, especialmente quando há remoção da camada superficial do solo, como destacado por Ramos et al. (1999).

7.2.3 Taxa de transferência de sedimentos

A quantidade de sedimentos produzidos por uma bacia hidrográfica corresponde apenas à fração do material original que foi removida pela drenagem, excluindo o que foi deixado ao longo do percurso (Walling, 1990). Em resumo, nem todo o sedimento erodido na bacia acaba chegando aos cursos d'água, já que uma parte dele é depositado nas planícies e saliências dos terrenos.

O conceito de taxa de transferência de sedimentos vem dessa relação entre a porção que afeta a rede de drenagem e a porção do material erodido. Contudo, essa determinação é difícil de ser realizada pelo fato de não ser possível dispor de dados simultâneos das perdas de solo na bacia e do carreamento de sedimentos para o rio (RAMOS et al., 1999). Essa dinâmica depende principalmente da disponibilidade de áreas, da textura do material e do relevo regional. Dessa forma, é possível estabelecer uma relação entre esses fatores para determinar a porcentagem de sedimento erodido em uma bacia que efetivamente chega a um ponto de medição em um curso d'água (CARVALHO, 2008).

Estudos conduzidos em áreas rurais dos Estados Unidos revelam que em locais com áreas de drenagem acima de 15 km², a taxa de transferência de sedimentos varia de 5 a 20%. Por outro lado, em áreas com cerca de 1 km² de drenagem, essa taxa é geralmente superior a 50%, podendo alcançar 100%, conforme observado por RAMOS et al. (1999). Além disso, segundo esse mesmo autor, em bacias urbanas, espera-se que essas taxas sejam ainda mais elevadas do que nas áreas rurais, devido à fragmentação em sub-bacias menores na bacia hidrográfica, o que aumenta o transporte das partículas resultantes da erosão.

7.2.3 Produção de sedimentos em áreas urbanas

Devido à grande capacidade de transformação do solo na área urbana, as taxas de produção de sedimentos se tornam um parâmetro de difícil obtenção. No entanto, sabe-se que a produção apresenta taxas de crescimento progressivas, principalmente em razão do mau planejamento urbano, conforme aponta RAMOS et al. (1999).

7.2.4 Erosão urbana na região de Pouso Alegre

A expansão populacional e urbana em Pouso Alegre, impulsionada pelo crescimento industrial e desenvolvimento dos setores comerciais e de serviços, teve um impacto significativo no ambiente urbano. Esse crescimento resultou em uma notável fragmentação do espaço urbano, devido à ausência de um planejamento urbano eficaz e às desigualdades sociais presentes na cidade. Como parte dessa expansão, muitas áreas foram urbanizadas, incluindo a Depressão do Rio Sapucaí, que abrange grande parte do município. Esta região, com sua topografia característica de morros e colinas suaves, é propensa à erosão devido à sua localização em um contexto macrorregional marcado por eventos tectônicos de soerguimento e pela ação erosiva da bacia hidrográfica do rio Sapucaí. As características geológicas da região, como a presença de rochas frágeis e a presença de falhas geológicas, contribuem para aumentar a vulnerabilidade à erosão. Assim, a expansão urbana em Pouso Alegre, combinada com as características geomorfológicas e geológicas da Depressão do Rio Sapucaí, resulta em um cenário propício para a erosão urbana na cidade (ANDRADE, 2014; CPRM 2004; HASUI, 2012b e 2012c).

7.3. ESTABILIDADE DE CANAIS NATURAIS

A estabilidade de canais naturais é vital para a gestão dos recursos hídricos. Este estudo analisa as equações da teoria do regime e as equações de transporte de sedimentos. A primeira enfoca a hidráulica dos fluxos de água, enquanto a segunda considera processos de erosão e sedimentação. Estas

abordagens são essenciais para compreender a complexidade da estabilidade dos canais e os desafios de sua conservação.

7.3.1 Equações da teoria do regime

A Teoria do Regime, originada de estudos em canais indianos, teve sua primeira contribuição significativa por Kennedy em 1895. Essa teoria foi desenvolvida a partir da observação de vários canais estáveis, o que permitiu a determinação de parâmetros essenciais para o dimensionamento adequado dessas estruturas. Através da análise das vazões predominantes e suas formas geométricas, foi desenvolvida a Equação 145, como destaca Ramos et al. em 1999.

$$V = 1,29. m. h_m^{0,64} \quad \text{Equação 145}$$

Onde:

V – Velocidade média na seção (m/s);

h_m – Profundidade média (m);

m – Fator que depende da natureza do material de fundo (Tabela 16).

Tabela 16 – Valores de “m” para cada revestimento.

Material do fundo	Valores de “m” (adimensional)
Areias médias	1,00
Areias grossas	1,10 a 1,20
Areias finas	0,80 a 0,90

Fonte: Ramos et al. (1999).

De acordo com Ramos et al. (1999), embora tenham sido desenvolvidas outras equações, as mais amplamente utilizadas são as Equações de Lacey de 1958 em sua versão final. Recomenda-se empregar essas equações, juntamente com outras derivadas da Teoria do Regime, para rios com baixas taxas de transporte de sedimentos, geralmente com valores inferiores a 500 ppm, como vazão modeladora.

As equações de Lacey, no Sistema Internacional (Equação 146 a Equação 151).

$$F = 55,7. d^{0,5} \quad \text{Equação 146}$$

$$V = 0,439. Q^{\frac{1}{6}}. f^{1/3} \quad \text{Equação 147}$$

$$B = 4,84. Q^{1/2} \quad \text{Equação 148}$$

$$A = 2,27. Q^{\frac{5}{6}}. f^{1/3} \quad \text{Equação 149}$$

$$R_h = 0,472. Q^{\frac{1}{3}}. f^{-\frac{1}{3}} \quad \text{Equação 150}$$

$$i = 0,000302. Q^{-\frac{1}{6}}. f^{5/3} \quad \text{Equação 151}$$

Onde:

F – Fator de sedimentação de Lacey (adimensional);

D – Diâmetro do material do leito (m);

Q – Vazão modeladora (m³/s);

B – Largura superficial, também tomado como o perímetro molhado (m);

A – Área da seção de escoamento plena (m²);

R_h – Raio hidráulico (m);

I – Declividade da linha de energia (m/m).

Após as equações formuladas por Lacey, houve contribuições posteriores de outros pesquisadores, como Bray, cujos resultados se assemelham aos anteriores, além das contribuições de Blench (1957) e de Simons e Albertson (1963), conforme mencionado por Ramos et al. (1999).

7.3.2 Equações baseadas no transporte de sedimentos

Conforme mencionado por Ramos et al. (1999), as equações da Teoria do Regime são aplicáveis para calcular em situações em que a taxa de sedimentos é inferior a 500 ppm. Quando essa taxa é excedida, sugere-se recorrer às equações de resistência ao movimento do leito e de transporte sólido. Nesse sentido, serão apresentadas algumas equações consideradas mais adequadas para as análises propostas. Assim, foram selecionadas as equações de Engelund-Hansen (1966), Brownlie (1981) e o método adotado pelo Instituto de Engenharia do México (1981), conforme detalhado por Ramos et al. (1999).

- Engelund-Hansen (Equação 152 a Equação 154).

$$V = 10,97. R_h^{\frac{5}{4}}. i^{\frac{9}{8}}. d^{-\frac{3}{4}} \quad \text{Equação 152}$$

$$B = 0,786 \cdot Q^{0,525} \cdot d^{-0,316} \quad \text{Equação 153}$$

$$Q_s = 0,1 \cdot P \cdot f_d^{-1} \cdot \left[\left(\gamma' \frac{S}{\gamma} \right) \cdot d^3 \right]^{0,5} \cdot \left\{ R_h \cdot \frac{i}{\left[\left(\gamma' \frac{S}{\gamma} \right) \cdot d \right]} \right\}^{0,25} \quad \text{Equação 154}$$

Onde:

f_d – Fator de resistência ao escoamento de Darcy-Weissbach (adimensional);

δ – Peso específico submerso do sedimento ($\cong 1,65$);

Q_s – Vazão sólida total (m³/s).

E com as simplificações (Equação 155 a Equação 159).

$$A = 0,0849 \cdot Q^{0,842} \cdot d^{-0,106} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q} \right)^{-0,286} \quad \text{Equação 155}$$

$$R_h = 0,108 \cdot Q^{0,317} \cdot d^{0,210} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q} \right)^{-0,286} \quad \text{Equação 156}$$

$$i = 12,8 \cdot Q^{-0,212} \cdot d^{0,527} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q} \right)^{0,571} \quad \text{Equação 157}$$

- Brownlie (1981)

$$\left(\frac{Q_s}{Q} \right) = 0,0090 \cdot \left\{ \frac{(V - V_{cr})}{\left[\left(\gamma' \frac{S}{\gamma} \right) \cdot g \cdot d \right]^{0,5}} \right\}^{1,98} \cdot i^{0,66} \cdot \left(\frac{R_h}{d} \right)^{-0,33} \quad \text{Equação 158}$$

$$V \cdot \frac{R_h}{(g \cdot d^3)^{0,5}} = 4,57 \cdot \left(\frac{R_h}{d} \right)^{1,529} \cdot i^{0,389} \quad \text{Equação 159}$$

Onde:

g – Valor da aceleração da gravidade (9,80665 m/s²).

Estas equações podem ser simplificadas fazendo $V \gg V_{cr}$.

- Gluskov (1981) (Equação 160 a Equação 163)

$$B = 13,9 \cdot h^{1,43} \quad \text{Equação 160}$$

$$A = 0,0788 \cdot Q^{0,880} \cdot d^{-0,146} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q}\right)^{-0,238} \quad \text{Equação 161}$$

$$R_h = 0,119 \cdot Q^{0,362} \cdot d^{-0,060} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q}\right)^{-0,098} \quad \text{Equação 162}$$

$$i = 13,8 \cdot Q^{-0,180} \cdot d^{0,531} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q}\right)^{0,749} \quad \text{Equação 163}$$

- Instituto de Engenharia do México (I.E.M.): método que utiliza equações de Manning, de Meyer-Peter e Muller e de Gluskov (Equação 164 e Equação 165).

$$V = R_h^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{i^{\frac{1}{2}}}{n} \quad \text{Equação 164}$$

$$Q_s = 8 \cdot P \cdot \left[\left(\gamma' \frac{S}{\gamma} \right) \cdot d^3 \right]^{0,5} \cdot \left\{ \left(\frac{n'}{n} \right) \cdot R_h \cdot \frac{i}{\left[\left(\gamma' \frac{S}{\gamma} \right) \cdot d \right]} \right\}^{1,5} \quad \text{Equação 165}$$

Considerando que, nas condições normais de transporte sólido, a tensão de cisalhamento é significativamente maior do que na condição crítica de início de movimento, o fator de atrito do sedimento (n) pode ser determinado pela Equação 166.

$$n' = \frac{d^{\frac{1}{6}}}{26} \quad \text{Equação 166}$$

Rearranjando as equações chega-se a Equação 167 a Equação 170.

$$B = 13,9 \cdot h^{1,43} \quad \text{Equação 167}$$

$$A = 2,05 \cdot n^{0,765} \cdot Q^{0,765} \cdot d^{0,064} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q}\right)^{-0,391} \quad \text{Equação 168}$$

$$R_h = 0,445 \cdot n^{0,315} \cdot Q^{0,315} \cdot d^{0,026} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q}\right)^{-0,161} \quad \text{Equação 169}$$

$$i = 0,57 \cdot n^{0,051} \cdot Q^{0,051} \cdot d^{-0,162} \cdot \left(\frac{Q_s}{Q}\right)^{0,975} \quad \text{Equação 170}$$

7.4. SEÇÕES ESTÁVEIS E FATORES QUE AFETAM O SEU EQUILÍBRIO

A compreensão das seções estáveis e dos fatores que afetam seu equilíbrio é crucial para a gestão dos recursos hídricos. Neste item, serão explorados desde a definição de seções morfologicamente estáveis até as principais intervenções humanas que podem perturbar o equilíbrio fluvial. Além disso, serão abordados a importância de estudos quantitativos para avaliar a instabilidade das seções e os efeitos secundários das intervenções humanas, ressaltando a complexidade dos processos fluviais e a necessidade de uma abordagem abrangente na conservação dos cursos d'água.

7.4.1 Seções morfologicamente estáveis

Seções morfologicamente estáveis representam um equilíbrio sedimentológico, onde a quantidade de sedimentos que entra e sai de um trecho do canal se mantém ao longo do tempo (SOUZA e WILSON JÚNIOR, 2009).

Segundo Souza e Wilson Júnior (2009), esse equilíbrio é regido pela teoria do regime, que estabelece uma relação uniforme entre as vazões líquida e sólida e as características do canal, como largura, profundidade e declividade média.

As equações da teoria do regime foram desenvolvidas para canais com transporte de sedimentos discretos, em contraste com as equações de transporte de sedimentos contínuos. Para comparação entre essas equações, é essencial considerar condições de aplicação comuns, geralmente em torno de 500 partes por milhão. (RAMOS et al., 1999).

Seis equações principais foram selecionadas para análise, visando verificar se uma seção está dentro da faixa de equilíbrio. Se as características do canal estiverem fora dessa faixa, indica-se uma tendência de mudança para restaurar o equilíbrio morfológico. Os gráficos apresentados posteriormente mostram as variações das características do canal, como declividade, profundidade, largura e velocidade média, para diferentes condições de equilíbrio (Ramos et al. (1999); SÃO PAULO, 2012c).

A seguir serão apresentados os gráficos para as diferentes variações como a declividade (Figura 25), profundidade (Figura 26), larguras (Figura 27) e velocidade média (Figura 28).

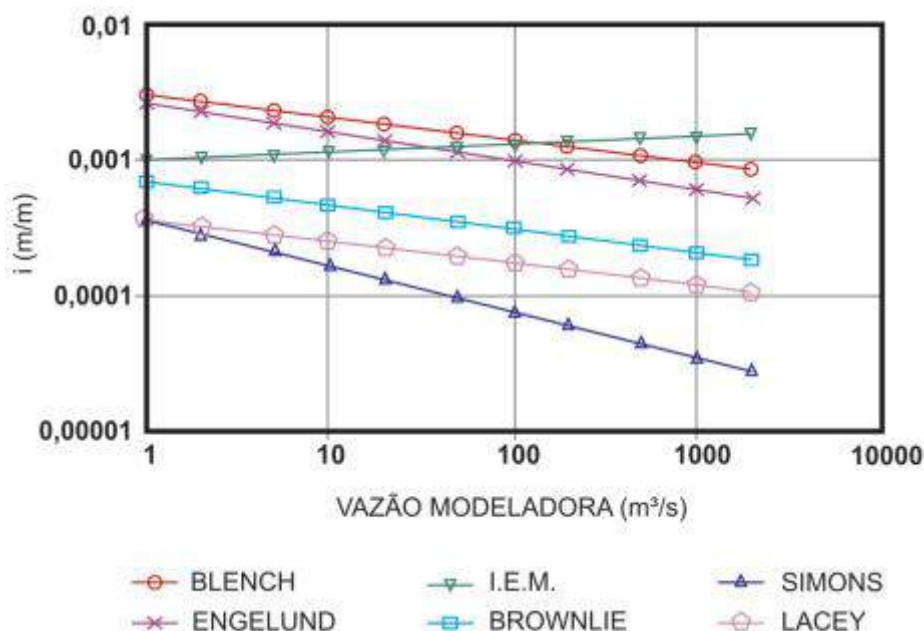


Figura 25 – Variação de declividades.

Fonte: São Paulo (2012c).

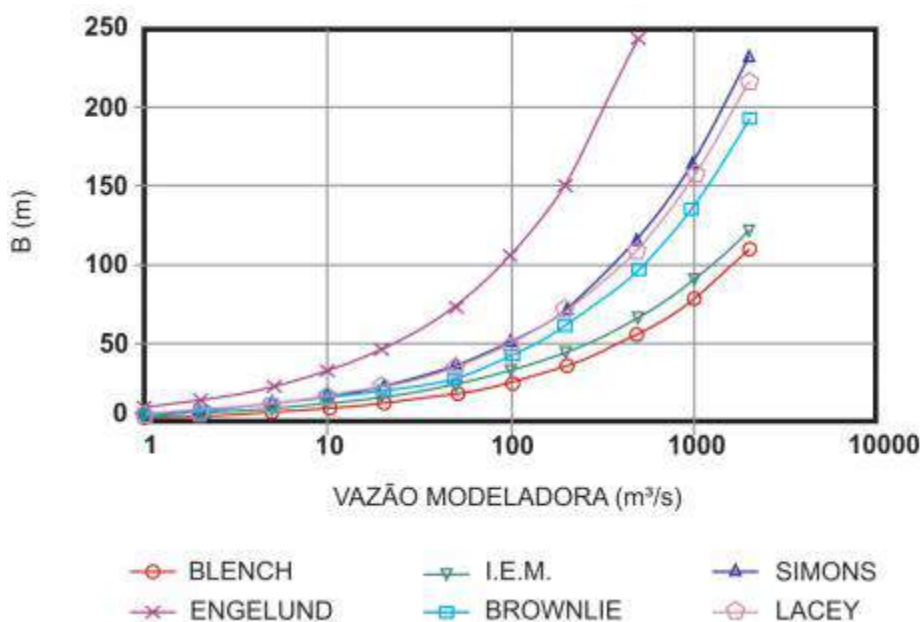


Figura 26 – Variação da largura.

Fonte: São Paulo (2012c).

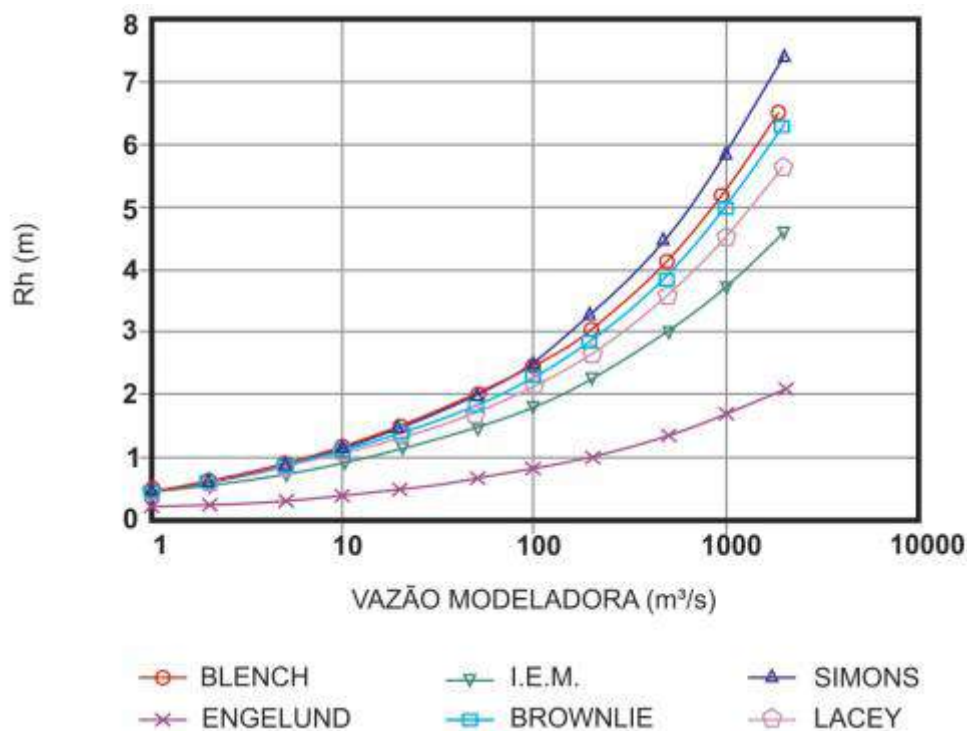


Figura 27 – Variação da profundidade (raio hidráulico).

Fonte: São Paulo (2012c).

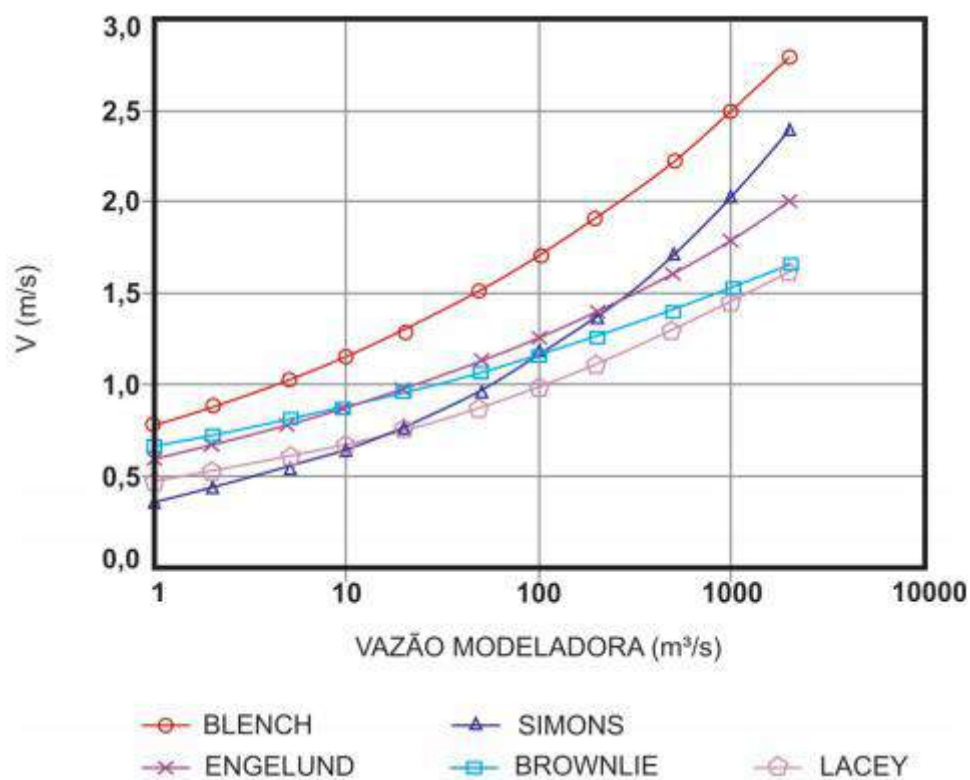


Figura 28 – Variação da velocidade.

Fonte: São Paulo (2012c).

7.4.2 Principais intervenções que podem afetar o equilíbrio fluvial

As intervenções humanas que podem afetar o equilíbrio fluvial podem ocorrer de maneira direta, seja de forma pontual ou ao longo de um trecho extenso do curso d'água, ou de forma indireta, afetando a bacia hidrográfica como um todo. Ramos et al. (1999) e São Paulo (2012c) destacam diversas ações que podem levar à instabilização das seções, fornecendo exemplos de intervenções. Uma das intervenções comuns é a alteração da declividade do canal, seja aumentando-a ou diminuindo-a. Isso pode ocorrer devido à retificação do traçado do rio ou à construção de barragens ou soleiras.

De acordo com as equações que regem o equilíbrio desta grandeza independente, cada tipo de alteração terá uma resposta com intensidade proporcional a mesma. Assim, de acordo com a Equação 171, obtém-se a razão entre as declividades original e modificada (λq).

$$\frac{i_1}{i_2} = \lambda q \quad \text{Equação 171}$$

Em situações de redução do transporte sólido, a relação será menor que a unidade, enquanto em casos de aumento na contribuição, essa relação será maior que a unidade.

O mesmo efeito das barragens ocorre para as atividades de extração de areia, gerando um déficit no transporte sólido natural do rio. O efeito contrário – maior aporte de sólidos – pode ser verificado na ocorrência de ações na bacia, como ocupação urbana desordenada, desmatamentos, movimentos de terra de obras públicas, entre outras. Esta análise pode ser verificada segundo a relação da Equação 172.

$$\frac{q_{s1}}{q_{s2}} = \lambda q_s \quad \text{Equação 172}$$

Em situações de redução do transporte de sólidos, a relação é inferior a unidade, enquanto que em casos de aumento na contribuição, essa relação é superior à unidade.

7.4.3 Estudo qualitativo do grau de instabilidade de seções

Para avaliar a geometria de equilíbrio, Ramos et al. (1999) sugerem o uso das equações de transporte de sedimentos, especificamente as três últimas equações - Engelund-Hansen e Brownlie. Nessa análise, as variáveis independentes são a declividade da linha de energia, a vazão líquida e a vazão sólida. Em situações onde ocorrem mudanças na declividade, a largura do canal e sua granulometria são consideradas constantes para simplificação, conforme indicado na Equação 173 (São Paulo, 2012c). Além disso, presume-se que as margens sejam compostas por materiais mais resistentes que o leito, sendo, portanto, estáveis.

$$\lambda d = \lambda B = 1 \quad \text{Equação 173}$$

Admitindo que a variação da declividade seja representada pelo fator λ alguns fatores de conversão podem ser considerados. Equações de Engelund-Hansen (Equação 174 a Equação 176).

$$\lambda Q_s = \lambda C = \lambda^{1,75} \quad \text{Equação 174}$$

$$\lambda R_h = \lambda^{-0,500} \quad \text{Equação 175}$$

$$\lambda V = \lambda^{-0,500} \quad \text{Equação 176}$$

Onde:

λQ_s – Escala de variação da capacidade de transporte sólido;

λC – Escala de variação da correspondente concentração;

λR_h – Escala de variação do raio hidráulico;

λV – Escala de variação da velocidade média na seção.

Equações de Brownlie (Equação 177 a Equação 179):

$$\lambda Q_s = \lambda C = \lambda^{1,34} \quad \text{Equação 177}$$

$$\lambda R_h = \lambda^{-0,131} \quad \text{Equação 178}$$

$$\lambda V = \lambda^{0,131} \quad \text{Equação 179}$$

Equações do Instituto de Engenharia do México (Equação 180 e Equação 182):

$$\lambda Q_s = \lambda C = \lambda^{0,90} \quad \text{Equação 180}$$

$$\lambda R_h = \lambda^{-0,206} \quad \text{Equação 181}$$

$$\lambda V = \lambda^{0,206} \quad \text{Equação 182}$$

7.4.4 Efeitos secundários e compensações naturais

Além dos efeitos diretos das intervenções nos cursos d'água, há também considerações importantes sobre os efeitos secundários que podem surgir. Por exemplo, captações e transposições de bacias podem influenciar o regime de escoamento dos rios, dependendo da magnitude dessas ações (SÃO PAULO, 2012c).

São Paulo (2012c) também cita a alteração na ocupação da bacia também é citada como um exemplo significativo de efeito secundário, já que pode modificar o comportamento do rio ao longo do tempo, exigindo uma avaliação cuidadosa do cenário futuro.

Outro efeito secundário mencionado é o encouraçamento do leito, onde sedimentos se acumulam formando uma camada de material mais grosso na superfície do leito. Este último é um fenômeno complexo que requer um conjunto mais amplo de informações para sua análise detalhada.

7.5. DIMENSIONAMENTO DE GALERIAS E TUBOS NÃO ASSOREÁVEIS

O dimensionamento de galerias e tubos não assoreáveis é crucial para infraestruturas hidráulicas, especialmente onde há transporte de sedimentos. Para garantir eficácia, é necessário considerar a condição de início de transporte de sedimentos, a análise da condição crítica em fundo fixo e a presença de materiais coesivos, que podem obstruir o fluxo. Esses aspectos são essenciais para garantir a estabilidade e funcionalidade dessas estruturas.

7.5.1 Condição de início de transporte de sedimentos

Para evitar o acúmulo de sedimentos e a ocorrência de assoreamento, a velocidade pode ser adotada como parâmetro no dimensionamento das galerias e tubos. Para isso, existem alguns métodos, como o de Hjulstrom, que relaciona a velocidade crítica com o diâmetro característico do sedimento. Estes podem ser obtidos, segundo São Paulo (2010c), a Equação 183 ($0,001 < d < 0,1$), Equação 184 ($0,1 < d < 1,0$) e Equação 185 ($1,0 < d < 80,0$).

$$V_c = 0,0473 \cdot d^{-0,565} \quad \text{Equação 183}$$

$$V_c = 0,197 \quad \text{Equação 184}$$

$$V_c = 0,265 \cdot d^{0,591} \quad \text{Equação 185}$$

Onde:

V_c – Velocidade crítica (m/s);

d – Diâmetro (mm).

Novak e Nalluri em 1984 apresentaram estudos e desenvolveram equação para fundos móveis como na Equação 186 (SÃO PAULO, 2012c).

$$V_c = 0,20 \cdot (S - 1)^{0,50} \cdot d^{0,38} \quad \text{Equação 186}$$

Utilizando este método, se a velocidade da canalização projetada for maior que a correspondente à condição crítica, pode ocorrer erosão do leito, resultando em autodegradação do canal (São Paulo, 2012c).

As equações apresentadas anteriormente foram obtidas a partir da observação de dados experimentais de escoamentos com profundidade de até 1,0 metro e não especifica a profundidade referida. Assim, segundo São Paulo (2012c), deve ser considerada a tensão crítica de início de movimento, como no método de Shields (Equação 187 a Equação 191).

$$\tau_c = 0,0157 \text{ para } d \leq 0,16 \quad \text{Equação 187}$$

$$\tau_c = 0,0292 \cdot d^{0,36} \text{ para } 0,16 < d \leq 0,40 \quad \text{Equação 188}$$

$$\tau_c = 0,0478. d^{0,90} \text{ para } 0,40 < d \leq 0,80 \quad \text{Equação 189}$$

$$\tau_c = 0,0547. d^{1,29} \text{ para } 0,80 < d \leq 6,0 \quad \text{Equação 190}$$

$$\tau_c = 0,0908. d \text{ para } d < 0,16 \quad \text{Equação 191}$$

Onde:

τ_c – Tensão crítica (kgf/m²);

d – Diâmetro (mm).

Os limites de validade das equações foram aproximados, resultando em imprecisão nos extremos. Assim, se a canalização for dimensionada tendo uma tensão de cisalhamento superior à condição crítica, haverá uma tendência à erosão do leito.

7.5.2 Estudo da condição crítica em fundo fixo

O tipo de fundo influencia significativamente o comportamento de tubos de drenagem e galerias devido às diferentes condições hidráulicas de escoamento e ao nível de aderência dos sedimentos à superfície do leito.

No fundo fixo, os sedimentos estão mais firmemente ligados à superfície do leito, afetando a capacidade de transporte de sedimentos e a estabilidade da estrutura hidráulica. Isso pode resultar em diferentes padrões de erosão e sedimentação em comparação com um fundo móvel. As condições hidráulicas também podem ser distintas, o que influencia o comportamento do fluxo de água e dos sedimentos, conforme demonstra São Paulo (2012c) e Novak & Nalluri (1984). Para o desenvolvimento das equações abaixo, foram realizados em experimentos em tubos lisos de PVC, perspex circulares e canal de vidro regular.

$$V_c = 0,48. (S - 1)^{0,50}. d^{0,16} \text{ (Para canais circulares)} \quad \text{Equação 192}$$

$$V_c = 0,89. (S - 1)^{0,50}. d^{0,24} \text{ (Para canais circulares)} \quad \text{Equação 193}$$

Para o cálculo da tensão de cisalhamento foram propostas as seguintes equações:

$$\tau_c = 0,277 \cdot d^{0,40} \cdot \left(\frac{Kgf}{m^2}\right) \text{ (Para canais circulares)} \quad \text{Equação 194}$$

$$\tau_c = 0,347 \cdot d^{0,40} \cdot \left(\frac{Kgf}{m^2}\right) \text{ (Para canais retangulares)} \quad \text{Equação 195}$$

7.5.3 Presença de materiais coesivos

Para verificação do aumento da velocidade e da tensão de cisalhamento críticas Nalluri et. al (1989) realizaram experimentos com laponita, um material coesivo (SÃO PAULO, 2012c). Na Tabela 17 é demonstrado o resultado obtido, podendo ser observado que houve um acréscimo da tensão crítica de início de movimento com o aumento da proporção do material argiloso (SÃO PAULO, 2012c).

Tabela 17 – Efeito da presença de material coesivo na condição crítica de início de movimento.

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

Fonte: São Paulo (2012c).

8. QUALIDADE DA ÁGUA

A urbanização transforma significativamente o perfil de uma bacia hidrográfica, tornando o solo mais impermeável. Isso resulta na redução da capacidade de absorção do solo, aumentando o escoamento superficial. Além disso, diversas atividades humanas liberam contaminantes, como fertilizantes, pesticidas e resíduos urbanos, que são transportados pela água da chuva excedente. Esse tipo de poluição, conhecido como poluição difusa, é uma das principais causas da degradação da qualidade da água nos corpos hídricos (OLIVEIRA; PIMENTEL; SILVA, 2009).

A ocorrência deste tipo de poluição é intermitente, pois se relaciona aos períodos de precipitação, e não se pode determinar com exatidão a origem dos poluentes (RAMOS et al., 1999). Este tipo de poluição depende de vários fatores como ocupação e uso da bacia hidrográfica, da densidade populacional, da geologia do local, topografia e a frequência da chuva (PIMENTEL, 2009).

Além da poluição difusa, outra forma de degradação dos corpos hídricos é causada por fontes poluidoras identificáveis, como o despejo de esgotos domésticos não tratados e efluentes industriais. Nesse caso, a poluição denomina-se poluição pontual.

Desse modo, ambos os tipos de poluição apresentam sérios riscos à saúde humana e ao meio ambiente, exigindo a implementação de medidas de controle e mitigação, como o tratamento de esgotos, a regulamentação de descargas industriais e a adoção de práticas agrícolas sustentáveis. O combate eficaz à poluição da água é essencial para garantir a disponibilidade de recursos hídricos seguros e saudáveis para as futuras gerações.

8.1. PRINCIPAIS FONTES GERADORAS DE CARGA DIFUSA

Diversos fatores contribuem para a carga difusa de poluentes nos corpos hídricos, incluindo deposição atmosférica, desgaste das estradas, atividades veiculares, resíduos orgânicos e inorgânicos, além da erosão do solo. Compreender essas fontes é crucial para avaliar seu potencial de poluição e o impacto na qualidade da água, permitindo a adoção de medidas adequadas para mitigar os efeitos negativos, conforme destacado por Ramos et al. (1999).

Grandes centros urbanos enfrentam problemas de poluição atmosférica devido à emissão de dióxidos de enxofre, óxidos de nitrogênio, aerossóis particulados, metais tóxicos e pesticidas. Esses poluentes são transportados

para a superfície pela deposição atmosférica, que pode ocorrer tanto de forma seca, depositando partículas maiores que 10µm em telhados e vias, quanto de forma úmida, através da lavagem pela chuva. A chuva ácida, um tipo de fonte difusa, com pH reduzido, é um problema associado à poluição atmosférica que pode causar danos ao ecossistema aquático (OLIVEIRA, 2009; HAUPT & OLIVEIRA, 2009; RAMOS et al., 1999).

A degradação da pavimentação das ruas é outra fonte difusa de poluição, na qual os componentes contribuem para o escoamento superficial. No entanto, a quantidade de poluentes depende de diversos fatores, como a idade e o tipo da superfície, o clima, a quantidade e tipo de tráfego, e vazamentos de combustíveis ou lubrificantes dos veículos. Embora essa contribuição seja relativamente pequena, as substâncias liberadas pelos veículos podem ser tóxicas (Ramos et al., 1999), conforme é demonstrado na Tabela 18.

Tabela 18 – Poluentes derivados dos veículos automotores.

Poluente	Fonte
Asbesto	Embreagem, freio.
Cobre	Mancais, freio, equipamentos elétricos.
Cromo	Galvanizados, anéis, freio.
Chumbo	Óleo lubrificante, mancais.
Níquel	Freio
Zinco	Óleo do motor, pneus.
Fósforo	Aditivos para o óleo lubrificante.
Graxas e hidrocarbonetos	Combustível, óleo lubrificante, fluidos.
Borracha	Pneus

Fonte: Ramos et al. (1999).

Por último, a erosão do solo é a principal causa de poluição difusa em áreas agrícolas. Esse processo envolve a desagregação de partículas do solo devido ao impacto das chuvas, conhecido como erosão laminar e erosão linear (HAUPT, 2009). Os sedimentos resultantes da erosão são transportados pelo escoamento superficial para os ecossistemas aquáticos, podendo aumentar a turbidez da água. Além disso, o solo pode estar associado a outros tipos de poluentes, uma vez que pode reter, modificar, decompor ou adsorver substâncias poluentes.

8.2. IMPACTOS SOBRE A QUALIDADE DA ÁGUA DO CORPO RECEPTOR

Os impactos do escoamento superficial são influenciados por vários fatores, incluindo distribuição de chuvas, uso do solo, tipo de poluentes, capacidade de assimilação do corpo d'água e seu estado prévio ao escoamento. Ramos et al. (1999) categorizam esses impactos em seis categorias: redução de oxigênio dissolvido, eutrofização, danos por substâncias tóxicas, contaminação por organismos patogênicos, depósitos de sedimentos e alterações paisagísticas. Eles serão contextualizados nos itens a seguir.

a) Redução da concentração de oxigênio dissolvido

A diminuição do oxigênio dissolvido na água ocorre devido à atividade de organismos decompositores que consomem matéria orgânica e compostos oxidáveis presentes no meio aquático. Níveis baixos de oxigênio afetam negativamente peixes e outros organismos aquáticos sensíveis.

b) Eutrofização

A presença de minerais como fosfato e nitrato, combinados com matéria orgânica em corpos d'água, leva à eutrofização. Nesse processo, as condições se tornam favoráveis para a proliferação de algas na superfície da água, formando uma camada densa que impede a penetração da luz solar nas camadas mais profundas, inibindo a fotossíntese. Com a redução da fotossíntese nas camadas inferiores, a concentração de oxigênio dissolvido diminui abaixo da demanda respiratória dos organismos aeróbios, levando à morte desses organismos e ao aumento da matéria orgânica no meio. Além disso, a proliferação de microrganismos decompositores, cujos produtos metabólicos podem ser tóxicos, diminui ainda mais a qualidade da água, comprometendo toda a cadeia alimentar e tornando-a imprópria para consumo humano.

c) Danos devidos à presença de tóxicos

Defensivos agrícolas utilizados na prática da agricultura frequentemente contêm metais pesados e outras substâncias tóxicas, que são transportadas pela água da chuva até os corpos d'água, causando diversos impactos no ecossistema aquático. Um desses impactos é a bioacumulação, onde substâncias tóxicas se acumulam ao longo da cadeia alimentar, aumentando sua concentração nos organismos no topo da cadeia. Isso pode representar um risco significativo para os seres humanos quando consomem esses organismos contaminados.

d) Contaminação por organismos patogênicos

A contaminação de corpos d'água por organismos patogênicos ocorre devido a dejetos de animais, ligações clandestinas ou vazamentos de fossas sépticas. Essa contaminação é avaliada através da contagem de coliformes termotolerantes, que estão presentes em matéria fecal. Embora os coliformes termotolerantes em si não representem um perigo para a saúde, eles servem como indicadores da presença de outros organismos patogênicos. A contaminação por coliformes fecais prejudica o uso da água para abastecimento humano, pesca, irrigação e recreação.

e) Depósitos de sedimentos

Com o aumento de sedimentos no corpo d'água, sua morfologia sofre alterações podendo ocasionar a redução de sua capacidade de descarga líquida. Logo, o "habitat" bentônico pode ser alterado e conseqüentemente, alterando sua microbiota.

f) Alterações paisagísticas

As mudanças na paisagem de um corpo d'água poluído estão associadas à alteração de sua cor natural, presença de substâncias na superfície e odor. Por exemplo, o acúmulo de sedimentos em suspensão afeta a turbidez da água, modificando sua cor, transparência e aspecto geral. Além disso, podem surgir espuma, camadas de óleo e detritos flutuantes que comprometem a aparência visual do corpo d'água. Os odores desagradáveis podem ser causados pela decomposição de matéria orgânica e presença de hidrocarbonetos.

8.3. AVALIAÇÃO DAS CARGAS POLUIDORAS

A poluição difusa, carregada pelo escoamento superficial durante a precipitação, provém de fontes dispersas e apresenta uma grande variabilidade na concentração de poluentes. Este fenômeno, conhecido como "first flush" ou carga de lavagem inicial, é caracterizado pelo pico de concentração de poluentes que ocorre antes do pico de vazão durante um evento de precipitação. A ocorrência desse fenômeno está relacionada a fatores como o estado do pavimento, volume total escoado e rugosidade das superfícies urbanas. Em bacias menores, a carga de lavagem é facilmente observada, enquanto em bacias maiores, as concentrações de poluentes diminuem gradualmente à medida que o volume de escoamento aumenta, devido à influência de áreas remotas com altas concentrações de poluentes (RAMOS et al.,1999).

Como há uma grande diferença entre os eventos de precipitação, o fator de Concentração Média do Evento (CME) é mais adequado para determinar a carga poluidora total que será lançada no corpo receptor (SÃO PAULO, 2012b). A Concentração Média no Evento é dada pela Equação 196.

$$CME = \frac{L}{R}$$
Equação 196

Onde:

CME – Concentração média no evento de um dado poluente (mg/L);

L – Carga (massa total) do poluente no evento (mg);

R – Volume total escoado no evento (L).

A carga total do poluente é obtida através da coleta de diversas amostras ao longo do tempo de duração do escoamento, sendo realizada junto com o levantamento do hidrograma, conforme estabelecido na Equação 197 e Equação 198 (SÃO PAULO, 2012b).

$$L = \sum_{i=1}^n (Q_i C_i)$$
Equação 197

$$R = \sum_{i=1}^n (Q_i)$$
Equação 198

Onde:

Q_i – Ordenadas do hidrograma (L/s);

C_i – Correspondentes concentrações no polutograma (mg/L).

O estabelecimento da Concentração Média do Evento (CME) como indicador do potencial poluidor de cada evento de precipitação traz diversas vantagens, conforme destacado por Novotny (1992, apud Ramos et al., 1999; São Paulo, 2012b): a) As CMEs exibem uma distribuição log-normal para um mesmo local, o que permite associar probabilidades e frequências de ocorrência; b) A CME é um parâmetro conciso que representa um conjunto de dados altamente variável e c) A comparação entre diferentes eventos e locais torna-se mais fácil com o uso da CME.

A Tabela 19 mostra um exemplo de valores de medianas e coeficientes de variação para 10 poluentes comumente encontrados no escoamento superficial (URBONAS E STAHR, 1993 apud RAMOS et al., 1999).

Tabela 19 – Valores característicos da concentração média do evento.

Poluente	Coeficiente de variação	CME Mediana
Sólidos totais (mg/l)	1,0 – 2,0	100
DBO _{5,20} (mg/l)	0,5 – 1,0	9
DQO (mg/l)	0,5 – 1,0	65
Fósforo total (mg/l)	0,5 – 1,0	0,33
Fósforo solúvel (mg/l)	0,5 – 1,0	0,12
Nitrogênio Kjeldahl	0,5 – 1,0	1,50
NO ₂ ⁺³ – N (mg/l)	0,5 – 1,0	0,68
Cobre (µg/l)	0,5 – 1,0	34
Chumbo (µg/l)	0,5 – 1,0	144
Zinco (µg/l)	0,5 – 1,0	160

Fonte: Ramos et al. (1999).

Através dos levantamentos (NURP), percebe-se que os valores de CME não apresentam grandes variações entre áreas residenciais e comerciais, sendo a variabilidade dos eventos de precipitação mais influenciado pelas cargas produzidas do que pelo uso do solo. Estas diferenças podem ser observadas na Tabela 20 e no mesmo pode-se verificar que não existe correlação entre os valores de Concentração Média do Evento e os volumes de escoamento superficial (RAMOS et al., 2009).

Tabela 20 – Valores CME de acordo com o uso do solo.

Poluente	Residencial		Misto		Comercial	
	Mediana	CV	Mediana	CV	Mediana	CV
Sólidos totais (mg/l)	101	0,96	67	1,10	69	0,85
DBO _{5,20} (mg/l)	10	0,41	7,8	0,52	9,3	0,31
DQO (mg/l)	73	0,55	65	0,58	57	0,39
Fósforo total (mg/l)	0,383	0,69	0,263	0,75	0,201	0,67
Fósforo solúvel (mg/l)	0,143	0,46	0,056	0,75	0,080	0,71
Nitrogênio Kjeldahl	1,9	0,73	1,29	0,50	1,18	0,43
NO ₂ ⁺³ – N (mg/l)	0,736	0,83	0,558	0,67	0,572	0,48
Cobre (µg/l)	0,033	0,99	0,027	1,30	0,029	0,81
Chumbo (µg/l)	0,144	0,75	0,114	1,40	0,104	0,68
Zinco (µg/l)	0,135	0,84	0,154	0,78	0,226	1,10

Fonte: Ramos et al. (1999).

Com o objetivo de realizar cálculos mais abrangentes da CME, comparando concentrações de poluentes em ruas e vias expressas, podem-se utilizar os resultados apresentados na Tabela 21 – (WANIELISTA e YOUSEF, 1993 apud RAMOS, et al., 2009).

Tabela 21 – Valores médios de acumulação de poluentes nas ruas.

Poluente	Cargas (kg/km de sarjeta. dia)	
	Ruas	Vias expressas
DBO _{5,20}	0,85	0,9
DQO	5	10
Fosfato	0,06	0,08
Nitrato	0,015	0,015
Nitrogênio total	0,15	0,2
Cromo	0,015	0,067
Cobre	0,007	0,015
Ferro	1,36	7,62
Manganês	0,026	0,0134
Níquel	0,002	0,038
Chumbo	0,093	0,178
Zinco	0,023	0,07

Fonte: Ramos et al. (1999).

Estes valores de concentração de poluentes devem ser utilizados apenas como indicativos das cargas poluidoras geradas por serem resultados de pesquisas realizadas com a obtenção de dados coletados em cidades com diferentes tipos de ocupação, clima, volume de tráfego, densidade populacional e conscientização da população quanto à limpeza de ruas e áreas públicas (RAMOS et al.,1999).

8.4. MÉTODOS DE CONTROLE DA POLUIÇÃO POR CARGAS DIFUSAS

Para realizar um controle eficiente da poluição por cargas difusas, devem-se adotar ações e modificações sobre a área de contribuição à montante do corpo receptor. Esse conjunto de medidas é denominado medidas ótimas para gerenciamento das cargas difusas (SÃO PAULO, 2012c).

A maioria dessas medidas, além de controlar eficientemente a poluição causada por cargas difusas, também atenua as vazões geradas pela bacia, contribuindo para o controle de enchentes. É importante destacar que nenhuma dessas medidas, isoladamente, resolve todo o problema. No entanto, quando combinadas e interagindo entre si, por meio de um estudo prévio, otimizam o processo. Essas medidas são geralmente divididas em dois grupos: medidas não estruturais e medidas estruturais (São Paulo, 2012b).

8.4.1 Medidas não estruturais

As medidas não estruturais são medidas que não envolvem obras de engenharia mas sim a implementação de práticas e políticas de gestão do uso da terra e da água. Elas têm por objetivo prevenir ou reduzir a presença de poluentes nos corpos hídricos, sendo as principais: controle do uso do solo urbano, manutenção de áreas verdes, controle de ligações de esgoto clandestinas, varrição de ruas, controle da coleta e disposição final dos resíduos sólidos urbanos e, por fim, campanhas educacionais para a população (RAMOS et al.,1999). Essas medidas serão abordadas nos itens a seguir.

a) Controle do uso do solo urbano

É essencial que haja um controle da forma com que o solo está sendo utilizado. Muitas práticas são nocivas para o meio ambiente e causadoras de poluição e contaminação das águas. Planejar a forma de uso do solo inclui a preservação de áreas verdes, redução da área impermeável e distribuição coerente das diferentes densidades de ocupação (RAMOS et al.,1999).

b) Manutenção de áreas verdes

A cobertura vegetal do solo desempenha um papel fundamental no controle do escoamento superficial. Além de melhorar a absorção da chuva, ela ajuda a manter o solo estável, prevenindo a erosão. Além disso, atua como um filtro natural, retendo poluentes, bactérias e nutrientes, e também retarda a velocidade do escoamento, o que ajuda a reduzir a quantidade de água que chega aos corpos d'água receptores. É essencial que haja incentivo em estruturas verdes, que de forma natural conseguem trazer diversos benefícios e redução das cargas poluidoras sobre os corpos d'água locais.

c) Controle de ligações de esgoto clandestinas

Em certos casos, ocorrem ligações clandestinas de esgoto que são direcionadas para a rede de drenagem pluvial. A água que é escoada pela microdrenagem não tem necessidade de tratamento, sendo descartada na maioria das vezes em um corpo d'água. No entanto, ao ser misturado com o esgoto, o escoamento pluvial é contaminado, tornando-o impróprio para ser descartado em um corpo hídrico. Para combater esse problema, é essencial realizar manutenções regulares nos dispositivos de microdrenagem para identificar e corrigir essas ligações, garantindo que o sistema separador absoluto seja respeitado.

d) Varrição de ruas

A manutenção da limpeza das ruas é fundamental para evitar que materiais grosseiros cheguem aos corpos d'água receptores, além de prevenir a obstrução das bocas de lobo e demais dispositivos de drenagem que recebam as águas advindas das áreas de contribuição.

e) Controle da coleta e disposição final dos resíduos sólidos urbanos

Manter um controle efetivo do lixo gerado nas áreas urbanas é crucial, pois os resíduos urbanos, quando descartados de maneira inadequada, provocam uma série de problemas que comprometem a qualidade da água. Um exemplo claro disso é quando o lixo é arrastado para os sistemas de drenagem, obstruindo-os e impedindo a correta captação da água da chuva. Além disso, esse lixo pode contaminar a água pluvial, que, por sua vez, é direcionada para os corpos d'água, agravando a poluição.

Outra consequência do descarte incorreto é a contaminação do solo, podendo atingir os lençóis freáticos e comprometer a qualidade das águas subterrâneas. Esse cenário agrava ainda mais o ciclo hidrológico, afetando

negativamente todo o ecossistema e as comunidades que dependem dessas fontes de água.

f) Campanhas educacionais para a população

O objetivo é conscientizar os cidadãos sobre a possibilidade de integrar os espaços urbanos de forma harmoniosa com o meio ambiente. Os rios urbanos devem ser encarados não como depósitos de lixo, mas como parte essencial dos espaços públicos de convivência. Para isso, é crucial destacar os problemas decorrentes do descarte inadequado de resíduos, como lixo nas ruas, dejetos de animais e despejo de substâncias tóxicas nas sarjetas. Uma campanha educacional deve ser complementada por programas que orientem sobre a disposição correta de produtos tóxicos e forneçam meios para que a população possa agir nesse sentido. Geralmente, iniciativas de coleta seletiva ou separação de resíduos incluem métodos especiais para lidar com materiais nocivos (RAMOS et al.,1999).

8.4.2 Medidas estruturais

As medidas estruturais se referem às obras que podem ser realizadas para conter ou diminuir a carga de poluentes carreados pelo escoamento superficial. Conforme recomenda Ramos et. al (1999), entre as medidas existentes, as mais usuais são construção de bacias de retenção e retenção e a utilização de pavimentos porosos, áreas ou canais cobertos de vegetação para melhorar a capacidade de infiltração do solo. As medidas estruturais devem ser adaptadas de acordo com o nível de urbanização da região afetada. Em áreas menos urbanizadas, como aquelas em início de urbanização, essas medidas são mais simples de implementar do que em áreas já urbanizadas (RAMOS et al.,1999).

Os principais mecanismos de remoção de poluentes incluem sedimentação, filtração, infiltração e remoção biológica. Na sedimentação, o material particulado é retido no fundo de bacias de retenção. Na filtração, filtros de areia são utilizados para remover partículas. A infiltração, combinada com a filtração, permite que parte dos poluentes seja adsorvida pelo solo. A remoção biológica aproveita plantas e micro-organismos para absorver nutrientes e metais presentes na água de drenagem, como fósforo, nitrogênio e alguns metais (SÃO PAULO, 2012c).

De acordo com São Paulo (2012c), considerando os mecanismos mencionados, são delineadas abaixo as principais ações estruturais destinadas a diminuir a carga poluidora presente no fluxo em direção ao corpo receptor:

a) Desconexão da drenagem pluvial de áreas impermeáveis

Essa medida visa reduzir a área diretamente conectada, desviando o escoamento superficial de superfícies impermeáveis, como telhados, ruas e calçadas, para locais onde possa ocorrer infiltração, como áreas gramadas e jardins. Essa prática ajuda a reter resíduos sólidos ao longo da superfície permeável, diminuindo a carga poluidora lixiviada para o corpo receptor (RAMOS et al.,1999).

b) Valetas gramadas

As valetas revestidas de vegetação representam uma alternativa mais sustentável para coletar e direcionar as águas pluviais, em contraste com os tradicionais dispositivos de concreto. Essas valetas têm a capacidade de reduzir a velocidade do escoamento e aumentar a taxa de infiltração de poluentes, resultando em uma água menos contaminada que chega ao corpo hídrico (SÃO PAULO, 2012c).

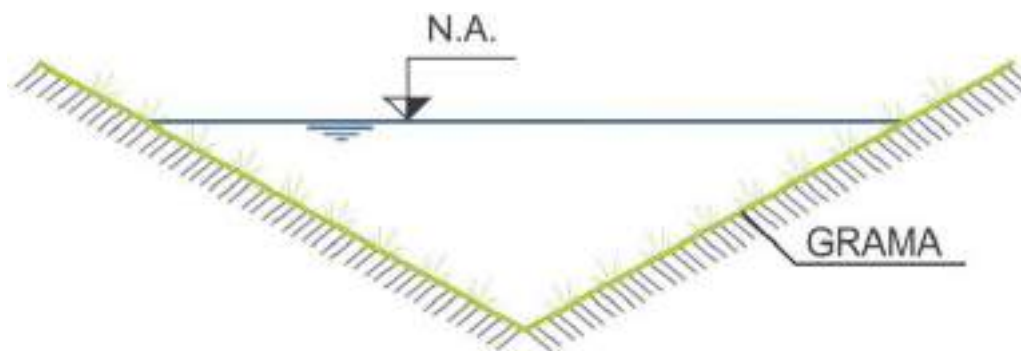


Figura 29 – Valetas gramadas.

Fonte: Urban Drainage and Flood Control District (1992, apud São Paulo, 2012c).

c) Pavimento poroso

Essa técnica consiste na substituição da pavimentação convencional, como asfalto ou concreto, por blocos porosos. Esses blocos são aplicados em áreas externas, como em zonas comerciais, edifícios e estacionamentos, proporcionando uma redução na área diretamente conectada ao sistema de drenagem. Eles são feitos de concreto perfurado, assentados sobre uma camada de brita e areia, com espaços vazios preenchidos com areia ou com plantação de grama, como ilustrado na Figura 30. Além de permitir a infiltração da água, essa técnica também retém o material particulado mais grosseiro, conforme destacado por São Paulo (2009).

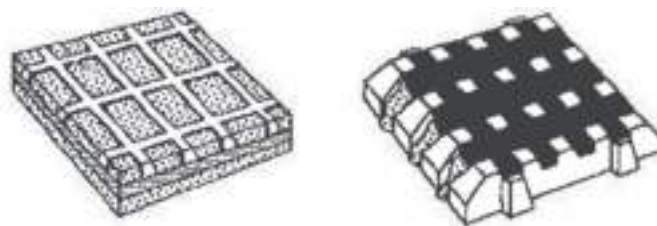


Figura 30 – Exemplos de blocos de pavimento grosso.

Fonte: Urban Drainage and Flood Control District (1992, apud SÃO PAULO, 2012c).

d) Bacias de detenção

A bacia de detenção (Figura 31) é uma estrutura de controle de águas pluviais projetada para reduzir o volume e a velocidade do escoamento superficial, além de remover poluentes antes que a água seja liberada para o sistema de drenagem ou corpos d'água. Essas bacias retêm temporariamente a água da chuva durante eventos de precipitação intensa e, gradualmente, liberam-a de volta ao ambiente ao longo do tempo. Elas são frequentemente construídas com declives suaves e revestidas com materiais permeáveis, permitindo a infiltração da água no solo. Isso ajuda a prevenir inundações, controlar a erosão e melhorar a qualidade da água, ao mesmo tempo em que promove a recarga dos lençóis freáticos. As bacias de detenção são uma importante medida de gestão de águas pluviais em áreas urbanas para mitigar os impactos negativos das chuvas intensas e proteger o meio ambiente (SÃO PAULO, 2012c).

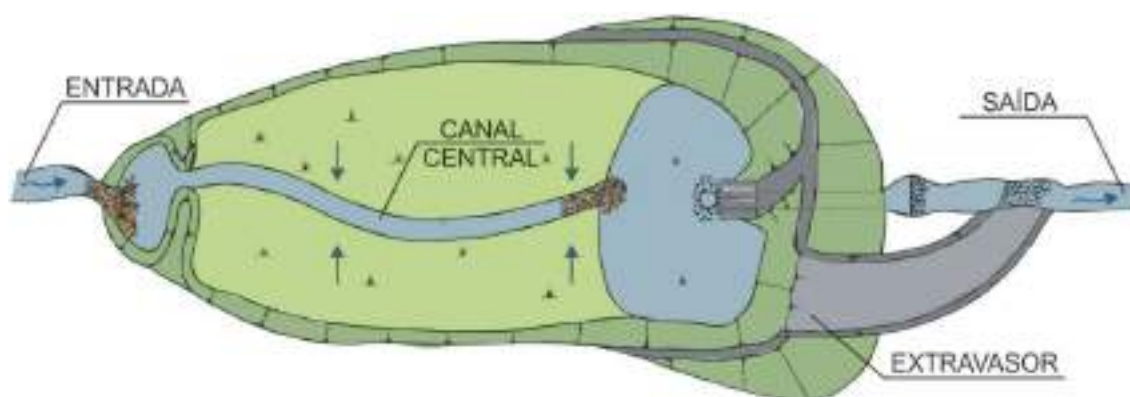


Figura 31 – Bacias de detenção secas.

Fonte: Urban Drainage and Flood Control District (1992, apud SÃO PAULO, 2012c).

e) Bacias de retenção

Diferentemente da anterior, a bacia de retenção (Figura 32) retém a água por um período mais longo, liberando-a de maneira controlada e gradual. Isso ajuda a prevenir inundações, controlar a erosão e melhorar a qualidade da água,

ao permitir a sedimentação de materiais sólidos e a remoção de poluentes antes que a água seja liberada para o sistema de drenagem ou corpos d'água. As bacias de retenção são componentes importantes dos sistemas de gerenciamento de águas pluviais em áreas urbanas, contribuindo para o controle do fluxo de água e proteção do meio ambiente.



Figura 32 – Bacias de retenção alagadas.

Fonte: Urban Drainage and Flood Control District (1992, apud SÃO PAULO, 2012c).

f) Alagadiços

Esses pequenos alagadiços, ilustrados na Figura 33, funcionam como bacias de retenção alagadas, retendo sedimentos e poluentes do escoamento superficial. Assim como as bacias de retenção, eles dependem de uma lâmina d'água constante em seu fundo, possibilitada pelo escoamento contínuo. Para isso, é essencial que o solo tenha capacidade de infiltração e uma declividade próxima a zero, permitindo tanto o fluxo de água quanto a absorção e adsorção de poluentes pelo solo, conforme destacado por São Paulo (2012c).

Esse método é eficaz na purificação do escoamento superficial antes que a carga poluidora atinja o corpo receptor. No entanto, requer manutenção regular para remover sedimentos e vegetação acumulados, evitando a obstrução do fluxo da lâmina d'água superficial, conforme observado pela mesma fonte.

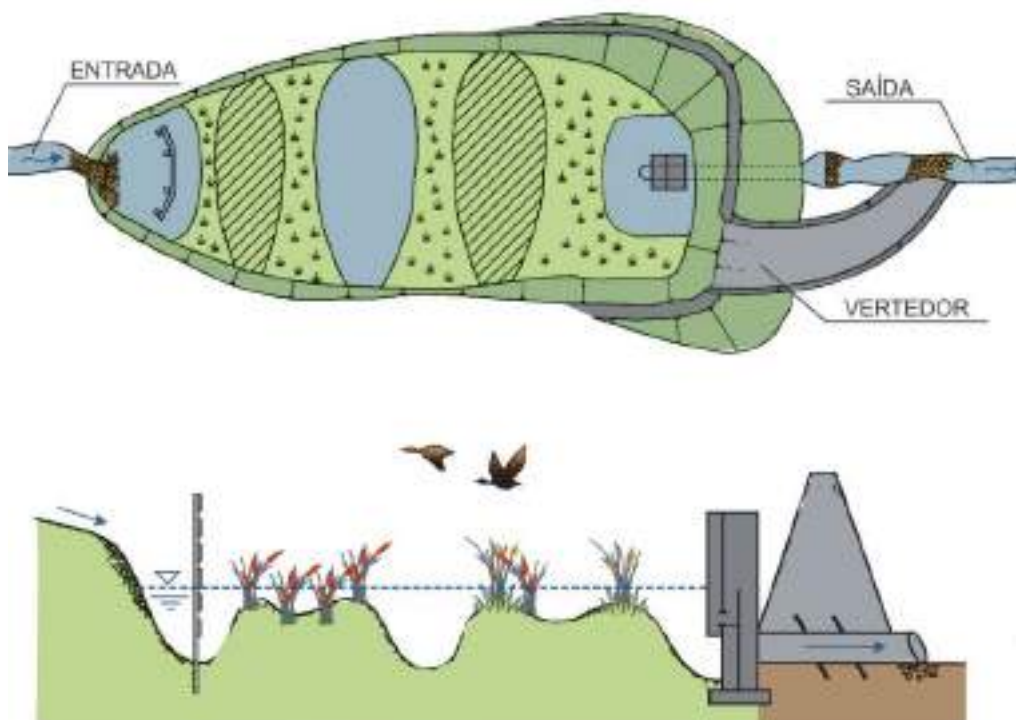


Figura 33 – Alagadiços.

Fonte: Urban Drainage and Flood Control District (1992, apud SÃO PAULO, 2012c).

A Tabela 22 apresenta a porcentagem de poluentes removidos por cada medida estrutural individualmente. É fundamental destacar que, para aumentar a eficácia de cada medida, é necessário combiná-las com outras medidas, tanto estruturais quanto não estruturais. Cada situação requer uma análise prévia para determinar o conjunto ideal de medidas e ações a serem implementadas, visando reduzir os impactos negativos do escoamento superficial das áreas urbanas nos corpos d'água receptores, conforme ressaltado por São Paulo (2012c).

Tabela 22 – Eficiência das medidas estruturais.

Alternativa de controle	Porcentagem de remoção				
	Sólido em suspensão	Fósforo total	Nitrogênio total	Zinco	Bactéria
Minimização de áreas conectadas	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
Valetas gramadas	20 – 40	0 – 15	0 – 15	0 – 20	n.d.
Bacias de detenção	50 – 70	10 – 20	10 – 20	30 – 60	50 - 90
Bacias de retenção	60 – 95	0 – 80	0 – 80	0 – 70	n.d.
Alagadiços	40	9 – 60	9 – 60	60	n.d.
Pavimento poroso	80 – 95	65	65	99	n.d.

Fonte: Urban Drainage and Flood Control District (1992, apud SÃO PAULO, 2012c).

9. RESPONSABILIDADE COMPARTILHADA

O acompanhamento e fiscalização de projetos e obras de engenharia são desafios significativos para muitos municípios de médio e pequeno porte, devido à limitação de equipe técnica e recursos. A regulamentação das profissões de engenharia e arquitetura, definida pela Lei Federal 5194/66, estabelece responsabilidades claras para os profissionais, incluindo questões cíveis, penais, funcionais e administrativas. A exigência de documentos como a Atestado de Responsabilidade Técnica (ART) é fundamental para garantir a legalidade e a qualidade das obras. Profissionais e empresas também estão sujeitos a responsabilidades éticas e penais, além de regulamentações administrativas, como códigos de obras e de ética profissional. O entendimento das responsabilidades das partes envolvidas é essencial para lidar com problemas decorrentes de falhas em projetos ou execução de obras de engenharia (MILLIAN, 2010).

10. REFERÊNCIAS

ANDRADE, Alexandre Carvalho de. Pouso Alegre (MG): **Expansão urbana e as dinâmicas socioespaciais em uma cidade média**. Tese (Doutorado) - Universidade de Rio Claro, Rio Claro - SP, 2014.

AZEVEDO NETTO, J.M. **Manual de hidráulica**. 8. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1998.

CARDOSO NETO, A. **Sistemas Urbanos de Drenagem**. 19 p. Disponível em: <http://www.ana.gov.br/AcoesAdministrativas/CDOC/ProducaoAcademica/Antonio%20Cardoso%20Neto/Introducao_a_drenagem_urbana.pdf>. Acesso em: 01 out. 2013.

CDHU – Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano. **Manual Técnico de Projetos**. Agosto de 2008.

CPRM - Serviço Geológico do Brasil. **Carta geológica do Brasil ao milionésimo: Folha SF23 Rio de Janeiro**. Ministério de Minas e Energia - Secretaria de Minas e Metalurgia. Rio de Janeiro, 2004.

CREA – Conselho Regional de Engenharia, disponível em <http://www.crea-mg.org.br/>. Acessado em 01/08/2014.

FERNANDES, C. **MICRODRENAGEM – Um estudo inicial**, DEC/CCT/UFPB, Campina Grande, 2002, 196p.

FLAUZINO, B. K. **Degradação do Solo pela Erosão Hídrica e Capacidade de Uso em uma Sub-bacia Hidrográfica Piloto no Sul de Minas Gerais**. 2012. Dissertação (Mestrado em Meio Ambiente e Recursos Hídricos) - Universidade Federal de Itajubá, Orientadora: Dra. Eliane Guimarães Pereira Melloni; Co-orientadora: Dra. Nívea Adriana Dias Pons.

HASUI, Y. **Sistema Orogênico Mantiqueira. Geologia do Brasil**. São Paulo: Beca, p. 331-610, 2012. HASUI, Y. Sistema orogênico tocantins. HASUI, Y. et alli.(Orgs). Geologia do Brasil. São Paulo: Beca, 2012.

HAUPT, J. P. O. **Metodologia para Avaliação do Potencial de Produção de Poluição Difusa: Estudo de Caso da Bacia do Rio Jundiáí**. Tese de mestrado em Engenharia. Escola Politécnica da Universidade de SÃO PAULO. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. SÃO PAULO, 2009. 126 p.

IPH. **Plano Diretor de Drenagem Urbana de Porto Alegre, DEP – Departamento de Esgotos Pluviais – PMPA**. Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Vol VI. Porto Alegre, 2005.

MAZA ALVARES, J. A.. **Socavacion en Cauces Naturales**. Publicação 177, Instituto de Ingenieria, UNAM, 1968.

MELLO, C. R. de; SILVA, A. M. da. **Princípios de hidrologia**. Lavras: Universidade Federal de Lavras. 2006. 140p. Apostila da disciplina DER – 507 Hidrologia Aplicada.

MILLIAN, C.; **Responsabilidade do Engenheiro**. 2010; Artigo disponível em <http://engenhandodireito.blogspot.com.br/p/responsabilidade-do-engenheiro.html>.

OLIVEIRA, C. **As Estruturas de Controle e a Redução das Cargas Difusas**. Revista de Ciências Exatas e Tecnologia. Vol IV, nº. 4, ano 2009. 19 p.

PIMENTEL, I. M. C. **Avaliação Quali-Quantitativa das Águas do Riacho Reginaldo e seus Afluentes**. Tese de mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento. Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2009. 158 p.

PINTO, D. B. F. **Aplicação do modelo SWAT (Soil and Water Assessment Tool) na simulação hidrossedimentológica em bacia hidrográfica da Serra da Mantiqueira**. 2011. 225 p. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) – Universidade Federal de Lavras, Lavras, MG.

PORTO ALEGRE (Cidade). **Departamento de Esgotos Municipais**. Plano Diretora de Drenagem Urbana: Manual de Drenagem Urbana. Porto Alegre: DEP, 2005. 159 p.

PORTO, R.M. **Hidráulica básica**. 2. ed. São Carlos: EESC-USP, 1999.

PRUSKI, F. F.; TEIXEIRA, A. F.; SILVA, D. D.; CECÍLIO, R. A.; SILVA, M. L. N. **Dimensionamento de sistemas hidroagrícolas**. Viçosa, MG: Ed. UFV, 2006.

RAMOS, C. L.; BARROS, M. T. L. e PALOS, J. C. F. (Coord). **Diretrizes básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo**. Prefeitura do Município de São Paulo. Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica – FCTH. 1999. 289 p.

RIGHETTO, A. M. **Hidrologia e recursos hídricos**. São Carlos: EESC/USP, 1998. 840p.

SANTOS, A. H. M. S.; SANTOS, A. A. M. e SILVA, B. C. (Coord.). **Plano diretor de recursos hídricos da bacia hidrográfica do entorno do lago de Furnas – PDRH Furnas**. Relatório Parcial 3: Plano de Metas e Programas. Associação dos Municípios do Lago de Furnas – ALAGO. Fundação de Pesquisa e Assessoramento à Indústria de Itajubá – FUPAI. 2013. 124 p.

SÃO PAULO (Cidade). Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. **Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: gerenciamento do sistema de drenagem urbana**. São Paulo: SMDU, 2012a. 168 p. il. v.1.

SÃO PAULO (Cidade). **Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano**. Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; fundamentos. SÃO PAULO: SMDU, 2012b. 220 p. il. v.2.

SÃO PAULO (Cidade). **Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano**. Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; diretrizes para projetos. São Paulo: SMDU, 2012c. p. il. v.3.

SILVA, F. E. O. **Avaliação de métodos de propagação de vazões em cursos d'água naturais com ênfase em aspectos da geomorfologia fluvial**. Belo Horizonte, 2006, 265 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG, 2006.

SILVA, M. K. **Modelo para pré-dimensionamento de bacias de retenção para controle da poluição difusa das águas pluviais no município de Porto Alegre**. Tese de mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Instituto de Pesquisa Hidráulicas. Porto Alegre, 2009. 140 p.

SILVA, M. S. L. DA. **Estudos da erosão**. Petrolina, PE, junho de 1995.

SOUZA, A. L. R.; WILSON JÚNIOR, G. **Movimento incipiente de sedimentos não-coesivos em Escoamentos com superfície livre**. 2009. Disponível em: <http://www.abrh.org.br/sgcv3/UserFiles/Sumarios/6ec4425cf04450a0212697b0a1b2b108_3027d039ef353d7da346062dd80b93c8.pdf>. Acesso em: 27 jan. 2014.

SUDECAP. **Caderno de Encargos da SUDECAP**. Belo Horizonte, 2008.

SUDECAP. **Instrução Técnica para Elaboração de Estudos e Projetos de Drenagem Urbana no Município de Belo Horizonte**. Belo Horizonte, 2004.

SUDECAP. **Procedimento para Elaboração e Apresentação de Projetos de Infraestrutura**. Belo Horizonte: 5ª edição, 2011.

THOMAZ, P. Método de Denver. In: **Cálculos Hidrológicos para obras municipais**. Capítulo 85. p. 10. 2010. Disponível em: <http://www.pliniotomaz.com.br/livros_digitais.shtml>. Acesso em: 09 dez. 2013.

TUCCI, C. E. M. **Gestão de águas pluviais urbanas**. Ministério das cidades – Global water partnership – Wolrd bank – Unesco 2005.

TUCCI, C.E.M. **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 669 p. 1998.

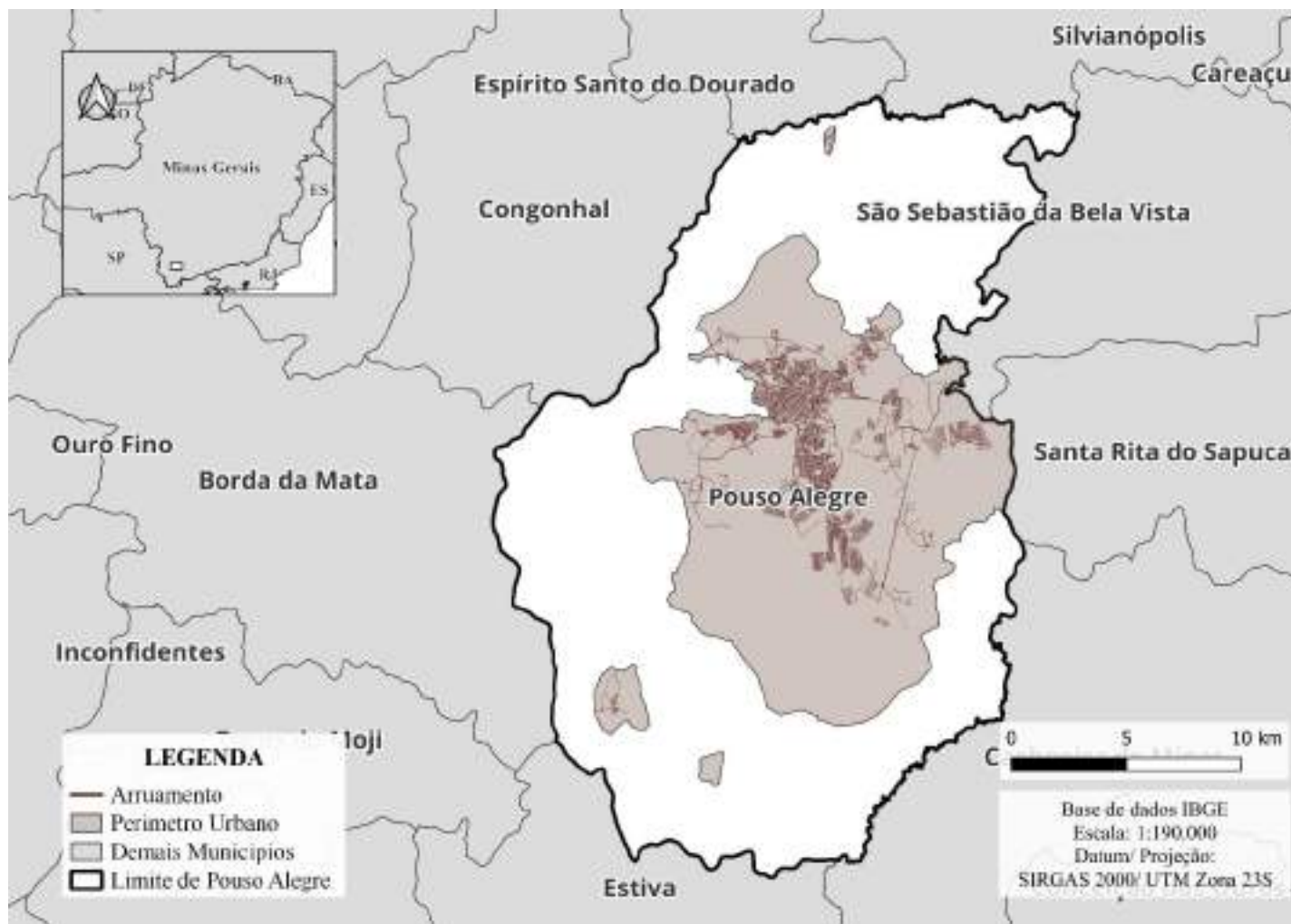
VILLELA, S. M. e MATTOS, A. **Hidrologia Aplicada**. São Paulo, McGraw-Hill, 1975.

ANEXO A

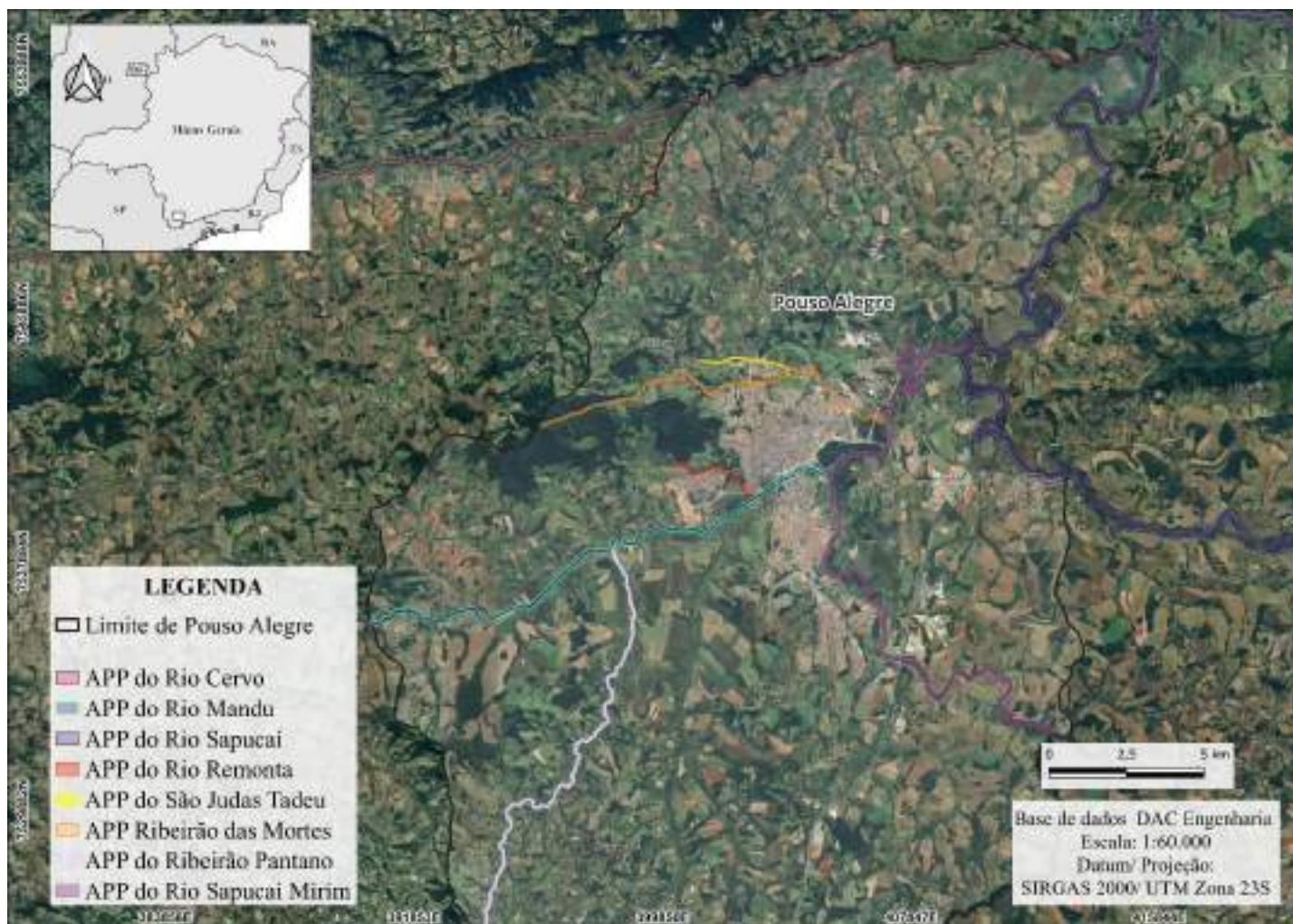
Mapas

VERSÃO OFICIAL

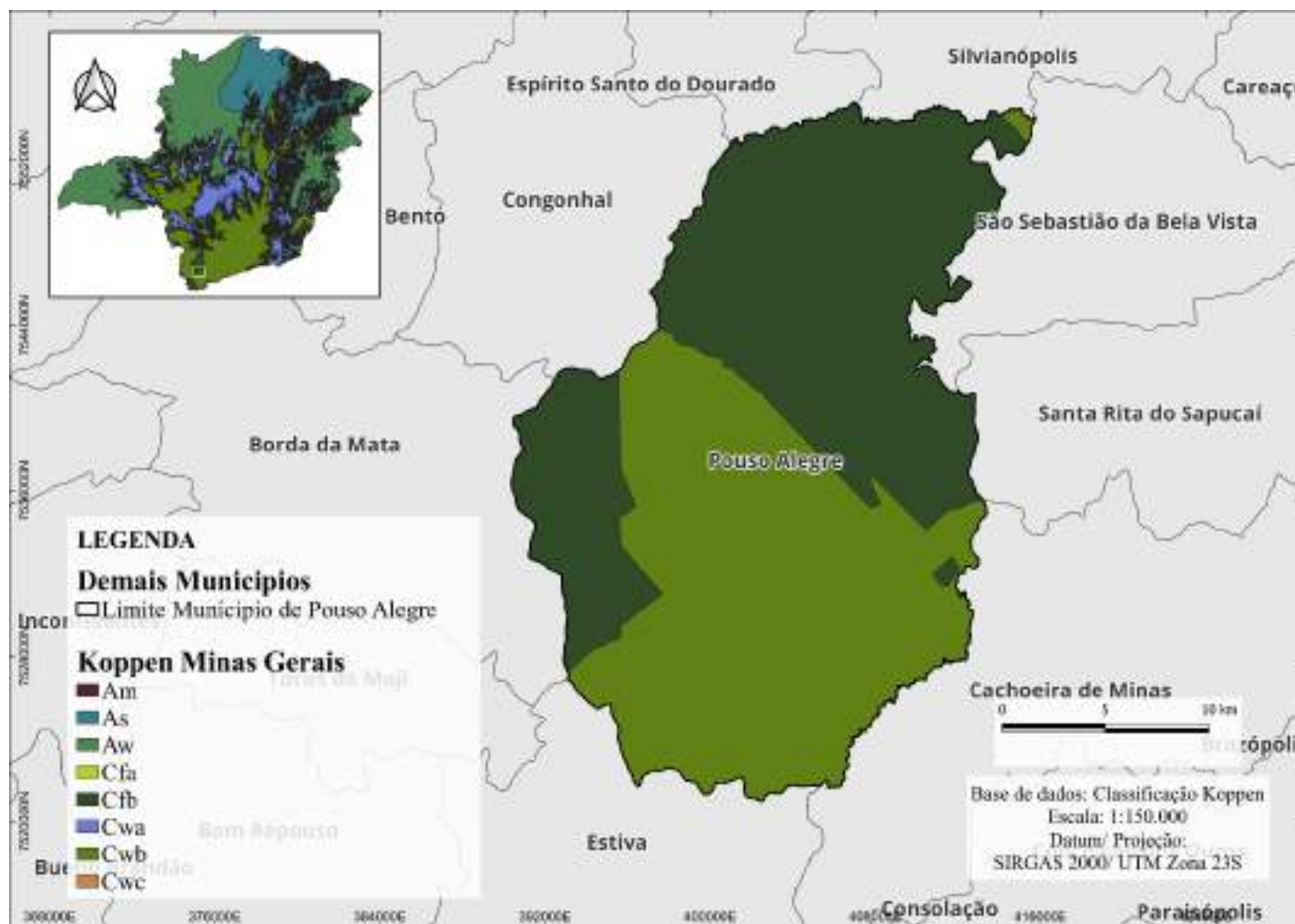
ANEXO A.1 – Mapa de localização do município.



ANEXO A.2 – Mapa das Áreas de Preservação Permanente – APPs do município.

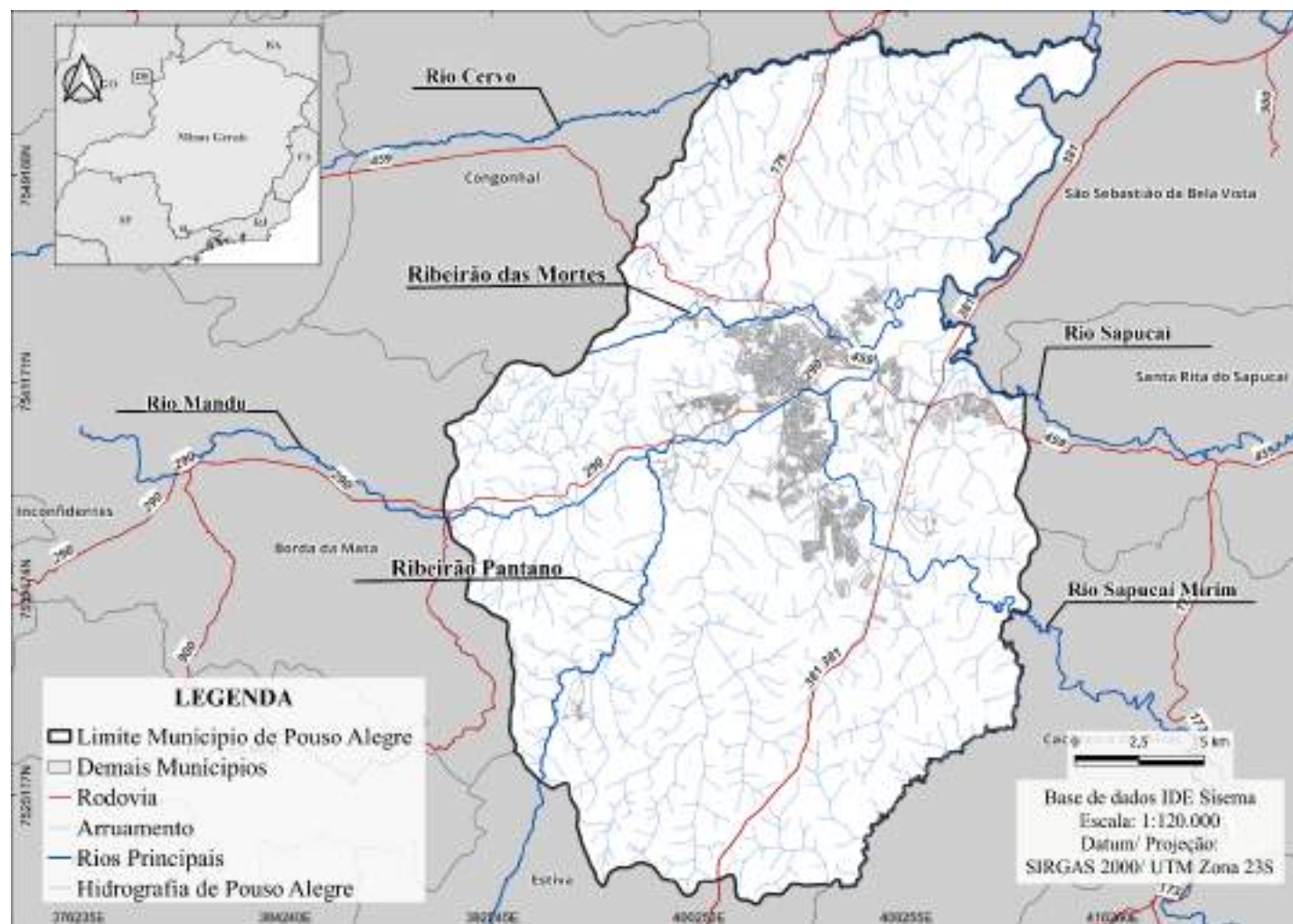


ANEXO A.3 – Mapa climatológico.



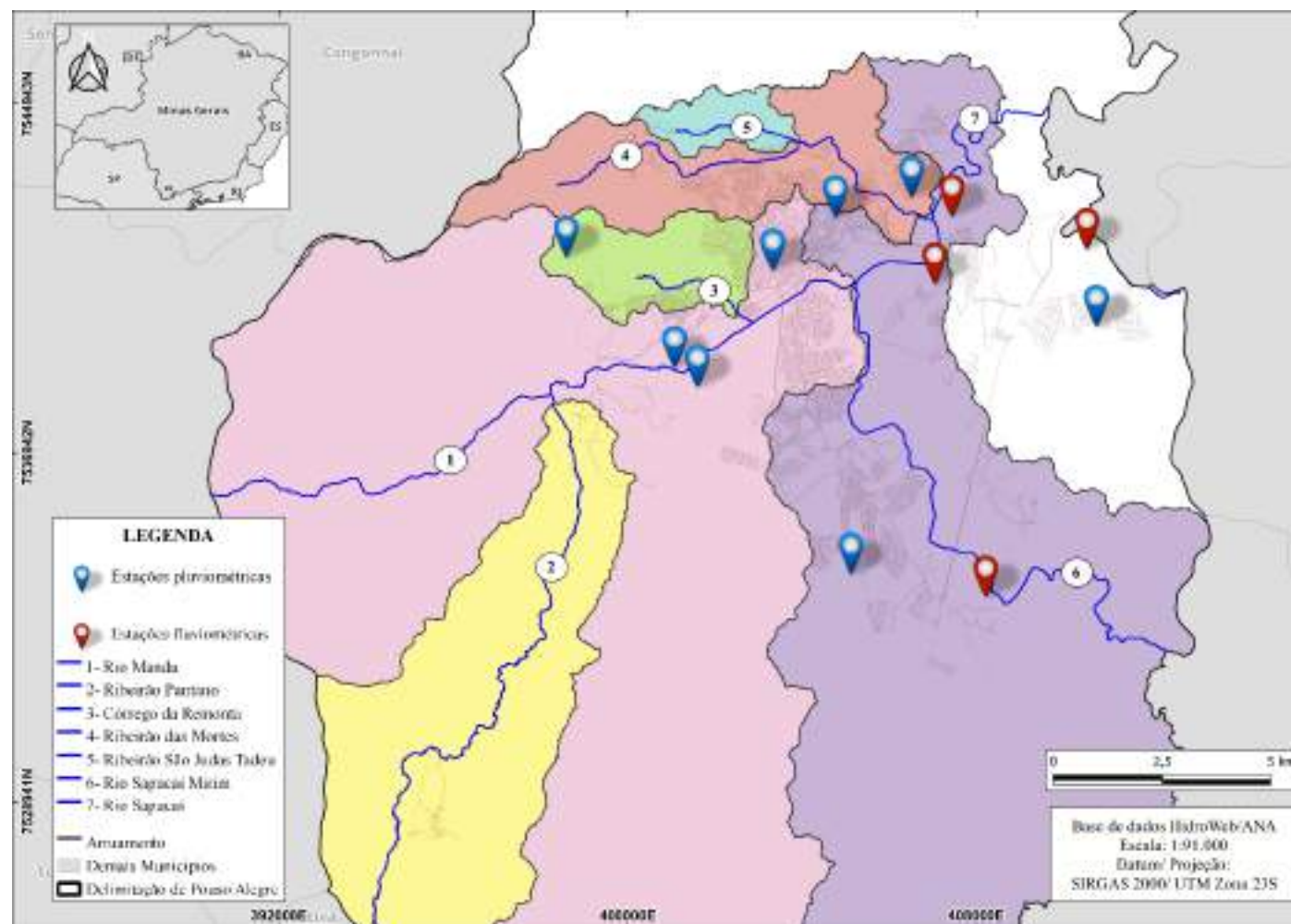
VERSÃO OFICIAL

ANEXO A.4 – Mapa de hidrografia do município.

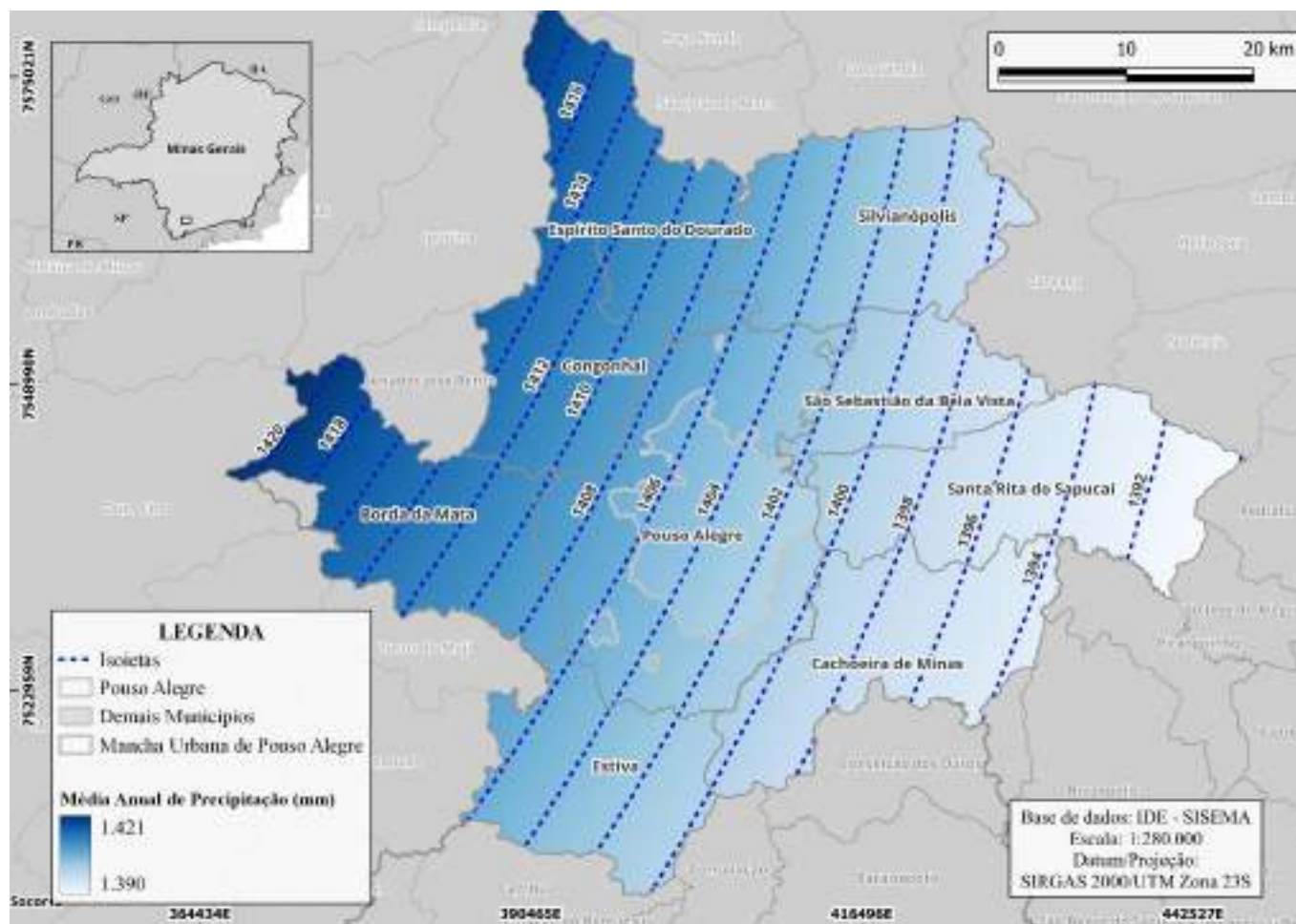


Rua Coronel Joaquim Francisco, 341, Varginha, Itajubá, MG
(35) 2143-9087 www.dacengenharia.com.br

ANEXO A.5 – Mapa dos postos pluviométricos e fluviométricos do município de Pouso Alegre/MG.



ANEXO A.6 – Mapas de isoietas de chuvas médias mensais do município de Pouso Alegre e seu entorno.



ANEXO B

Equações de Chuvas Intensas

**ANEXO B.1 – Equações de chuvas intensas fornecidas pela COPASA/MG,
para os municípios de Minas Gerais.**

NOME DA ESTAÇÃO	EQUAÇÃO				LATIT UDE		LONGIT UDE		FON TE
	A	B	C	D	G	M	G	M	
ACAIACA	766,466 0	0,191	8,951	0,70 1	20	21	43	08	ANE EL
ACESITA	6.010,4 120	0,204	44,78 8	1,03 0	19	32	42	38	ANE EL
AIURUOCA	8.394,5 100	0,205	40,69 1	1,16 5	21	58	44	36	ANE EL
ALTO DA BOA VISTA	2.591,2 870	0,202	21,50 7	0,91 4	20	06	44	24	ANE EL
ANDRELÂNDIA	3.306,2 500	0,178	33,97 2	0,94 4	21	44	44	18	ANE EL
ARAGUARI	10.246, 1800	0,186	53,00 3	1,14 6	18	38	48	12	ANE EL
ARINOS - ANEEL	2.495,1 940	0,205	22,79 5	0,97 5	15	54	46	06	ANE EL
ARINOS - INMET	3.447,2 440	0,193	29,50 6	0,98 5	15	54	46	03	INME T
AÇARAÍ	3.447,2 440	0,193	29,50 6	0,98 5	19	35	41	27	ANE EL
BARRA DO CUITÉ	5.400,4 280	0,170	47,59 5	1,04 1	19	03	41	31	ANE EL
BARRA DO ESCURO	3.000,0 000	0,234	31,84 3	0,95 4	16	17	45	14	ANE EL
BARRA DO JEQUITAÍ	11.285, 1400	0,212	45,87 5	1,22 5	17	04	44	48	ANE EL

NOME DA ESTAÇÃO	EQUAÇÃO				LATITUDE		LONGITUDE		FONTE
	A	B	C	D	G	M	G	M	
BOCA DA CAATINGA	1,0000	0,179	20,46 7	0,87 7	14	47	43	33	ANEELE
BOM JARDIM DE MINAS	3.195,3 140	0,203	30,11 1	1,01 1	21	56	44	11	ANEELE
BRAZ PIRES	4.645,6 250	0,185	34,95 8	1,04 6	20	50	43	14	ANEELE
BURITIS	2.450,4 580	0,225	29,39 1	0,94 4	15	36	46	24	ANEELE
CACHOEIRA DA MANTEIGA	3.794,2 920	0,232	34,58 4	1,01 3	16	39	45	04	ANEELE
CACHOEIRA DO PAREDÃO	3.352,2 510	0,200	27,38 1	1,00 9	17	06	45	26	ANEELE
CACHOEIRA DOS ÓCULOS	2.710,2 180	0,186	28,98 1	0,91 7	19	48	42	28	ANEELE
CACHOEIRA ESCURA	815,784 0	0,189	11,69 4	0,70 2	19	23	42	22	ANEELE
CAETÉ	902,136 0	0,189	15,77 4	0,71 6	19	54	43	40	ANEELE
CAIXA DE AREIA	1.591,1 920	0,196	23,23 9	0,85 6	19	56	43	54	ANEELE
CANOEIROS	1.664,1 600	0,191	24,17 1	0,82 8	18	02	45	31	ANEELE
CAPITÂNEA	6.040,2 410	0,210	37,64 0	1,10 0	14	25	44	29	ANEELE
CAPITÃO ENÉAS	8.561,5 370	0,212	48,44 2	1,12 5	16	19	43	42	ANEELE

NOME DA ESTAÇÃO	EQUAÇÃO				LATITUDE		LONGITUDE		FONTE
	A	B	C	D	G	M	G	M	
CARANDAÍ	2.413,9 560	0,181	24,47 2	0,93 9	20	57	43	48	ANEEL
CARBONITA	1.542,3 230	0,208	16,36 4	0,87 8	17	31	43	00	ANEEL
CARMO DA MATA	692,012 0	0,201	9,714	0,68 8	20	33	44	52	ANEEL
CARMO DO PARANAÍBA	809,788 0	0,169	13,19 3	0,71 0	19	00	46	18	ANEEL
CENIBRA	1.860,5 840	0,179	22,10 9	0,83 0	19	18	42	23	ANEEL
CENTRAL DE MINAS	3.157,3 220	0,188	32,25 1	0,95 9	18	45	41	18	ANEEL
COLÔNIA DO JAÍBA	6.527,4 770	0,226	32,11 4	1,14 1	15	20	43	40	ANEEL
CONCEIÇÃO DO MATO DENTRO	9.459,7 720	0,230	34,54 8	1,22 1	19	01	43	26	ANEEL
CONGONHAS	3.359,6 380	0,221	25,10 1	1,02 6	20	31	43	49	ANEEL
CRISTINA	1.961,3 910	0,181	24,80 2	0,88 2	22	12	45	16	ANEEL
DELFIN MOREIRA	1.005,9 390	0,158	16,60 5	0,82 4	22	31	45	17	ANEEL
DESTERRO DE MELO	3.077,7 370	0,160	34,35 7	0,90 8	21	08	43	31	ANEEL
DOM CAVATI	4.296,2 700	0,201	39,78 1	0,99 4	19	22	42	06	ANEEL

NOME DA ESTAÇÃO	EQUAÇÃO				LATITUDE		LONGITUDE		FONTE
	A	B	C	D	G	M	G	M	
ENTRE RIOS DE MINAS	3.655,1660	0,172	27,646	1,004	20	39	44	04	ANEELE
FAZENDA ORRENTES	3.716,0660	0,249	28,640	1,034	17	14	44	27	ANEELE
FAZENDA CURRALINHO	4.784,3100	0,211	34,152	1,066	20	00	44	19	ANEELE
FAZENDA JUCA CASEMIRO	6.058,8050	0,220	32,869	1,090	21	52	45	15	ANEELE
FAZENDA LARANJEIRAS	3.600,0000	0,244	32,977	0,976	20	06	44	29	ANEELE
FAZENDA LIMEIRA	522,7490	0,193	8,503	0,610	16	22	47	13	ANEELE
FAZENDA O RESFRIADO	2.500,0000	0,202	43,912	0,853	16	30	46	39	ANEELE
FAZENDA SANTA RITA	1.172,4790	0,198	10,527	0,777	19	58	44	29	ANEELE
FAZENDA SÃO ATEUS	1.197,9700	0,187	11,112	0,819	19	31	46	34	ANEELE
FAZENDA TRÊS MARIAS	731,9810	0,228	3,999	0,711	20	01	42	34	ANEELE
FERROS	1.365,2990	0,171	16,667	0,807	19	15	43	00	ANEELE
GOUVEIA	2.817,6210	0,189	31,104	0,955	18	27	43	44	ANEELE
IBITURUNA	2.808,5390	0,174	26,892	0,933	21	08	44	44	ANEELE

NOME DA ESTAÇÃO	EQUAÇÃO				LATITUDE		LONGITUDE		FONTE
	A	B	C	D	G	M	G	M	
IGUATAMA	819,687 0	0,194	10,12 1	0,74 1	20	10	45	42	ANEELE
IRAÍ DE MINAS	2.891,4 390	0,178	23,85 4	0,95 8	18	58	47	27	ANEELE
ITAOBIM	1.718,6 880	0,175	17,52 5	0,90 0	16	34	41	30	ANEELE
ITINGA	6.482,9 930	0,216	35,23 0	1,15 4	16	37	41	46	ANEELE
ITUMIRIM	4.159,3 410	0,179	33,81 7	1,00 5	21	19	44	52	ANEELE
JACINTO	3.038,9 210	0,225	25,04 1	0,99 3	16	08	40	17	ANEELE
JANAÚBA	4.323,8 370	0,224	45,86 9	1,03 0	15	46	43	16	ANEELE
JARDIM	908,858 0	0,180	9,307	0,76 7	20	02	44	24	ANEELE
JUATUBA	6.985,5 770	0,226	46,47 1	1,09 2	19	57	44	20	ANEELE
JUVENÍLIA	1.070,5 960	0,199	19,54 2	0,77 6	14	15	44	09	ANEELE
LAGOA DO GOUVEIA	1.020,8 780	0,168	15,15 4	0,73 2	18	50	45	51	ANEELE
LAGOA GRANDE	1.200,0 000	0,215	23,15 1	0,76 5	20	10	43	56	ANEELE
MACAIA	2.579,5 740	0,205	21,31 8	0,99 5	21	08	44	54	ANEELE

NOME DA ESTAÇÃO	EQUAÇÃO				LATITUDE		LONGITUDE		FONTE
	A	B	C	D	G	M	G	M	
MADRE DE DEUS DE MINAS	1.193,6 460	0,180	11,30 3	0,80 0	21	29	44	19	ANEELE
MANGA	1.828,3 180	0,188	28,73 1	0,89 9	14	45	43	55	ANEELE
MARIA DA FÉ	1.198,2 220	0,172	11,10 1	0,85 1	22	19	45	22	ANEELE
MATEUS LEME	1.593,0 560	0,184	28,50 2	0,82 0	19	59	44	25	ANEELE
MENDANHA	640,852 0	0,184	7,150	0,70 0	18	06	43	31	ANEELE
MONTE ALEGRE DE MINAS	5.942,2 820	0,177	40,08 1	1,06 1	18	52	48	52	ANEELE
MORRO DO PILAR	1.645,6 270	0,188	25,05 1	0,81 9	19	13	43	22	ANEELE
MUCURÍ	2.042,5 210	0,208	24,59 6	0,88 6	17	35	41	29	ANEELE
MUZAMBINHO	3.543,3 900	0,218	18,23 3	1,04 4	21	22	46	31	ANEELE
NAQUE VELHO	842,329 0	0,209	11,60 9	0,70 9	19	11	42	25	ANEELE
PAPAGAIOS	1.272,1 810	0,200	18,22 0	0,79 1	19	25	44	43	ANEELE
PEDRA DE MARIA DA CRUZ	574,945 0	0,198	7,787	0,71 0	15	36	44	23	ANEELE

NOME DA ESTAÇÃO	EQUAÇÃO				LATITUDE		LONGITUDE		FONTE
	A	B	C	D	G	M	G	M	
PEDREIRA	3.600,0 000	0,204	43,18 6	0,93 1	20	02	44	23	ANEELE
PEDRO LEOPOLDO	925,109 0	0,196	11,26 4	0,76 1	19	38	44	03	ANEELE
PIRANGA	1.031,2 550	0,172	13,92 0	0,74 5	20	41	43	17	ANEELE
PITANGUI	909,652 0	0,178	9,890	0,75 4	19	41	44	52	ANEELE
PIUM - HI	2.049,1 180	0,168	16,67 4	0,91 3	20	27	45	56	ANEELE
PONTE BR-040 (PARACATU)	1.421,9 880	0,194	7,500	0,86 7	17	29	46	34	ANEELE
PONTE BR-040 (PRATA)	2.404,0 640	0,231	22,73 6	0,91 8	17	39	46	21	ANEELE
PONTE DO LICÍNIO	2.302,7 180	0,192	30,65 2	0,92 2	18	40	44	11	ANEELE
PONTE NOVA	9.920,0 440	0,197	46,66 4	1,14 7	20	23	42	54	ANEELE
PONTE NOVA DO PARAOPEBA	3.317,4 410	0,175	30,14 0	0,95 1	19	57	44	18	ANEELE
PONTE RAUL SOARES	3.316,8 130	0,235	32,05 4	1,00 6	19	33	43	55	ANEELE
PORTO DO CAVALO	1.446,4 290	0,226	14,00 2	0,87 3	17	01	45	32	ANEELE
PORTO DOS POÇÕES	5.240,5 050	0,187	30,47 2	1,06 5	16	49	46	19	ANEELE

NOME DA ESTAÇÃO	EQUAÇÃO				LATITUDE		LONGITUDE		FONTE
	A	B	C	D	G	M	G	M	
PORTO EXTREMA	5.212,4710	0,181	33,706	1,061	17	01	46	00	ANEELE
PRESIDENTE JUSCELINO	3.574,3460	0,188	21,695	1,033	18	38	44	02	ANEELE
PRESIDENTE OLEGÁRIO	2.727,3630	0,189	25,419	0,935	18	24	46	25	ANEELE
QUEIRÓZ	2.400,0000	0,213	33,675	0,893	20	01	44	24	ANEELE
RAUL SOARES	1.289,0650	0,189	12,647	0,832	20	06	42	26	ANEELE
ROCINHA	523,7630	0,168	5,128	0,661	18	22	46	54	ANEELE
SANTA JULIANA	853,4030	0,161	12,747	0,706	19	18	47	31	ANEELE
SANTA ROSA	2.144,8470	0,171	19,378	0,909	17	15	46	28	ANEELE
SANTANA DO JACARÉ	3.628,1000	0,171	29,525	1,011	20	54	45	07	ANEELE
SANTO ANTÔNIO DO BQUEIRÃO	1.433,0470	0,221	16,329	0,963	16	31	46	43	ANEELE
SANTO ANTÔNIO DO ONTE	1.727,0840	0,189	19,210	0,870	20	05	45	17	ANEELE
SANTO HIPÓLITO	520,9110	0,179	1,979	0,737	18	18	44	13	ANEELE

NOME DA ESTAÇÃO	EQUAÇÃO				LATITUDE		LONGITUDE		FONTE
	A	B	C	D	G	M	G	M	
SÃO FRANCISCO	3.666,0060	0,235	32,782	1,038	15	56	44	52	ANEEL
SÃO GONÇALO	765,1110	0,155	11,514	0,698	14	18	44	27	ANEEL
SÃO GOTARDO	5.154,3290	0,210	28,923	1,072	19	18	46	02	ANEEL
SÃO ROMÃO	1.119,8290	0,184	15,200	0,777	16	22	45	04	ANEEL
SERRA AZUL	8.376,9050	0,170	52,204	1,119	20	05	44	25	ANEEL
SERRA DO SALITRE	5.786,5120	0,192	35,268	1,077	19	06	46	41	ANEEL
SETE LAGOAS	5.309,1830	0,232	48,320	1,056	19	27	44	14	ANEEL
SILVIANÓPOLIS	666,8940	0,184	20,877	0,635	22	02	45	50	ANEEL
TUMIRITINGA	2.077,8220	0,178	31,713	0,842	18	58	41	38	ANEEL
UNAÍ - ANEEL	3.348,4390	0,206	28,386	0,986	16	21	46	53	ANEEL
UNAÍ - INMET	2.000,0000	0,233	22,382	0,859	16	22	46	53	INMET
VAU DA LAGOA	837,5960	0,186	5,391	0,763	19	13	43	35	ANEEL
VELHO DA TAIPA	1.958,6510	0,220	16,239	0,919	19	41	44	55	ANEEL

NOME DA ESTAÇÃO	EQUAÇÃO				LATITUDE		LONGITUDE		FONTE
	A	B	C	D	G	M	G	M	
VESPASIANO	1.463,1730	0,184	17,791	0,843	19	41	43	55	ANEELE
VILA MATIAS	3.600,0000	0,194	46,187	0,910	18	34	41	55	ANEELE
VILA TERRA BRANCA	716,7100	0,213	5,250	0,752	17	18	43	12	ANEELE
AIMORÉS	5.695,9190	0,179	36,719	1,033	19	29	41	04	INMET
ARAÇUAÍ	3.450,0000	0,225	58,409	0,947	16	52	42	04	INMET
ARAXÁ	2.500,0000	0,154	27,096	0,912	19	34	46	56	INMET
BAMBUÍ	978,2050	0,187	17,830	0,722	20	00	45	59	INMET
BARBACENA	3.000,0000	0,208	23,080	1,003	21	15	43	46	INMET
BELO HORIZONTE	682,8740	0,169	3,993	0,671	19	56	43	56	INMET
CALDAS	3.600,0000	0,194	46,187	0,910	21	55	46	23	INMET
CAPARAÓ	1.088,0970	0,140	13,969	0,782	20	31	41	52	INMET
CAPINÓPOLIS	2.737,4640	0,184	26,848	0,938	18	41	49	34	INMET
CARATINGA	5.069,8410	0,176	35,870	1,048	19	48	42	09	INMET

NOME DA ESTAÇÃO	EQUAÇÃO				LATITUDE		LONGITUDE		FONTE
	A	B	C	D	G	M	G	M	
CAXAMBÚ	2.534,1080	0,215	25,804	0,970	21	59	44	57	INMET
CONCEIÇÃO DO MATO DENTRO	1.206,6280	0,182	18,394	0,756	19	02	43	26	INMET
CORONEL PACHECO	701,9320	0,188	5,145	0,705	21	33	43	15	INMET
DIAMANTINA	523,6000	0,193	5,055	0,637	18	15	43	36	INMET
ESPINOSA	679,3570	0,188	8,715	0,731	14	56	42	49	INMET
FLORESTAL	1.127,4420	0,139	12,655	0,787	19	52	44	25	INMET
FORMOSO	3.500,0000	0,195	27,406	0,972	14	56	46	15	INMET
GOVERNADOR VALADARES	4.980,5810	0,202	52,547	0,969	18	51	41	56	INMET
ITAMARANDIBA	3.220,0000	0,209	35,476	0,918	17	51	42	51	INMET
ITUIUTABA	4.020,0000	0,158	38,215	0,952	18	58	49	21	INMET
JANUÁRIA	1.513,7060	0,155	19,554	0,813	15	29	44	22	INMET
JOÃO PINHEIRO	4.741,6820	0,202	42,383	0,993	17	42	46	10	INMET
JUIZ DE FORA	3.000,0000	0,173	23,965	0,960	21	46	43	21	INMET

NOME DA ESTAÇÃO	EQUAÇÃO				LATITUDE		LONGITUDE		FONTE
	A	B	C	D	G	M	G	M	
JURAMENTO	1.464,5 500	0,194	22,46 7	0,81 7	16	47	43	43	INMET
LAVRAS	10.224, 8100	0,187	56,28 1	1,14 9	21	14	45	00	INMET
MACHADO	3.811,2 900	0,207	20,34 0	1,07 5	21	40	45	55	INMET
MOCAMBINHO	1.088,6 550	0,218	12,27 8	0,81 4	15	03	44	01	INMET
MONTES CLAROS	4.050,0 000	0,167	34,78 9	0,99 2	16	43	43	52	INMET
PARACATÚ	9.099,0 430	0,184	49,16 4	1,12 5	17	13	46	52	INMET
PATOS DE MINAS	2.837,1 420	0,208	29,43 8	0,94 3	18	36	46	31	INMET
PEDRA AZUL	4.451,9 647	0,176	37,32 6	1,01 3	16	00	41	17	INMET
PIRAPORA	3.210,1 880	0,181	33,29 3	0,94 8	17	21	44	57	INMET
POMPÉU	4.988,6 450	0,155	32,16 7	1,03 9	19	13	45	00	INMET
SALINAS	4.600,0 000	0,203	34,95 2	1,03 3	16	10	42	17	INMET
SÃO JOÃO DEL REY	1.050,3 220	0,174	16,06 1	0,77 7	21	08	44	16	INMET
SÃO LOURENÇO	1.125,2 790	0,175	7,100	0,84 5	22	06	45	01	INMET

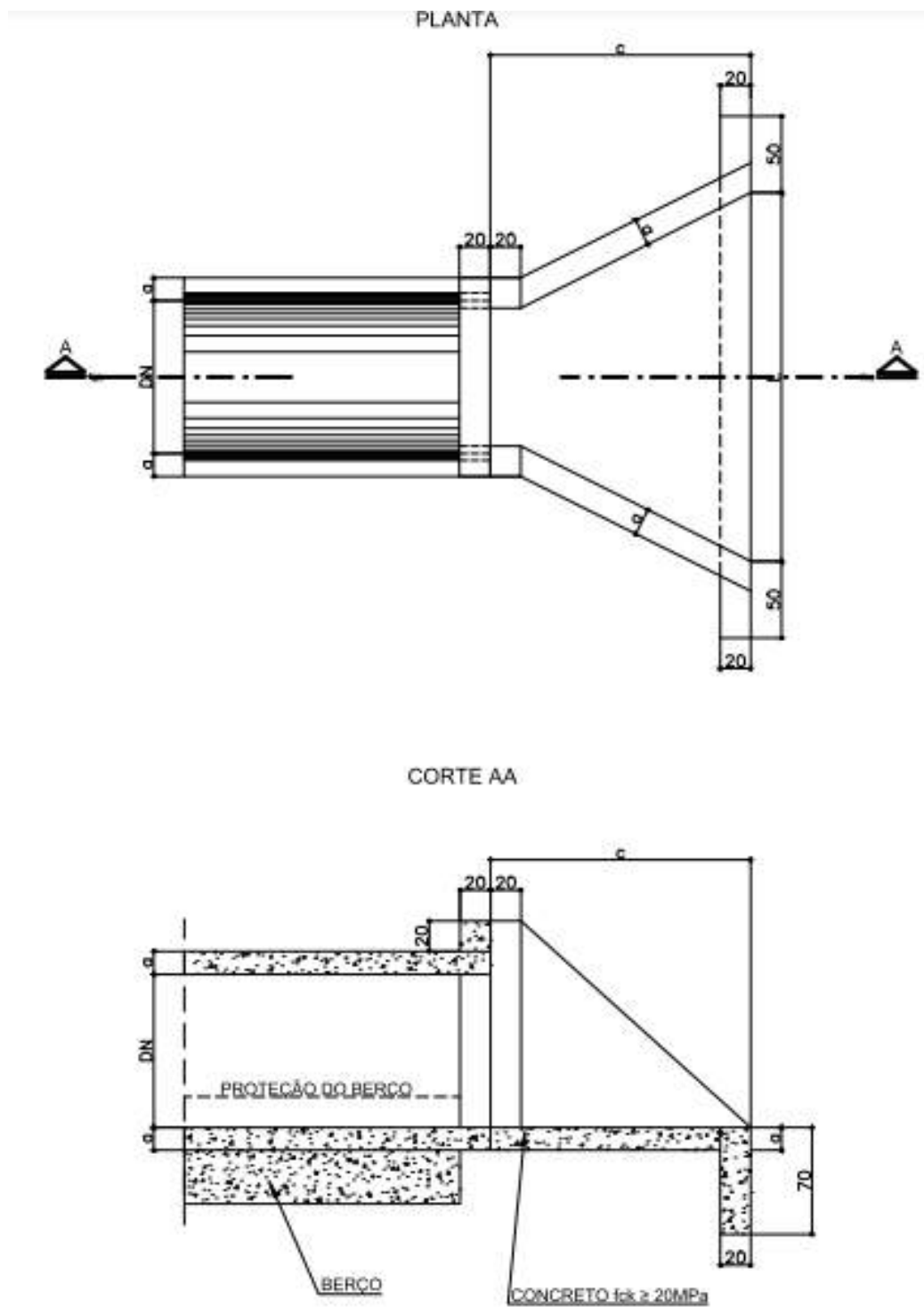
NOME DA ESTAÇÃO	EQUAÇÃO				LATITUDE		LONGITUDE		FONTE
	A	B	C	D	G	M	G	M	
SETE LAGOAS	3.938,7 580	0,161	32,82 7	1,00 4	19	28	44	15	INMET
TEÓFILO OTONI	1.715,7 860	0,201	26,96 2	0,81 5	17	51	41	31	INMET
UBERABA	2.400,0 000	0,164	31,19 4	0,86 7	19	46	47	56	INMET
UBERLÂNDIA	6.050,0 000	0,190	54,12 2	0,99 9	18	55	48	17	INMET
VIÇOSA	3.510,7 250	0,223	29,31 9	0,99 5	20	45	42	51	INMET
BONFIM	2.004,2 670	0,168	16,73 1	0,90 7	20	20	44	15	CEMIG
CAPIM BRANCO	4.061,3 850	0,169	35,78 6	0,97 3	18	45	48	16	CEMIG
COROMANDEL	2.587,1 500	0,166	26,06 9	0,92 7	18	28	47	12	CEMIG
EMBORCAÇÃO	6.000,0 000	0,173	58,69 6	0,99 7	18	28	47	50	CEMIG
FAZENDA BURITIS II	10.030, 5600	0,138	45,20 9	1,15 5	17	25	47	31	CEMIG
FAZENDA DAS PEDRAS	4.782,1 640	0,167	33,78 8	1,03 7	18	00	45	06	CEMIG
GRÃO MOGOL	5.618,9 790	0,199	37,91 5	1,07 4	16	34	42	54	CEMIG
LUZ	1.084,1 470	0,171	12,32 7	0,76 0	19	49	45	42	CEMIG

NOME DA ESTAÇÃO	EQUAÇÃO				LATIT UDE		LONGIT UDE		FON TE
	A	B	C	D	G	M	G	M	
NOVA PONTE	3.865,9 650	0,147	35,83 8	0,97 1	19	07	47	40	CEMI G
PAI JOAQUIM	2.150,9 030	0,177	19,90 1	0,89 6	19	29	47	31	CEMI G
PORTO INDAIÁ	4.000,0 000	0,153	43,61 4	0,94 7	18	42	45	35	CEMI G
PORTO PARÁ	777,016 0	0,162	12,73 8	0,69 0	19	18	45	05	CEMI G
SALTO GRANDE	2.600,0 000	0,200	25,77 9	0,91 2	19	08	42	42	CEMI G
SÃO GONÇALO DO ABAETÉ	3.600,0 000	0,195	32,52 4	0,96 2	18	21	45	50	CEMI G
SÃO GONÇALO DO RIO ACIMA	801,119 0	0,167	6,251	0,70 6	20	02	43	34	CEMI G
SÃO JOSÉ DOS BURITIS	2.960,9 210	0,162	18,13 6	1,00 3	18	43	45	11	CEMI G
SÃO SIMÃO	3.354,9 920	0,172	30,19 7	0,96 0	19	01	50	28	CEMI G
TRÊS MARIAS	6.168,2 180	0,155	37,06 5	1,08 9	18	10	45	18	CEMI G
VOLTA GRANDE	2.618,6 240	0,165	31,91 5	0,88 8	20	02	48	14	CEMI G

ANEXO C

Projetos Padrão

ANEXO C.1 – PROJETO PADRÃO – ALA DE REDE TUBULAR



DIMENSIONAMENTO E QUANTIDADE POR ALA							
ALA DE REDE TUBULAR	DIMENSIONAMENTO			QUANTITATIVOS			
DN (mm)	c (cm)	l (cm)	a (cm)	Escavação (m³/un)	Forma (m²/un)	Conc. Estr. (m³/un)	Armação (Kg/un)
500	150	200	15	0,33	5,07	0,95	14,2
600	150	210	15	0,34	5,80	1,04	16,2
700	150	220	15	0,35	6,61	1,12	17,1
800	150	230	15	0,36	7,46	1,20	18,2
900	150	240	15	0,37	8,36	1,29	19,6
1000	150	250	15	0,39	9,31	1,38	21,1
1100	200	320	15	0,46	12,19	1,90	28,9
1200	200	330	15	0,47	13,31	2,00	30,4
1300	200	340	20	0,51	15,19	2,59	39,3
1500	200	360	20	0,59	17,56	2,84	43,3

Legenda:

DN = Diâmetro nominal da rede tubular; c = Comprimento da ala; L = Largura maior da ala;
a = Espessura das paredes.

NOTAS GERAIS:

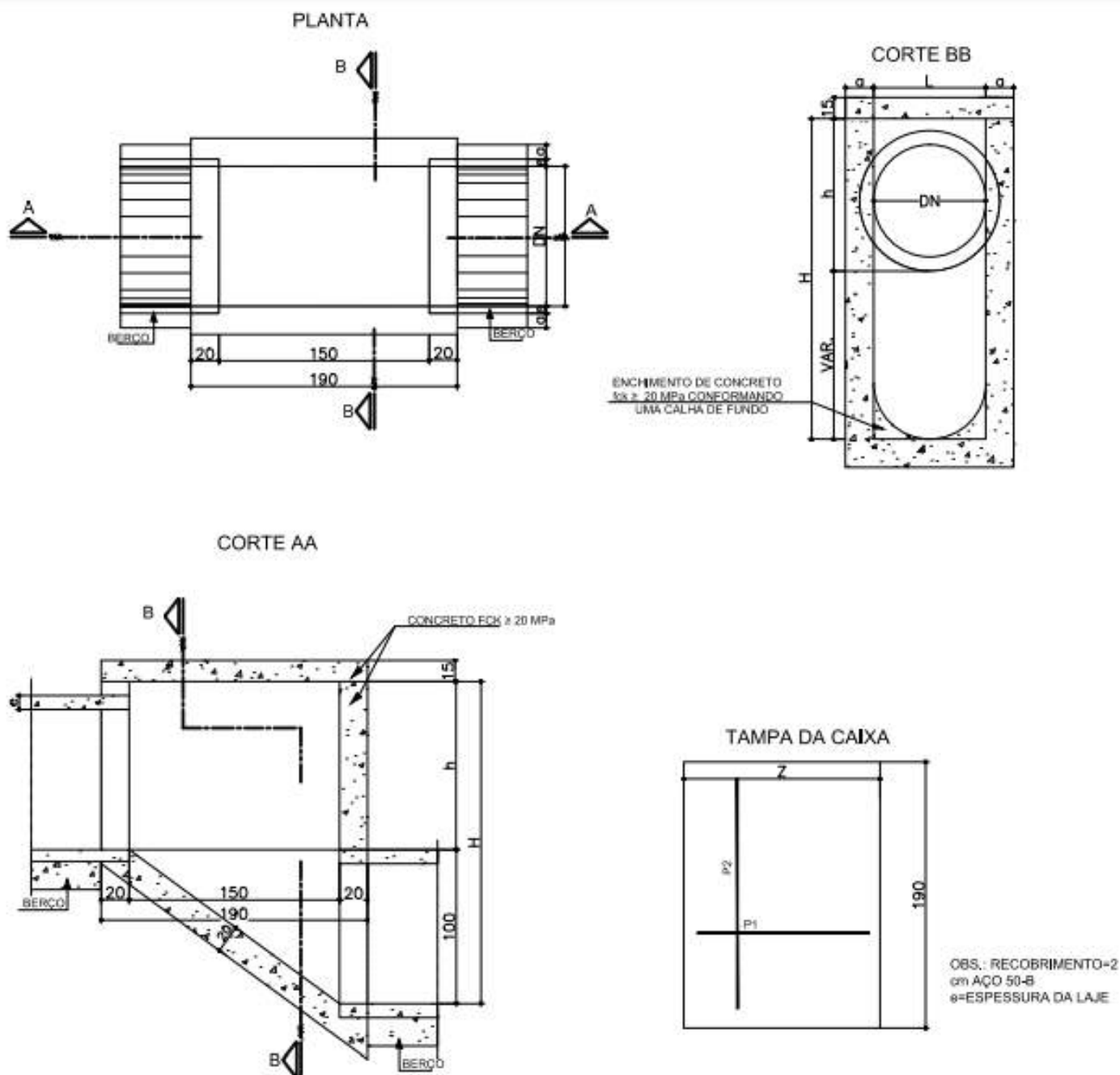
- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- ARMAÇÃO - AÇO CA 50 OU 60.
- TODOS OS EQUIPAMENTOS NECESSÁRIOS A EXECUÇÃO DO SERVIÇO DEVEM ESTAR DISPONÍVEIS NA OBRA, EM BOAS CONDIÇÕES DE TRABALHO, DE ACORDO COM AS ESPECIFICAÇÕES DO FABRICANTE E NORMAS VIGENTES.
- CONTROLE - OS MATERIAIS E MISTURAS DEVERÃO SER SUBMETIDOS AIS ENSAIOS DAS NORMAS DA ABNT.
- PARA EVITAR EROSÕES, EM TALUDES DE ALTURA SUPERIOR A 5 m, RECOMENDA-SE A UTILIZAÇÃO DE GABIÃO PARA A PROTEÇÃO DAS PAREDES LATERAIS E PISO DA ALA.

REFERÊNCIA TÉCNICA:

OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP.

SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP). CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª ED. BELO HORIZONTE. 2008.

ANEXO C.2 – PROJETO PADRÃO – CAIXA DE PASSAGEM TIPO C



CAIXA DE PASSAGEM TIPO C - DIMENSÕES E CONSUMO DE MATERIAIS							
Caixa Tipo C	Dimensões (cm)				Quantidades		
DN (mm)	a	h	H	L	Forma (m²/un)	Aço (kg/un)	Concreto (m³/un)
50	20	70	170	50	13,67	3,6	1,73
60	20	80	180	60	15,36	4,1	1,92
70	20	90	190	70	17,13	4,3	2,12
80	25	100	200	80	19,36	6,0	2,44
90	25	120	220	90	22,46	6,8	2,76
100	25	130	230	100	24,54	8,0	2,97
110	25	140	240	110	26,70	8,6	3,22
120	25	150	250	120	28,92	11,6	3,41
130	25	160	260	130	32,23	13,0	3,63
150	25	180	280	150	36,06	16,2	4,13

Legenda: a - Espessura da parede; h - Altura menor da caixa; H - Altura maior da caixa; L - Largura da caixa.

ARMADURA CAIXA TIPO C											
DN (cm)	Z (cm)	e (cm)	P1				P2				Esp.
			Quant	Diam. (Ø)	Comp. Unit.	Esp.	Quant	Diam. (Ø)	Comp. Unit.	Esp.	
50	90	15	11	6,3	85	20,0	7	4,2	185	15,0	
60	100	15	11	6,3	95	20,0	8	4,2	185	15,0	
70	110	15	20	4,2	105	10,0	12	4,2	185	10,0	
80	130	15	11	6,3	125	20,0	14	4,2	185	10,0	
90	140	15	12	6,3	135	17,5	15	4,2	185	10,0	
100	150	15	14	6,3	145	15,0	16	4,2	185	10,0	
110	160	15	14	6,3	155	15,0	17	4,2	185	10,0	
120	170	15	17	6,3	165	12,5	10	6,3	185	20,0	
130	180	15	17	6,3	175	12,5	12	6,3	185	17,5	
150	200	15	17	6,3	195	12,5	17	6,3	185	12,5	

NOTAS GERAIS:

- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- FORMAS - DE CHAPA DE COMPENSADO RESIGNADO TRAVADAS DE FORMA A PROPORCIONAR PAREDES LISAS E SEM DEFORMAÇÕES - ESPESSURA MÍN DE 12 mm;
- CONTROLE - OS MATERIAIS E MISTURAS DEVERÃO SER SUBMETIDOS AOS ENSAIOS DAS NORMAS DA ABNT.

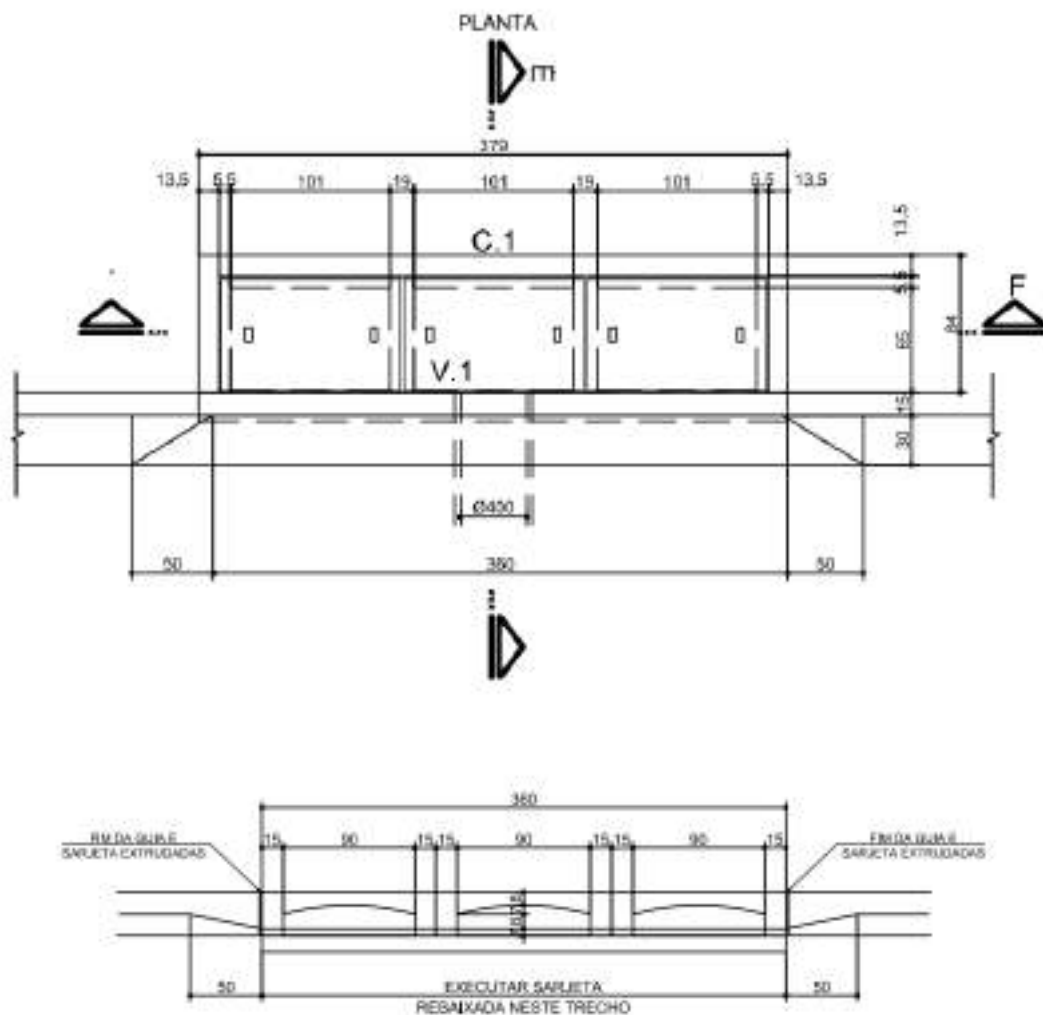
REFERÊNCIA TÉCNICA:

OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP.

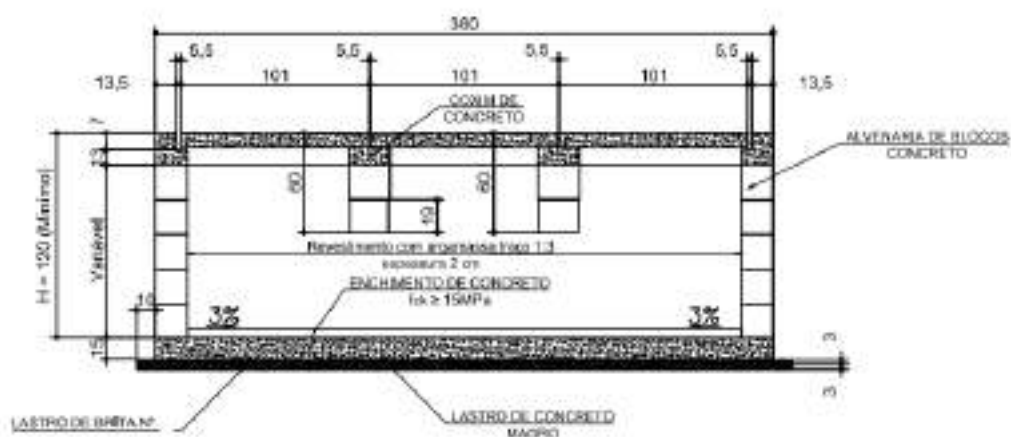
SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP). CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª Ed. BELO HORIZONTE. 2008.

ANEXO C.3 – PROJETO PADRÃO – BOCA DE LOBO TRIPLA E DUPLA

BOCA DE LOBO TRIPLA

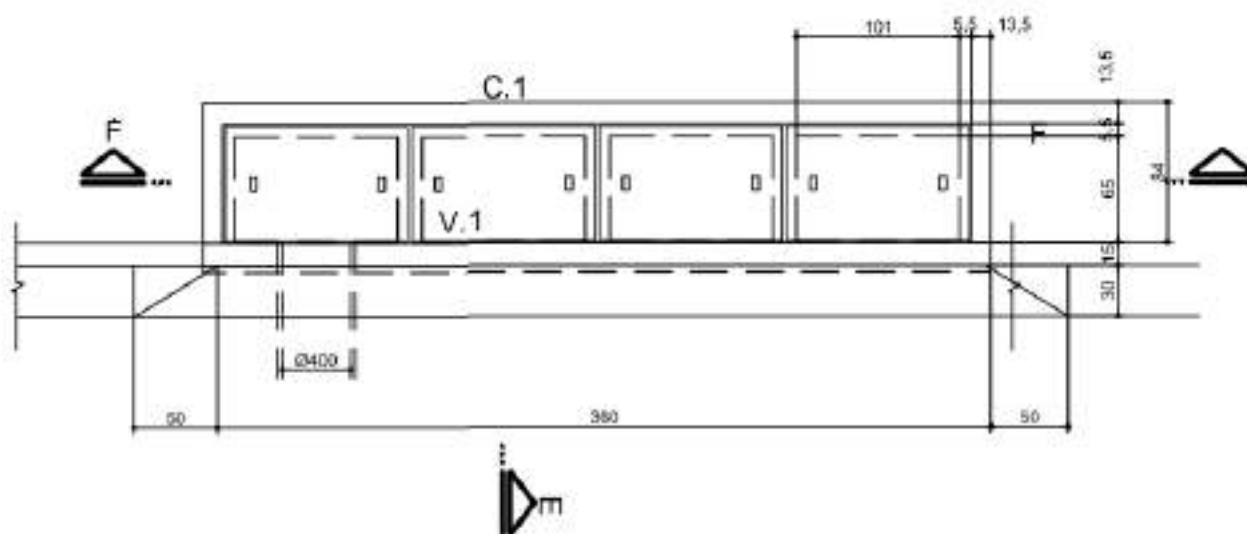


CORTE D-D

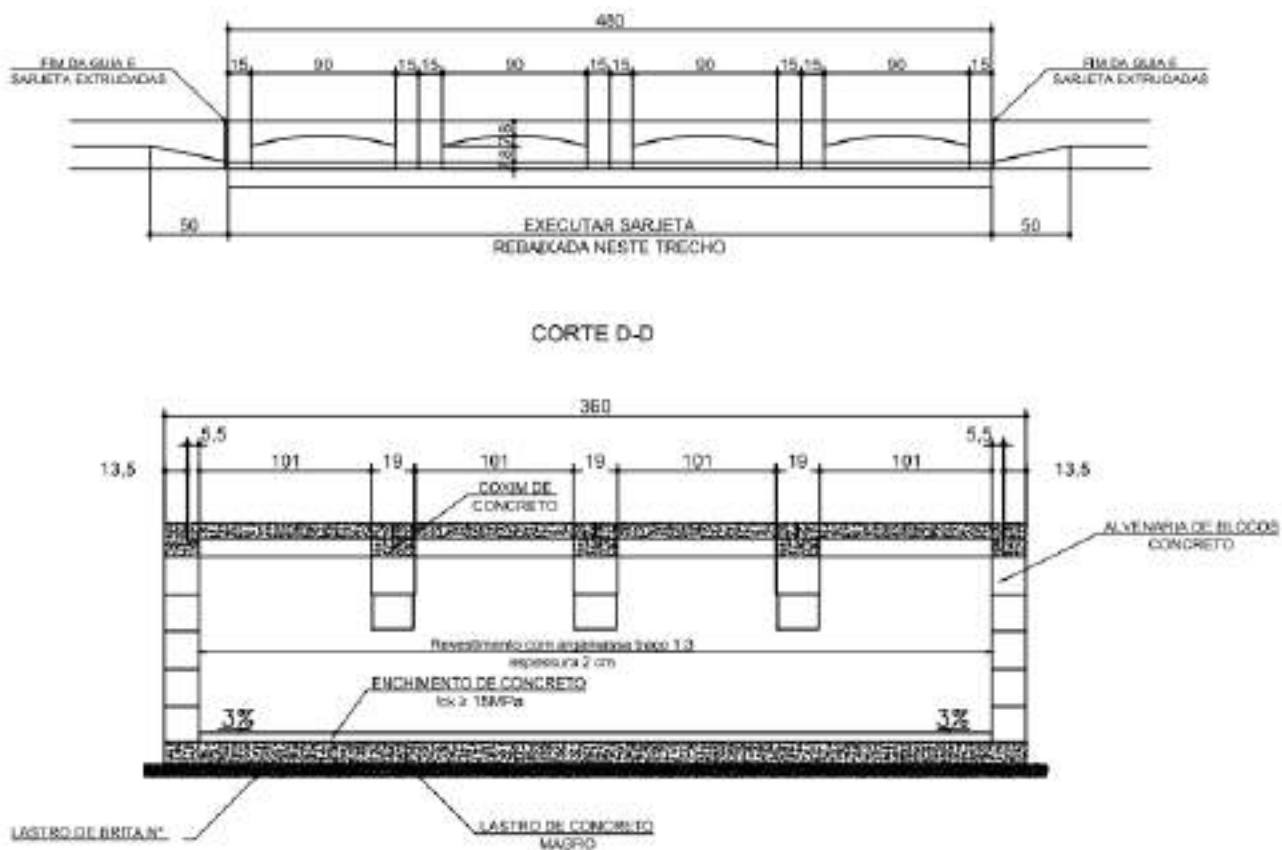


BOCA DE LOBO QUADRUPLA

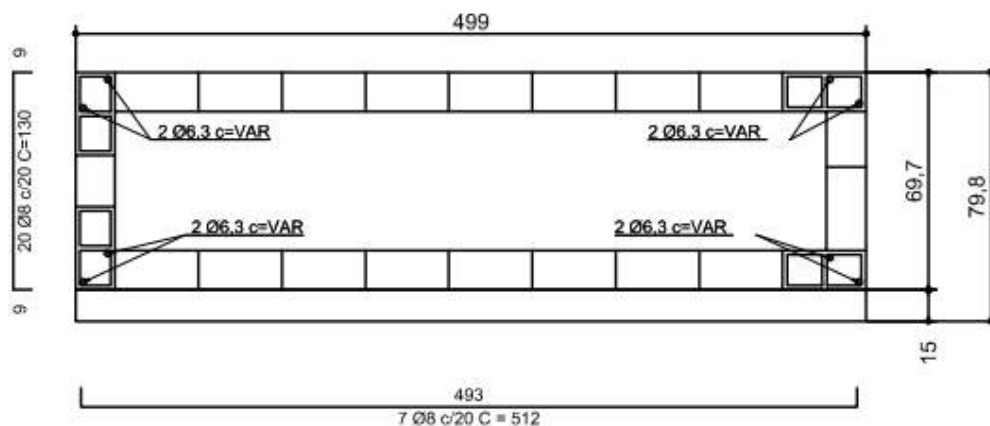
PLANTA



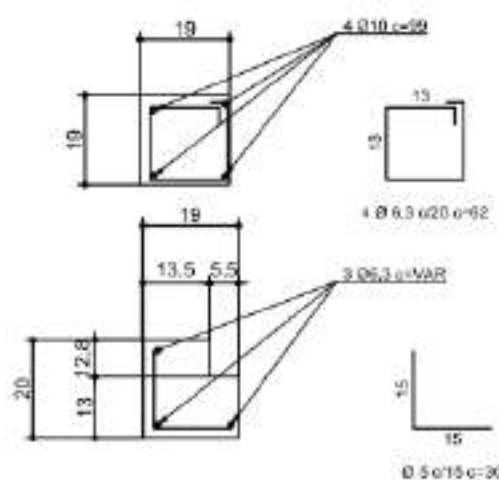
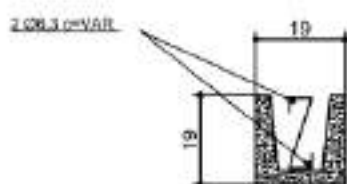
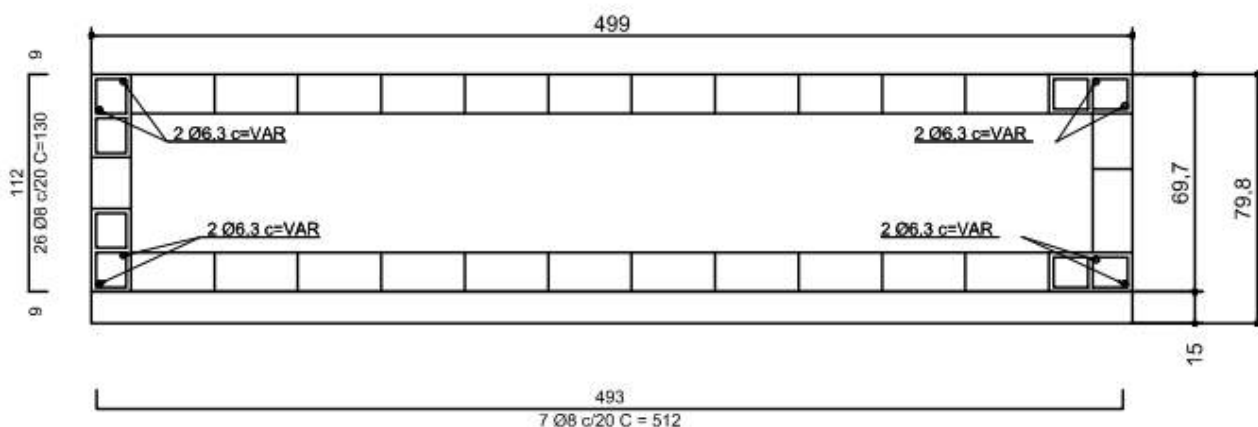
VERSÃO OFICIAL



TRIPLA

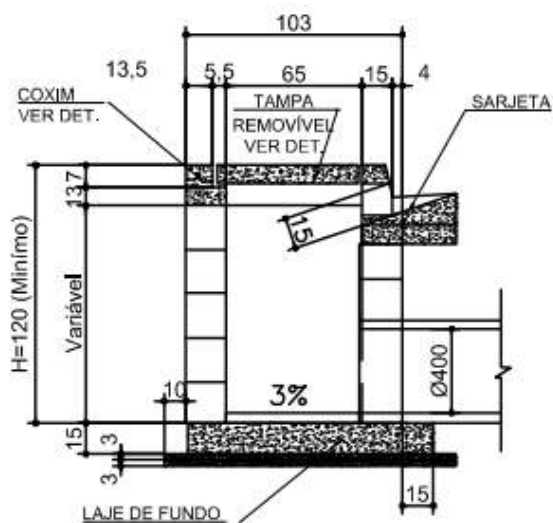


QUADRUPLA



VERSÃO OFICIAL

CORTE A-A

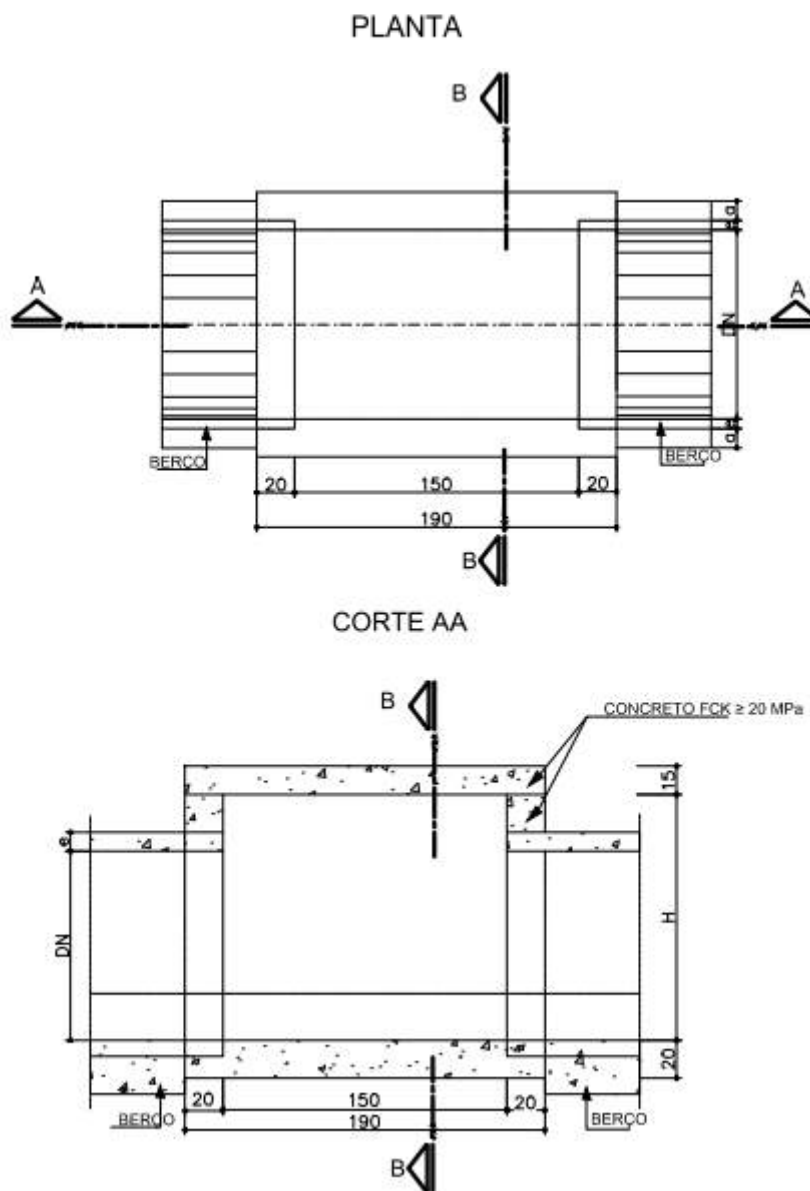


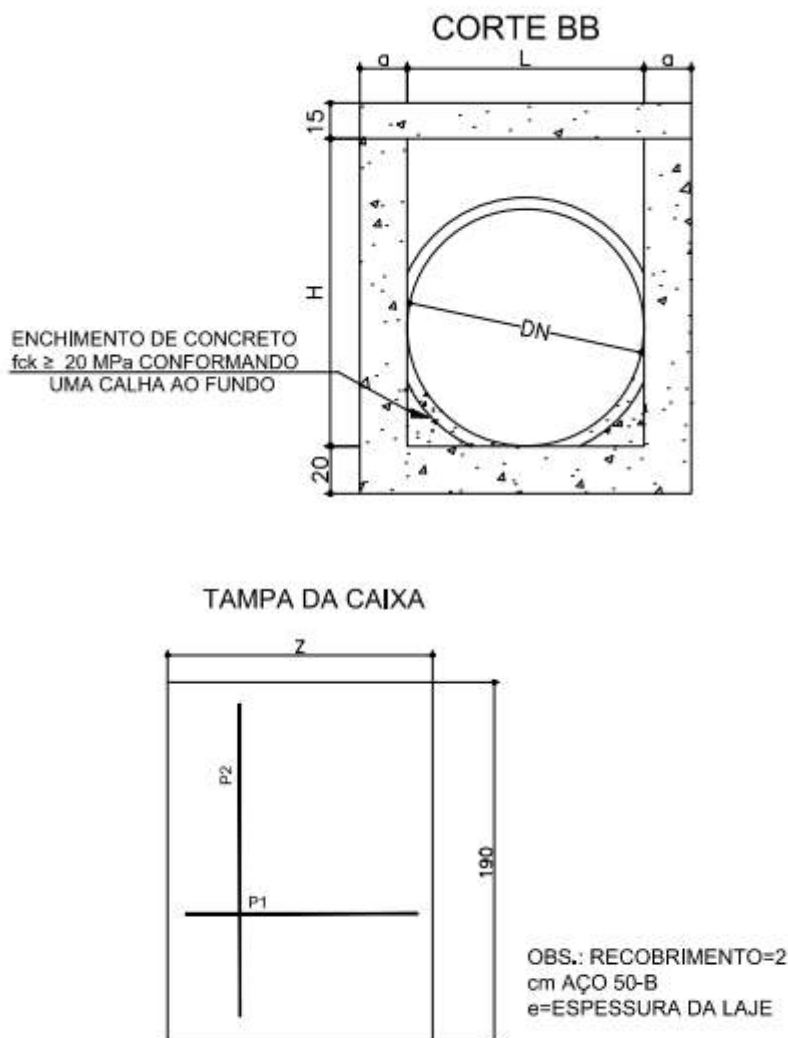
FERRO-RESUMO P/ BL TRIPLA		
Ø	CA-50	
	COMP. (m)	PESO(Kg)
5	21,44	3,43
6,3	88,95	22,24
8	53,37	21,35
10	7,92	4,99
TOTAL		52,01

FERRO-RESUMO P/ BL QUADRUPLA		
Ø	CA-50	
	COMP. (m)	PESO(Kg)
5	27,20	4,35
6,3	114,35	28,59
8	69,64	27,86
10	11,88	7,48
TOTAL		68,28

CONSUMO DE MATERIAS/SERVIÇO PARA BOCA DE LOBO			
DISCRIMINAÇÃO	UND.	TRIPLA	QUADRUPLA
ALVENARIA DE BLOCOS C/ REV. INTERNO	m²	9,52	11,92
CONCRETO fck=15MPA(LAJE DO FUNDO, VIGA, TAMPA, COXINS E ENCHIMENTO DE FUNDO)	m²	1,37	1,83
GUIA CHAPÉU	UNID.	3	4
CONCRETO MAGRO (LASTRO)	m	0,17	0,21
BRITA (LASTRO)	m	0,17	0,21
FORMA Laje de Fundo, Tampa, Coxim e Viga)	m²	8,63	11,41
CONCRETO fck=25mpA(REBAIXO DE SARJETA)	m	0,28	0,36
FERRAGENS	Kg	52,01	68,28
ESCAVAÇÃO	m	13,71	17,15
REATERRO COMPACTADO	m	8,21	9,90
REMOÇÃO DE MATERIAL	m	5,50	7,25

ANEXO C.4 – PROJETO PADRÃO – CAIXA DE PASSAGEM TIPO A





ARMADURA CAIXA TIPO A										
DN (cm)	Z (cm)	e (cm)	P1				P2			
			Quant	Diam. (Ø)	Comp. Unit.	Esp.	Quant	Diam. (Ø)	Comp. Unit.	Esp.
50	80	15	11	6,3	75	20,0	7	4,2	185	15,0
60	90	15	11	6,3	85	20,0	7	4,2	185	15,0
70	100	15	20	4,2	95	10,0	11	4,2	185	10,0
80	120	15	11	6,3	115	20,0	13	4,2	185	10,0
90	130	15	12	6,3	125	17,5	14	4,2	185	10,0
100	140	15	14	6,3	135	15,0	15	4,2	185	10,0
110	160	15	14	6,3	155	15,0	17	4,2	185	10,0
120	170	15	17	6,3	165	12,5	10	6,3	185	20,0
130	180	15	17	6,3	175	12,5	12	6,3	185	17,5
150	200	15	17	6,3	195	12,5	17	6,3	185	12,5

CAIXA DE PASSAGEM TIPO A - DIMENSÕES E CONSUMO DE MATERIAIS						
Caixa Tipo A	Dimensões (cm)			Quantidades		
DN (mm)	a	H	L	Forma (m²/un)	Aço (kg/un)	Concreto (m³/un)
50	15	70	50	9,10	3,4	0,99
60	15	80	60	10,55	3,6	1,14
70	15	90	70	12,09	3,9	1,29
80	20	100	80	13,98	5,6	1,69
90	20	120	90	16,81	6,3	1,97
100	20	130	100	18,65	7,5	2,15
110	25	140	110	20,91	8,6	2,66
120	25	150	120	22,93	11,6	2,87
130	25	160	130	25,02	13,0	3,07
150	25	180	150	29,46	16,2	3,53

Legenda: a - Espessura da parede; H - Altura maior da caixa; L - Largura da caixa.

NOTAS GERAIS:

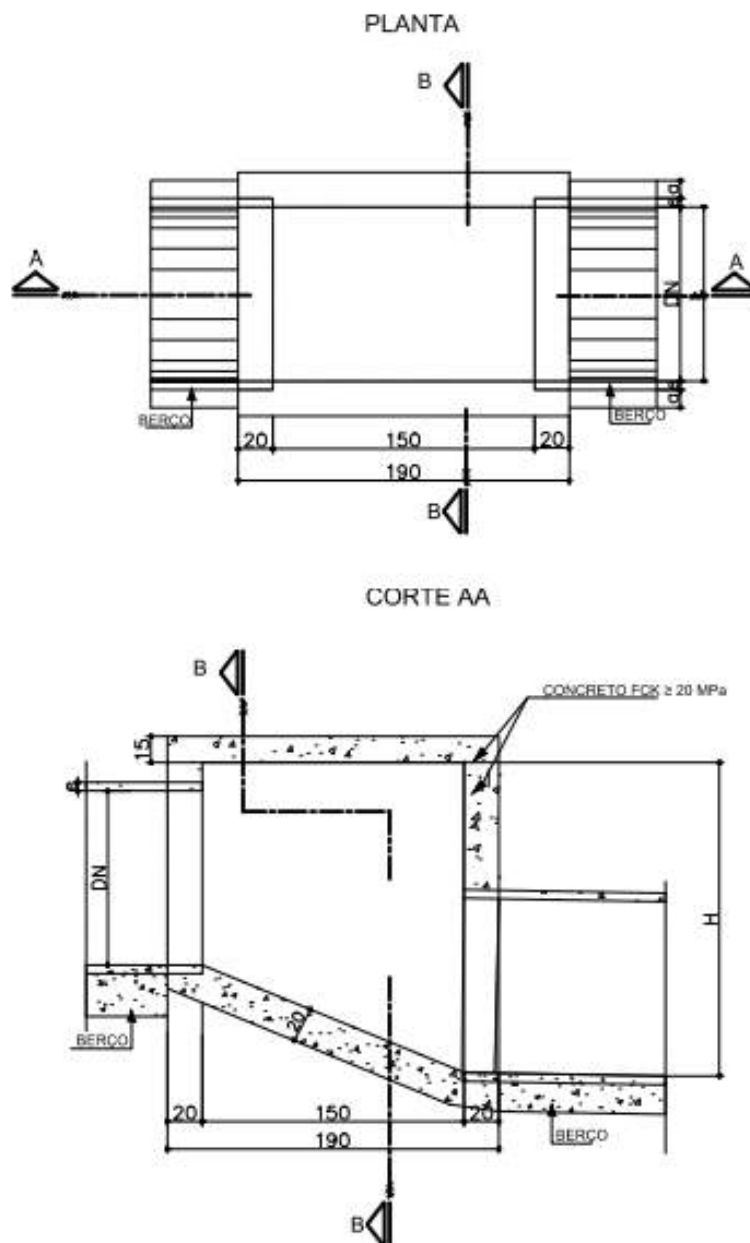
- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- FORMAS - DE CHAPA DE COMPENSADO RESIGNADO TRAVADAS DE FORMA A PROPORCIONAR PAREDES LISAS E SEM DEFORMAÇÕES - ESPESSURA MÍN DE 12 mm;
- CONTROLE - OS MATERIAIS E MISTURAS DEVERÃO SER SUBMETIDOS AOS ENSAIOS DAS NORMAS DA ABNT.

REFERÊNCIA TÉCNICA:

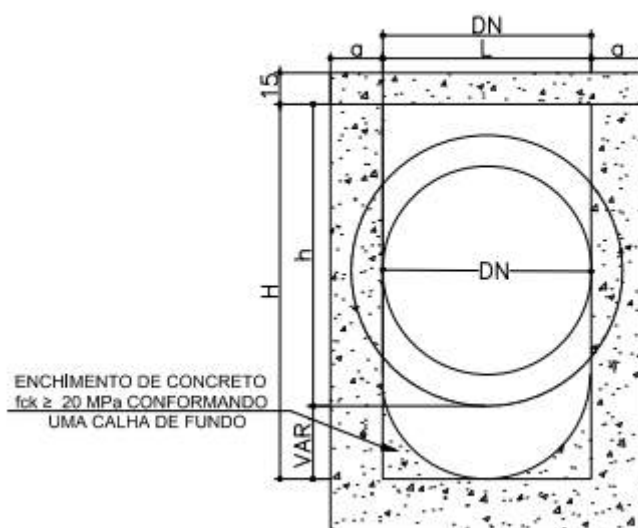
OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP.

SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP). CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª Ed. BELO HORIZONTE. 2008.

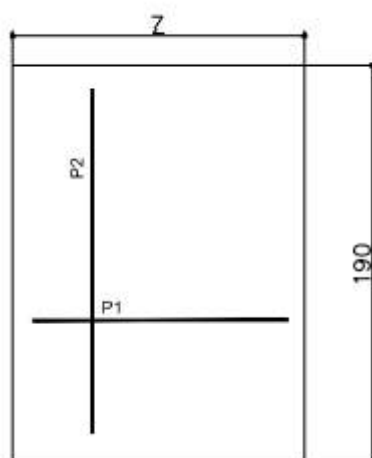
ANEXO C.5 – PROJETO PADRÃO – CAIXA DE PASSAGEM TIPO B



CORTE BB



TAMPA DA CAIXA



OBS.: RECOBRIMENTO=2
cm AÇO 50-B
e=ESPESSURA DA LAJE

ARMADURA CAIXA TIPO B										
DN (cm)	Z (cm)	e (cm)	P1				P2			
			Quant	Diam. (Ø)	Comp. Unit.	Esp.	Quant	Diam. (Ø)	Comp. Unit.	Esp.
50	80	15	11	6,3	75	20,0	7	4,2	185	15,0
60	100	15	11	6,3	95	20,0	8	4,2	185	15,0
70	110	15	20	4,2	105	10,0	12	4,2	185	10,0
80	120	15	11	6,3	115	20,0	13	4,2	185	10,0
90	140	15	12	6,3	135	17,5	15	4,2	185	10,0
100	150	15	14	6,3	145	15,0	16	4,2	185	10,0
110	160	15	14	6,3	155	15,0	17	4,2	185	10,0
120	170	15	17	6,3	165	12,5	10	6,3	185	20,0
130	180	15	17	6,3	175	12,5	12	6,3	185	17,5
150	200	15	17	6,3	195	12,5	17	6,3	185	12,5

CAIXA DE PASSAGEM TIPO B - DIMENSÕES E CONSUMO DE MATERIAIS							
Caixa Tipo B	Dimensões (cm)				Quantidades		
DN (mm)	a	h	H	L	Forma (m²/un)	Aço (kg/un)	Concreto (m³/un)
50	15	70	120	50	11,86	3,4	1,34
60	20	80	130	60	13,73	4,1	1,63
70	20	90	140	70	15,42	4,3	1,80
80	20	100	150	80	17,19	5,6	1,98
90	25	120	170	90	20,55	6,8	2,40
100	25	130	180	100	22,52	8,0	2,60
110	25	140	190	110	24,59	8,6	2,79
120	25	150	200	120	26,73	11,6	2,99
130	25	160	210	130	28,95	13,0	3,20
150	25	180	230	150	33,60	16,2	3,66

Legenda: a - Espessura da parede; h - Altura menor da caixa; H - Altura maior da caixa; L - Largura da caixa.

NOTAS GERAIS:

- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- FORMAS - DE CHAPA DE COMPENSADO RESIGNADO TRAVADAS DE FORMA A PROPORCIONAR PAREDES LISAS E SEM DEFORMAÇÕES - ESPESSURA MÍN DE 12 mm;
- CONTROLE - OS MATERIAIS E MISTURAS DEVERÃO SER SUBMETIDOS AOS ENSAIOS DAS NORMAS DA ABNT.

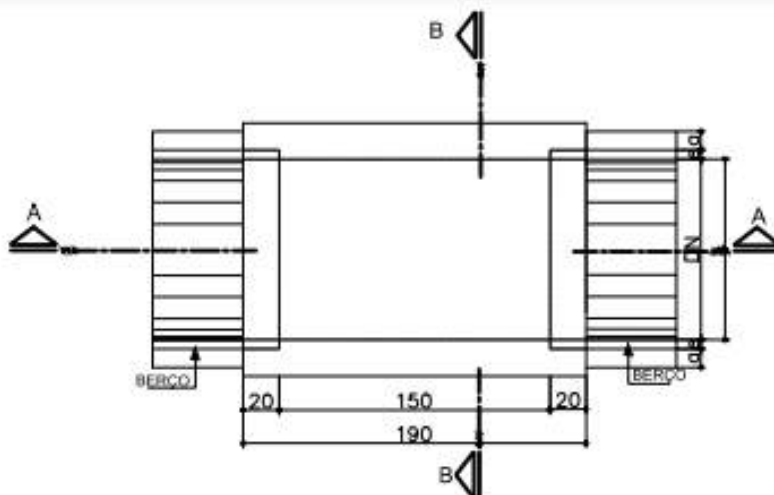
REFERÊNCIA TÉCNICA:

OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP.

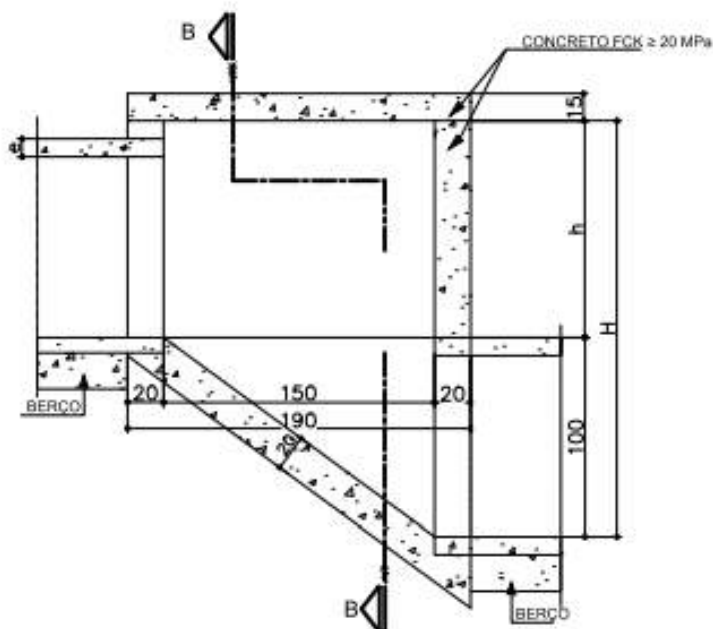
SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP). CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª Ed. BELO HORIZONTE. 2008.

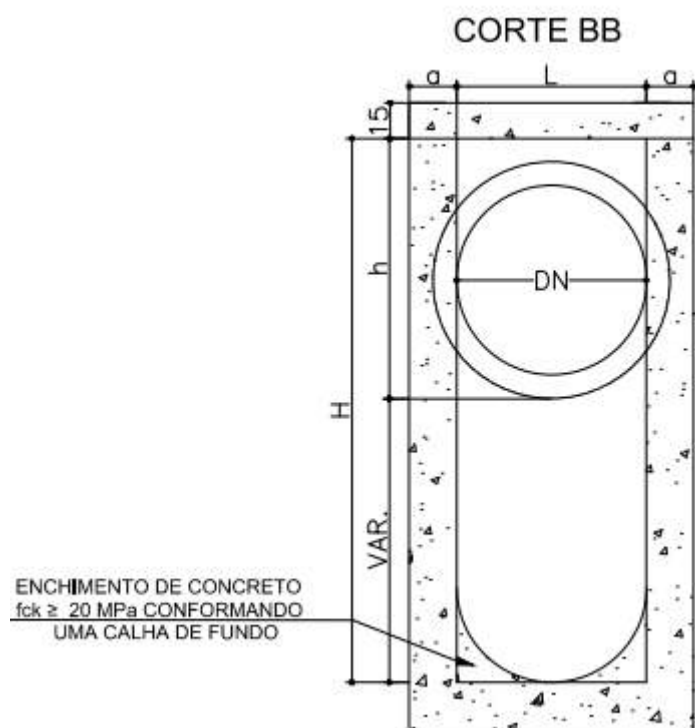
ANEXO C.6 – PROJETO PADRÃO – CAIXA DE PASSAGEM TIPO C

PLANTA



CORTE AA





ARMADURA CAIXA TIPO C										
DN (cm)	Z (cm)	e (cm)	P1				P2			
			Quant	Diam. (Ø)	Comp. Unit.	Esp.	Quant	Diam. (Ø)	Comp. Unit.	Esp.
50	90	15	11	6,3	85	20,0	7	4,2	185	15,0
60	100	15	11	6,3	95	20,0	8	4,2	185	15,0
70	110	15	20	4,2	105	10,0	12	4,2	185	10,0
80	130	15	11	6,3	125	20,0	14	4,2	185	10,0
90	140	15	12	6,3	135	17,5	15	4,2	185	10,0
100	150	15	14	6,3	145	15,0	16	4,2	185	10,0
110	160	15	14	6,3	155	15,0	17	4,2	185	10,0
120	170	15	17	6,3	165	12,5	10	6,3	185	20,0
130	180	15	17	6,3	175	12,5	12	6,3	185	17,5
150	200	15	17	6,3	195	12,5	17	6,3	185	12,5

CAIXA DE PASSAGEM TIPO C - DIMENSÕES E CONSUMO DE MATERIAIS							
Caixa Tipo C	Dimensões (cm)				Quantidades		
DN (mm)	a	h	H	L	Forma (m²/un)	Aço (kg/un)	Concreto (m³/un)
50	20	70	170	50	13,67	3,6	1,73
60	20	80	180	60	15,36	4,1	1,92
70	20	90	190	70	17,13	4,3	2,12
80	25	100	200	80	19,36	6,0	2,44
90	25	120	220	90	22,46	6,8	2,76
100	25	130	230	100	24,54	8,0	2,97
110	25	140	240	110	26,70	8,6	3,22
120	25	150	250	120	28,92	11,6	3,41
130	25	160	260	130	32,23	13,0	3,63
150	25	180	280	150	36,06	16,2	4,13

Legenda: a - Espessura da parede; h - Altura menor da caixa; H - Altura maior da caixa; L - Largura da caixa.

NOTAS GERAIS:

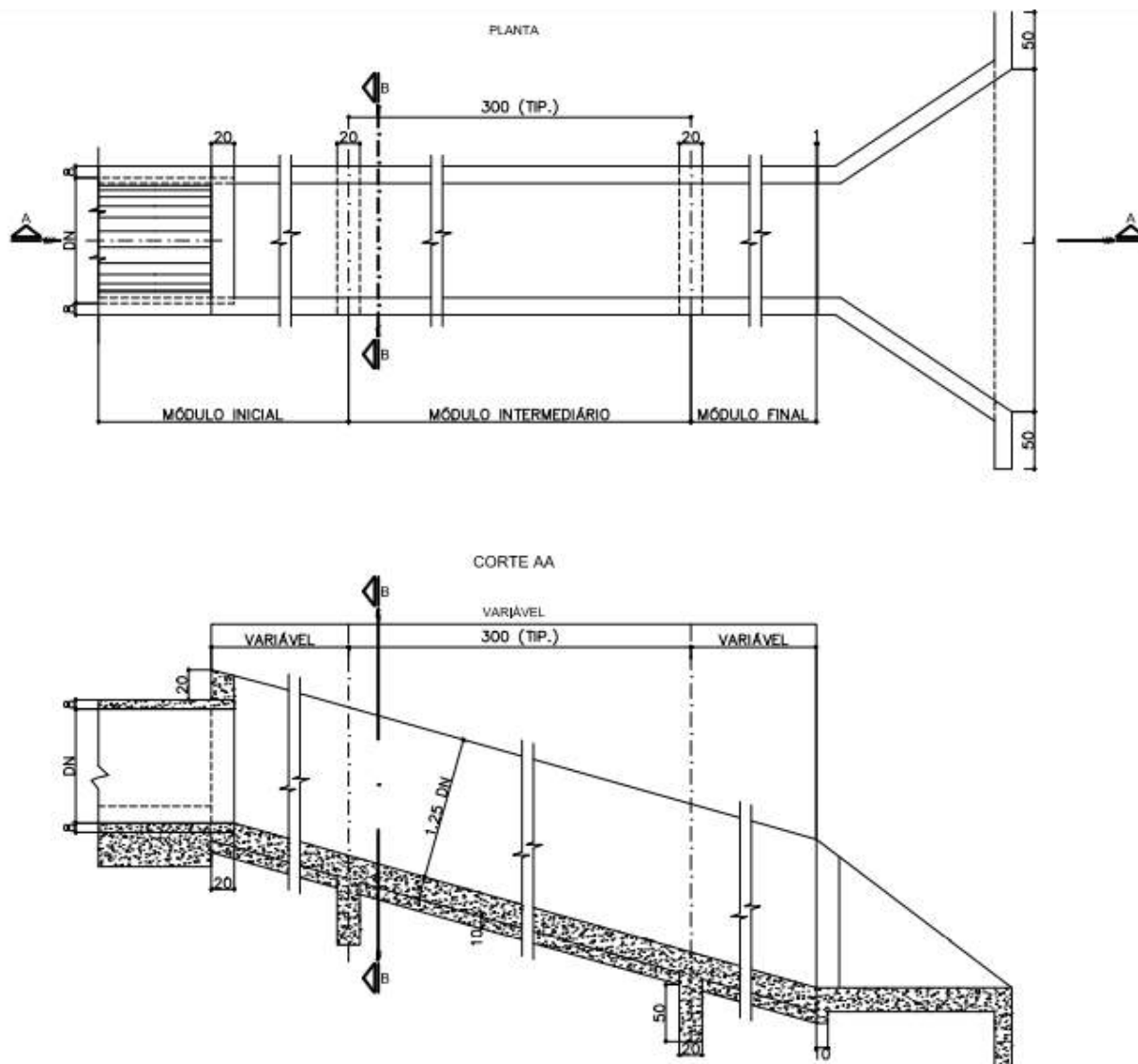
- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- FORMAS - DE CHAPA DE COMPENSADO RESIGNADO TRAVADAS DE FORMA A PROPORCIONAR PAREDES LISAS E SEM DEFORMAÇÕES - ESPESSURA MÍN DE 12 mm;
- CONTROLE - OS MATERIAIS E MISTURAS DEVERÃO SER SUBMETIDOS AOS ENSAIOS DAS NORMAS DA ABNT.

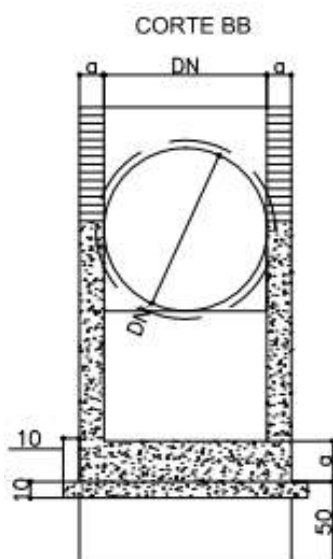
REFERÊNCIA TÉCNICA:

OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP.

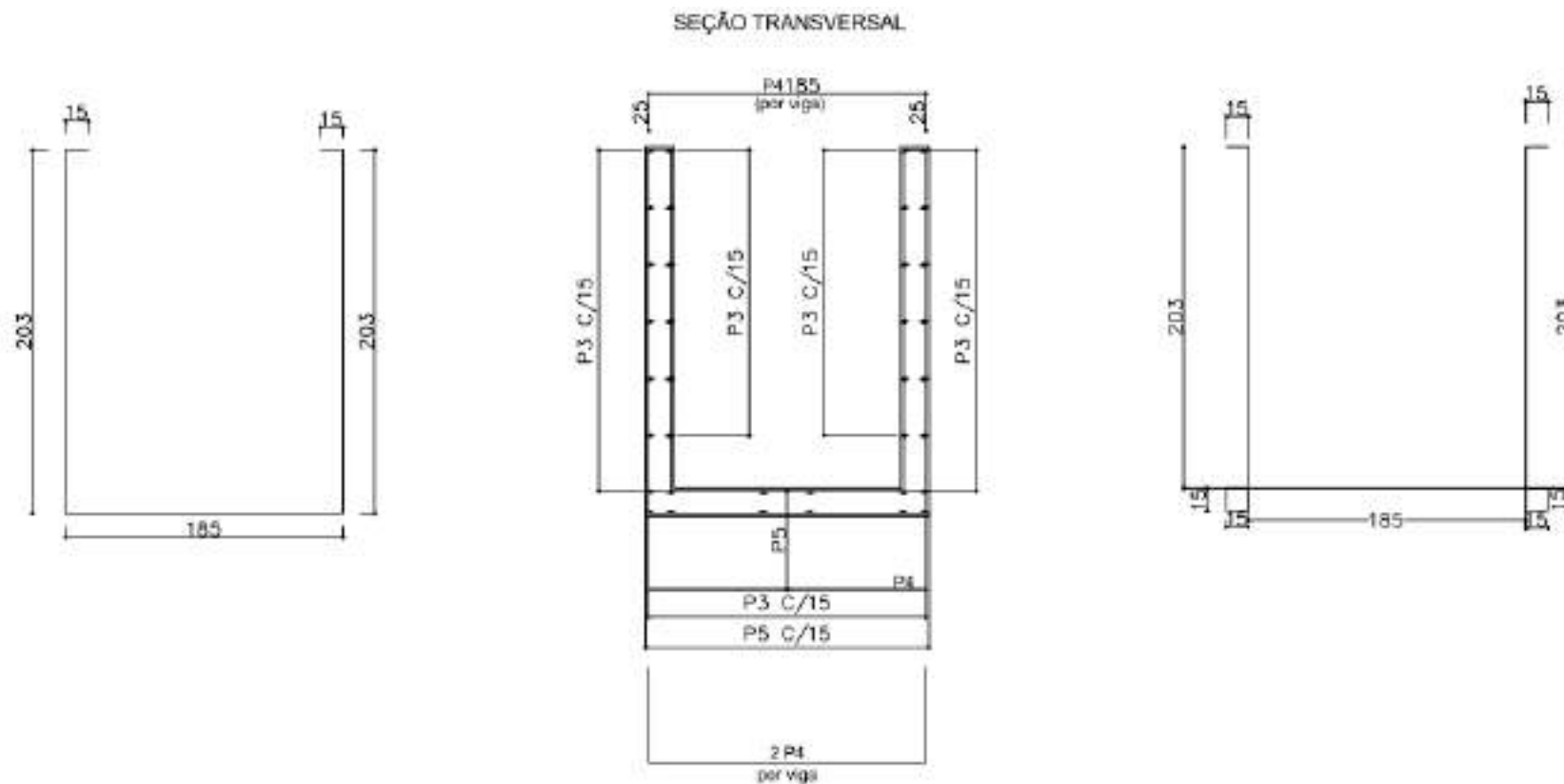
SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP). CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª Ed. BELO HORIZONTE, 2008.

ANEXO C.7 – PROJETO PADRÃO – DESCIDA D'ÁGUA TIPO CALHA

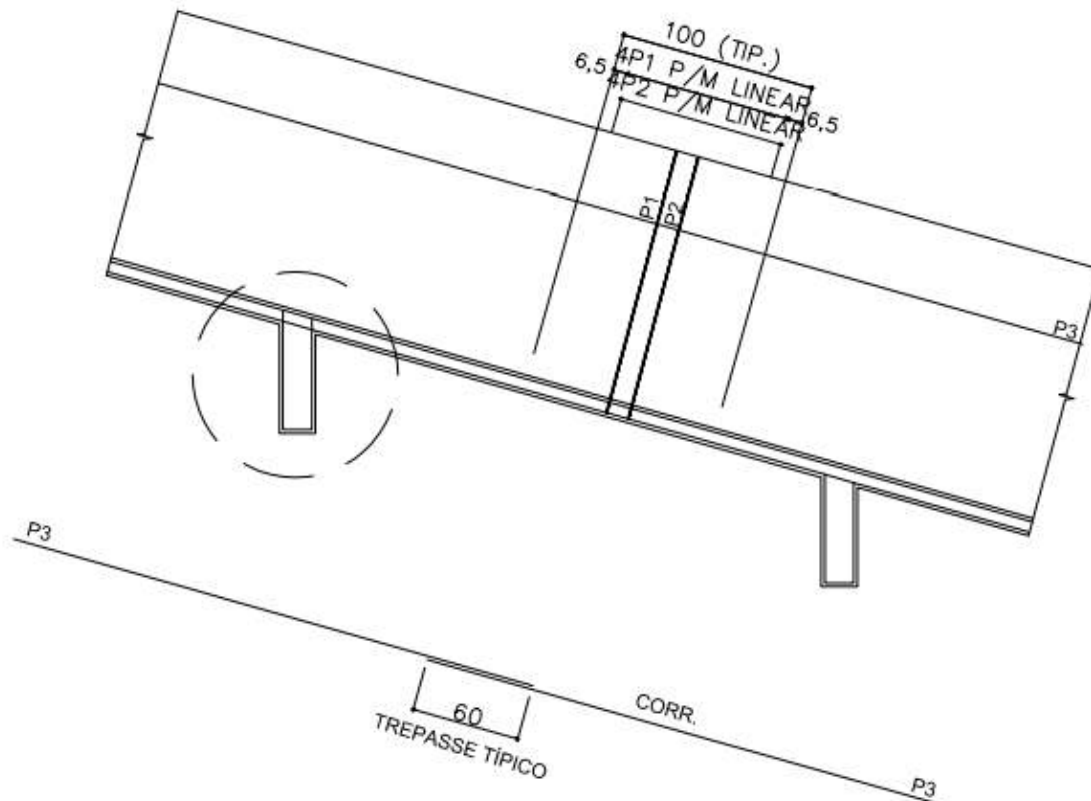




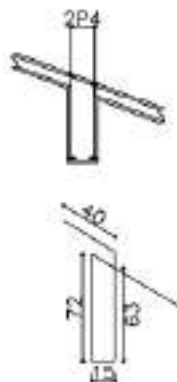
VERSÃO PRELIMINAR



SEÇÃO LONGITUDINAL



DETALHE "1"



ARMAÇÃO POR METRO DE DESCIDA D'ÁGUA TIPO CALHA					
DN (mm)	Posição	Diâmetro (mm)	Quantidade	Comprimento unit. (cm)	Espaçamento (cm)
1500	P1	6,3	4 *	621	25
	P2	6,3	4 *	681	25
	P3	4,2	80	Corr.	15
	P4	6,3	4	235	-
	P5	4,2	13	230	15

* Quantidade por metro.

DESCIDA D'ÁGUA TIPO CALHA - CONSUMO DE MATERIAIS POR METRO DE DESCIDA D'ÁGUA					
DN (mm)	Escavação (m³/m)	Concreto reg. (m³/m)	Forma (m²/m)	Aço (kg/m)	Concreto est. (m³/m)
500	0,72	-	2,80	-	0,32
600	0,92	-	3,30	-	0,38
700	1,14	-	3,80	-	0,43
800	1,40	-	4,30	-	0,49
900	1,67	-	4,80	-	0,54
1000	1,98	-	5,30	-	0,59
1100	2,54	-	5,90	-	0,88
1200	2,91	-	6,40	-	0,95
1300	3,31	-	6,90	-	1,02
1500	4,17	0,18	7,90	26,4	1,17

NOTAS GERAIS:

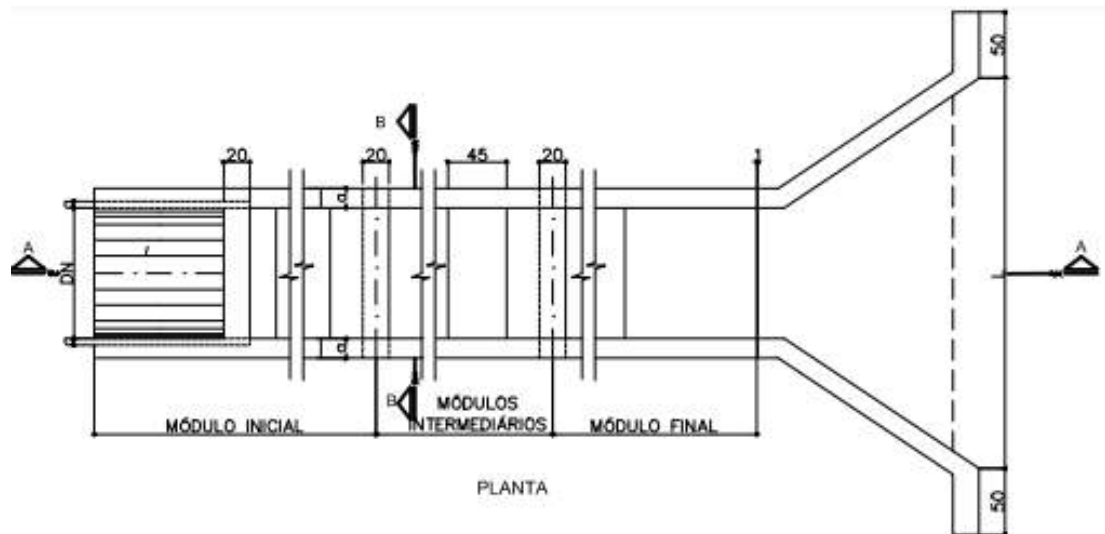
- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- CONCRETO ESTRUTURAL: AS PAREDES LATERAIS E LAJE DE FUNDO SERÃO EM CONCRETO ESTRUTURAL COM $f_{ck} \geq 20$ MPa E AS ESPESSURAS, COMO INDICADAS NOS DESENHOS;
- REGULARIZAÇÃO: PARA OS PADRÕES ARMADOS, O FUNDO DA VALA SERÁ REGULARIZADO NA ESPESSURA DE 10 cm COM CONCRETO MAGRO, TRAÇO VOLUMÉTRICO 1:3:6;
- PARA $DN \leq 1300$ SERÁ UTILIZADO CONCRETO SIMPLES;
- MÓDULO CONSIDERADO DE 3,00 m.

REFERÊNCIA TÉCNICA:

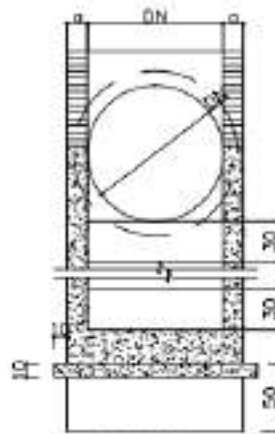
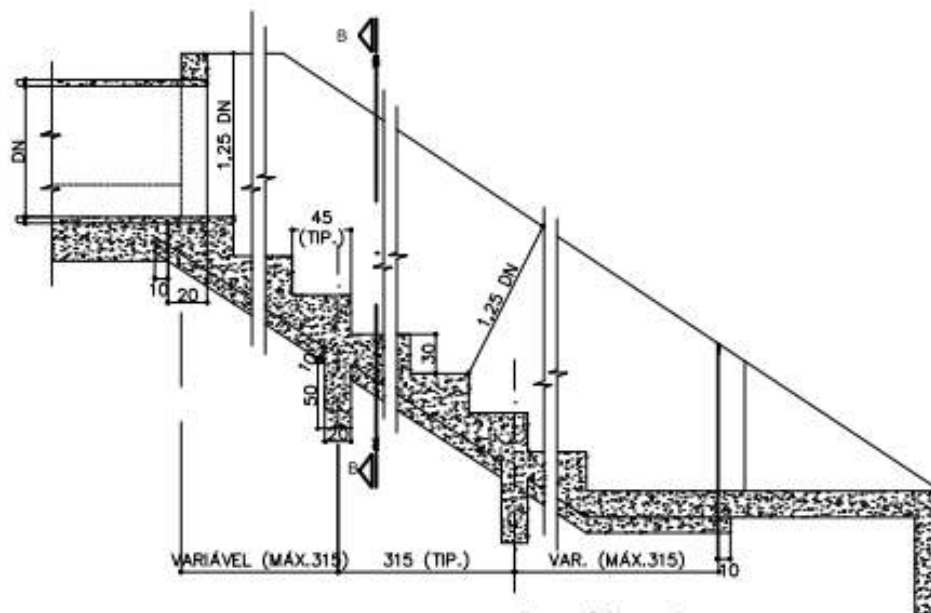
OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP.

SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP). CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª ED. BELO HORIZONTE. 2008.

ANEXO C.8 – PROJETO PADRÃO – DESCIDA D'ÁGUA TIPO DEGRAU



CORTE AA



**DESCIDA D'ÁGUA TIPO DEGRAU - CONSUMO DE MATERIAIS
POR METRO DE DESCIDA D'ÁGUA**

DN (m)	a (cm)	Escavação (m³/m)	Concreto reg. (m³/m)	Forma (m²/m)	Aço (kg/m)	Concreto est. (m³/m)
0,50	15	0,92	-	3,83	1,3	0,52
0,60	15	1,14	-	4,39	1,3	0,58
0,70	15	1,40	-	4,94	1,3	0,63
0,8	15	1,67	-	5,50	1,3	0,69
0,9	15	1,98	-	6,05	1,3	0,74
1,0	15	2,30	-	6,61	1,3	0,80
1,1	20	2,92	-	7,27	1,3	1,11
1,2	20	3,31	-	7,82	1,3	1,18
1,3	20	3,73	-	8,38	1,3	1,25
1,5	20	4,65	0,18	9,49	27,4	1,40

ARMAÇÃO POR METRO DE DESCIDA D'ÁGUA TIPO DEGRAU

DN (mm)	Posição	Diâmetro (mm)	Quantidade	Comprimento unit. (cm)	Espaçamento (cm)
≤ 1300	P6	10,0	2	Corr.	-
1500	P1	6,3	4 *	671	25
	P2	6,3	4 *	731	25
	P3	4,2	80	Corr.	15
	P4	6,3	4	235	-
	P5	4,2	13	232	15

* Quantidade por metro.

Obs.: Para DN ≤ 1300 será utilizado concreto simples.

NOTAS GERAIS:

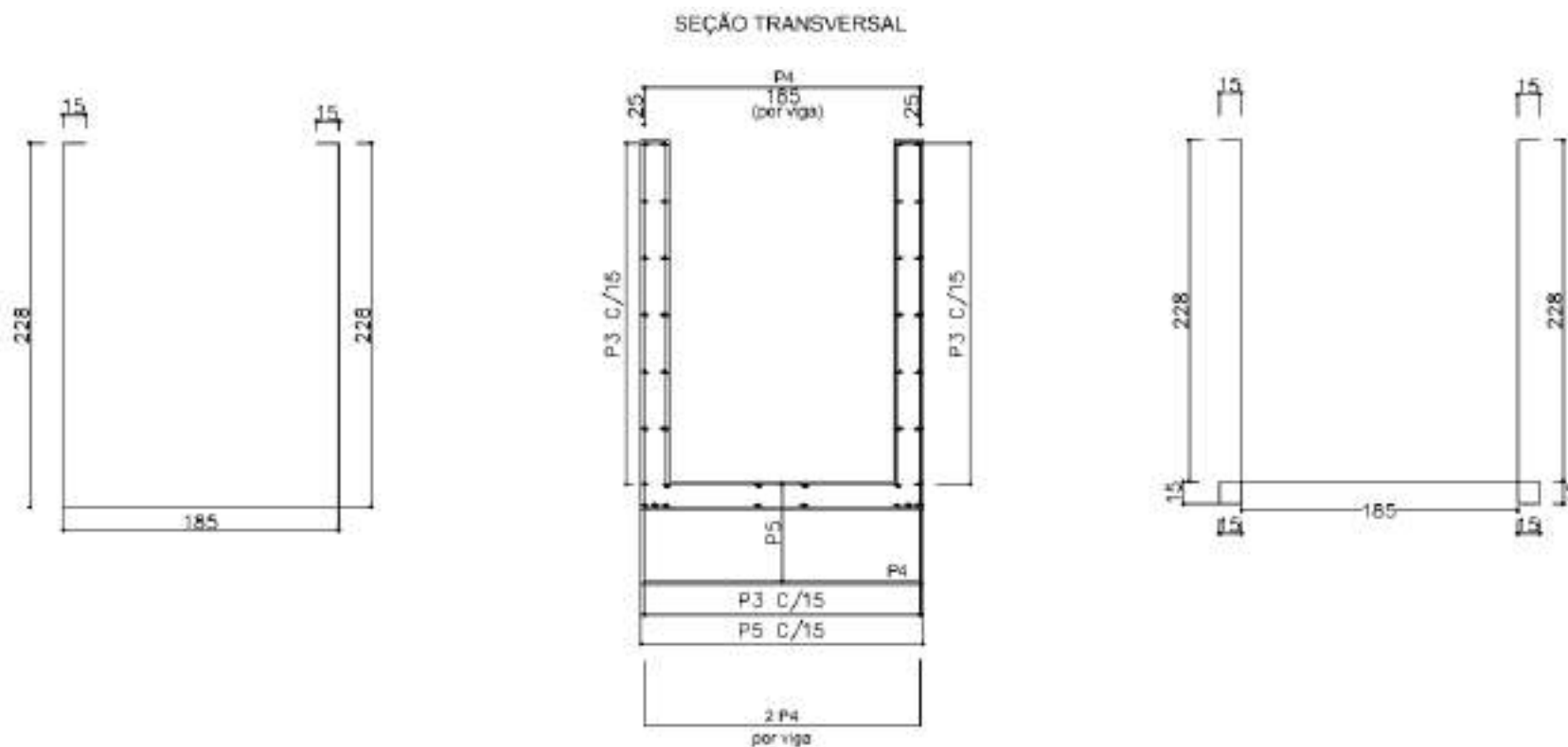
- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- CONCRETO ESTRUTURAL: AS PAREDES LATERAIS E LAJE DE FUNDO SERÃO EM CONCRETO ESTRUTURAL COM $f_{ck} \geq 20$ MPa E AS ESPESSURAS, COMO INDICADAS NOS DESENHOS.
- REGULARIZAÇÃO: PARA OS PADRÕES ARMADOS, O FUNDO DA VALA SERÁ REGULARIZADO NA ESPESSURA DE 10 cm COM CONCRETO MAGRO, TRAÇO VOLUMÉTRICO 1:3:6.

REFERÊNCIA TÉCNICA:

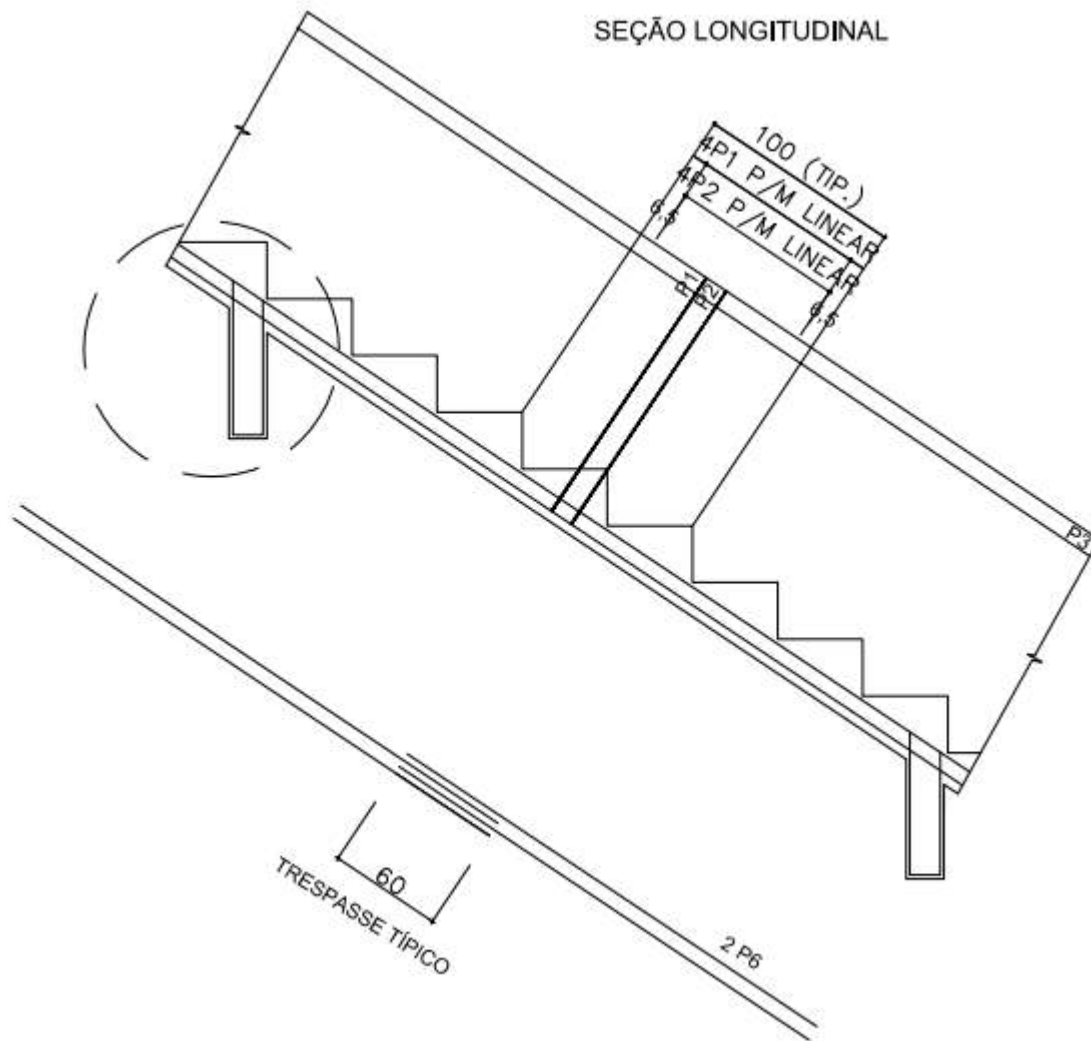
OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP.

SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP).
CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª ED. BELO HORIZONTE. 2008.

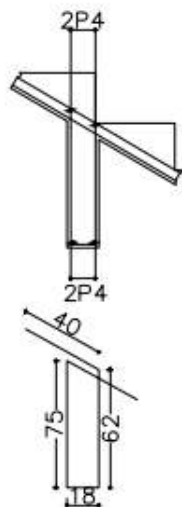
VERSÃO PRELIMINAR



VERSÃO PRELIMINAR



DETALHE "1"



NOTAS GERAIS:

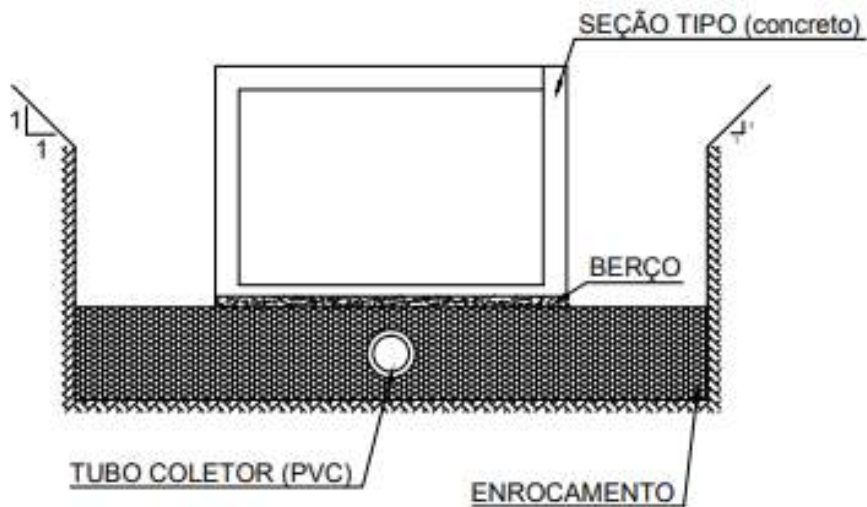
- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- CONCRETO ESTRUTURAL: AS PAREDES LATERAIS E LAJE DE FUNDO SERÃO EM CONCRETO ESTRUTURAL COM $f_{ck} \geq 20$ MPa E AS ESPESSURAS, COMO INDICADAS NOS DESENHOS.
- REGULARIZAÇÃO: PARA OS PADRÕES ARMADOS, O FUNDO DA VALA SERÁ REGULARIZADO NA ESPESSURA DE 10 cm COM CONCRETO MAGRO, TRAÇO VOLUMÉTRICO 1:3:6.

REFERÊNCIA TÉCNICA:

OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP.

SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP), CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP, CAP 19 - DRENAGEM, 3ª ED, BELO HORIZONTE, 2008.

ANEXO C.9 – PROJETO PADRÃO – DRENO DE GALERIA COM TUBO COLETOR



NOTAS GERAIS:

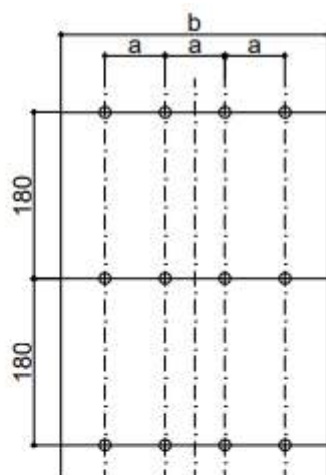
- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- EXECUÇÃO:
 - ESCAVAÇÃO MANUAL OU MECÂNICA DA VALA E REGULARIZAÇÃO;
 - ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA, TRAÇO 1:4;
 - TUBO EM ALINHAMENTO 0,3 cm, COMPRIMENTO DE 30 cm
- MATERIAS:
 - TUBOS DE CONCRETO;
 - TUBOD DE PVC E PEAD.

REFERÊNCIA TÉCNICA:

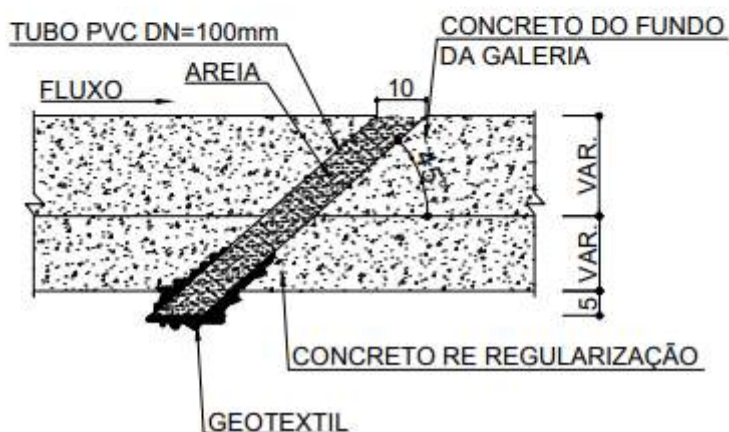
OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP.

SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP). CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª ED. BELO HORIZONTE. 2008.

ANEXO C.10 – PROJETO PADRÃO – DRENO DE ALÍVIO



DETALHE DO DRENO



REFERÊNCIA TÉCNICA:

OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP.

SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP). CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª ED. BELO HORIZONTE, 2008.

ESPAÇAMENTOS ENTRE OS DRENOS

B (cm)	a (cm)
$B \leq 150$	30
$150 < B \leq 200$	40
$200 < B \leq 300$	50
$300 < B \leq 550$	70
$B > 550$	100

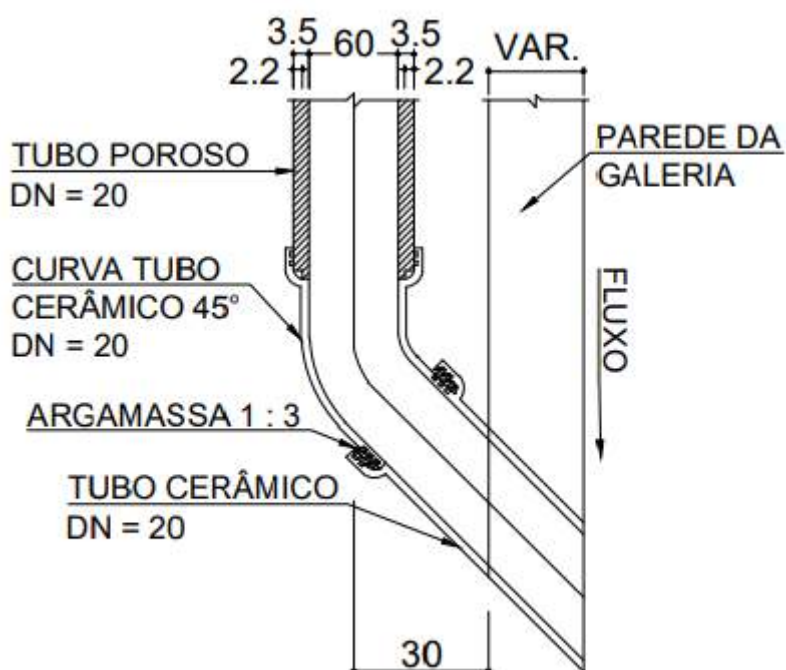
QUANTIDADES DE MATERIAL POR METRO DE DRENO

Discriminação	Unidade	Quantidade
Tubo PVC Ø 100 mm	un/un	var.
Manta geotêxtil	m²/un	var.
Areia	m³/un	0,25
Fio de Nylon	m/un	0,60

NOTAS GERAIS:

- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- EXECUÇÃO:
 - ASSENTAR OS TUBOS PVC EM POSIÇÃO DE 45° ;
- MATERIAS:
 - TUBOS DE PVC RIGIDO Ø DE 100 mm;

ANEXO C.11 – PROJETO PADRÃO – DRENO DE LIGAÇÃO À LATERAL DA GALERIA



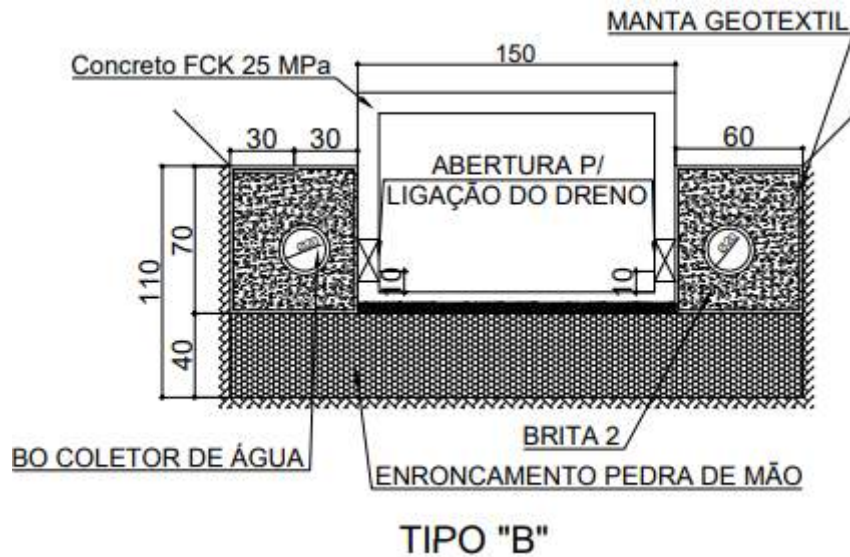
NOTAS GERAIS:

- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- EXECUÇÃO:
 - LIGAÇÃO A CADA 30,0 m, PARA LANÇAR A ÁGUA;
- MATERIAS:
 - TUBOS E CONEXÕES CERÂMICAS Ø 20 cm;

REFERÊNCIA TÉCNICA:

OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP. SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP). CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª ED. BELO HORIZONTE, 2008.

ANEXO C.12 – PROJETO PADRÃO – DRENO DE GALERIA TIPO B



QUANTIDADES DE MATERIAIS POR METRO DE DRENO		
Discriminação	Unidade	Quantidades
Tubo perfurado	m/m	2,00
Brita 3	m³/m	0,73
Manta geotêxtil	m²/m	5,80

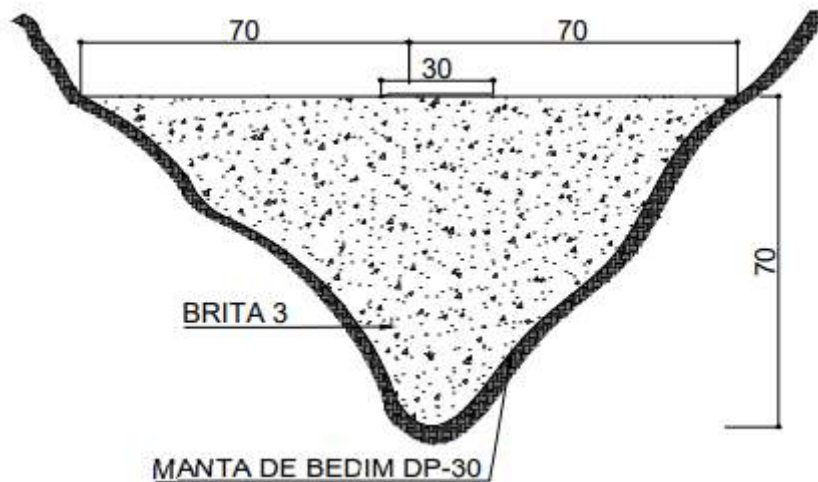
NOTAS GERAIS:

- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- EXECUÇÃO:
 - A SOBREPOSIÇÃO DA MANTA DEVE TER PELO MENOS 20 cm;
- MATERIAS:
 - BRITA 3 GRANULOMETRIA $25 < D < 5,0$ cm;
 - TUBO DE CONCRETO PERFURADO $\varnothing = 200$ mm.

REFERÊNCIA TÉCNICA:

OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP. SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP). CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª ED. BELO HORIZONTE. 2008.

ANEXO C.13 – PROJETO PADRÃO – DRENO DE TALVEGUE



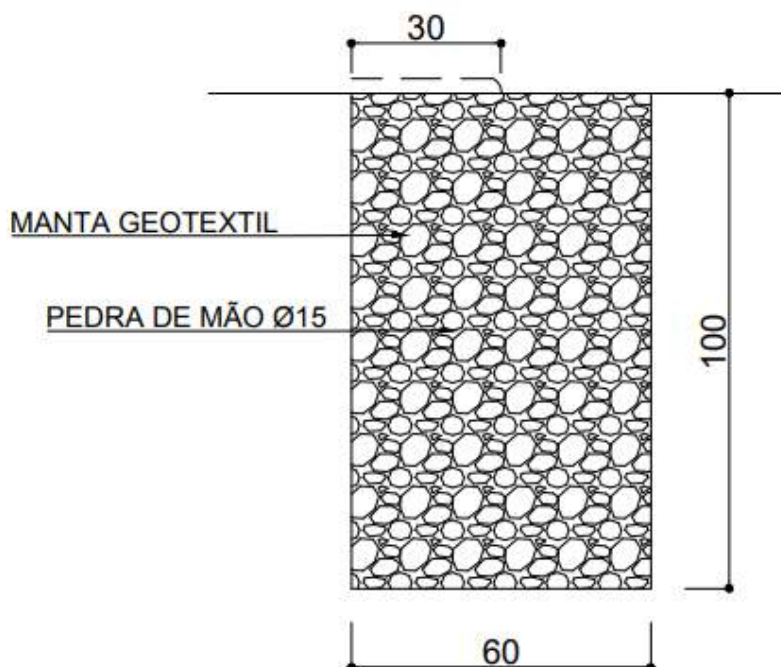
NOTAS GERAIS:

- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- EXECUÇÃO:
 - SERÃO LANCADOS PELO VALOR DE MATERIAL DRENANTE m²;
- MATERIAS:
 - BRITA 3 GRANULOMETRIA 25<D<5,0 cm;

REFERÊNCIA TÉCNICA:

OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP. SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP). CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª ED. BELO HORIZONTE. 2008.

ANEXO C.14 – PROJETO PADRÃO – DRENO DE SERVIÇO



CONSUMO DE MATERIAIS POR METRO DE DRENO DE SERVIÇO		
Discriminação	Unidade	Quantidades
Escavação	m ³ /m	0,60
Pedra de mão	m ³ /m	0,60
Manta geotêxtil	m ² /m	3,50

NOTAS GERAIS:

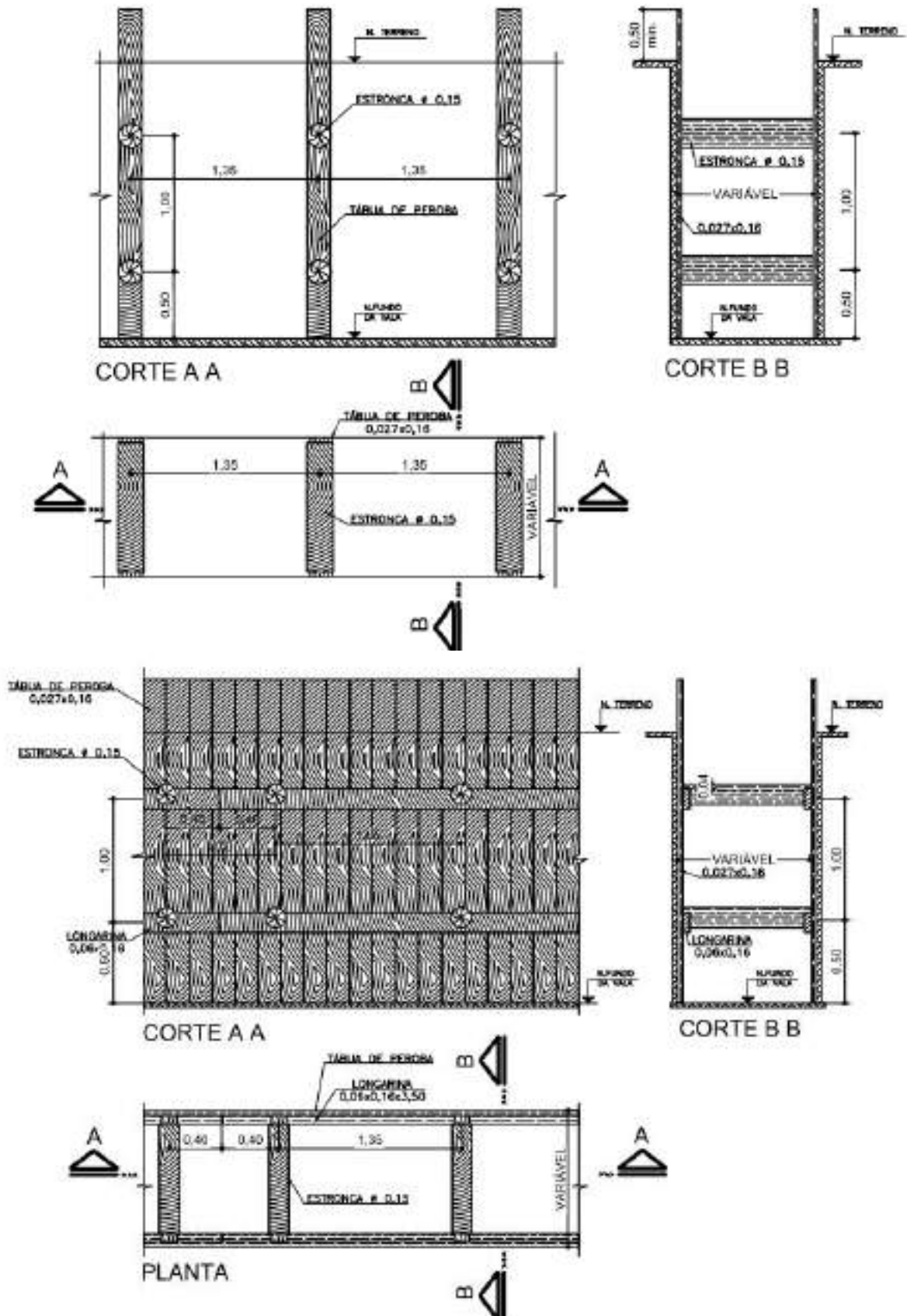
- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- EXECUÇÃO:
 - ABERTURA DAS VALAS;
 - A DECLIVIDADE MÍNIMA DO FUNDO DAS VALAS DEVE SER DE 1%;
 - DEPOSIÇÃO DO MATERIAL ESCAVADO.
- MATERIAS:
 - RESISTÊNCIA A RUPTURA: 9KN/m;
 - RESISTÊNCIA AO RASGO TRAPEZOIDAL: 270 N
 - RESISTÊNCIA AO PUNCIONAMENTO: 1,7 KN

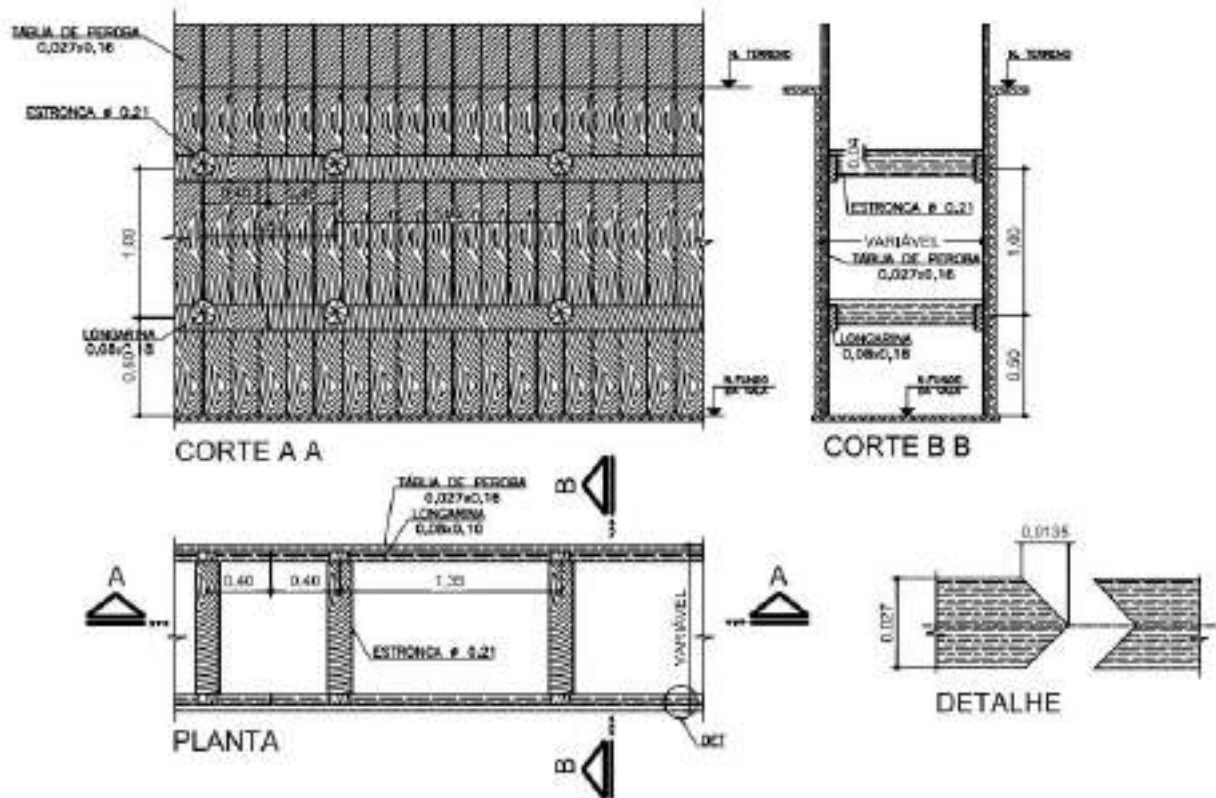
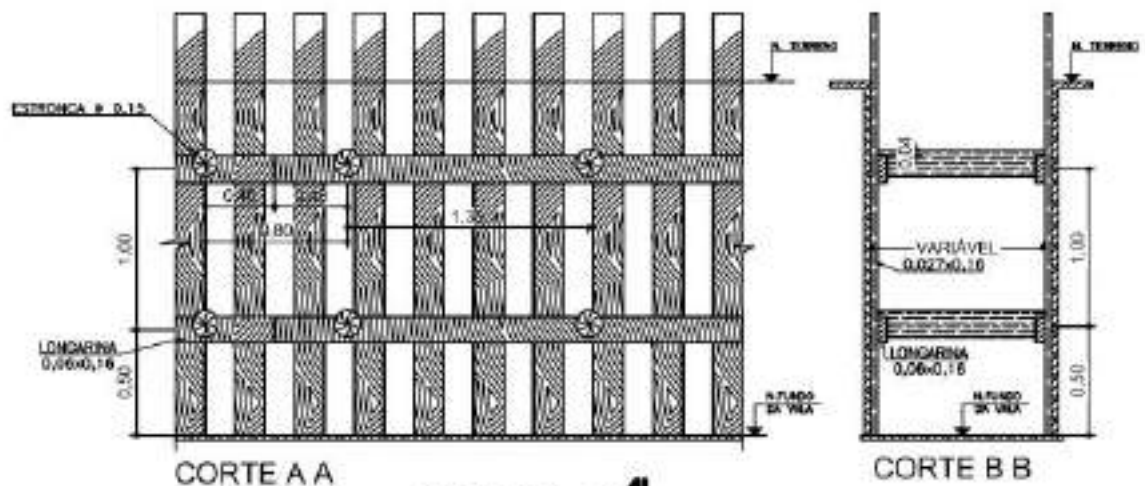
REFERÊNCIA TÉCNICA:

OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP.

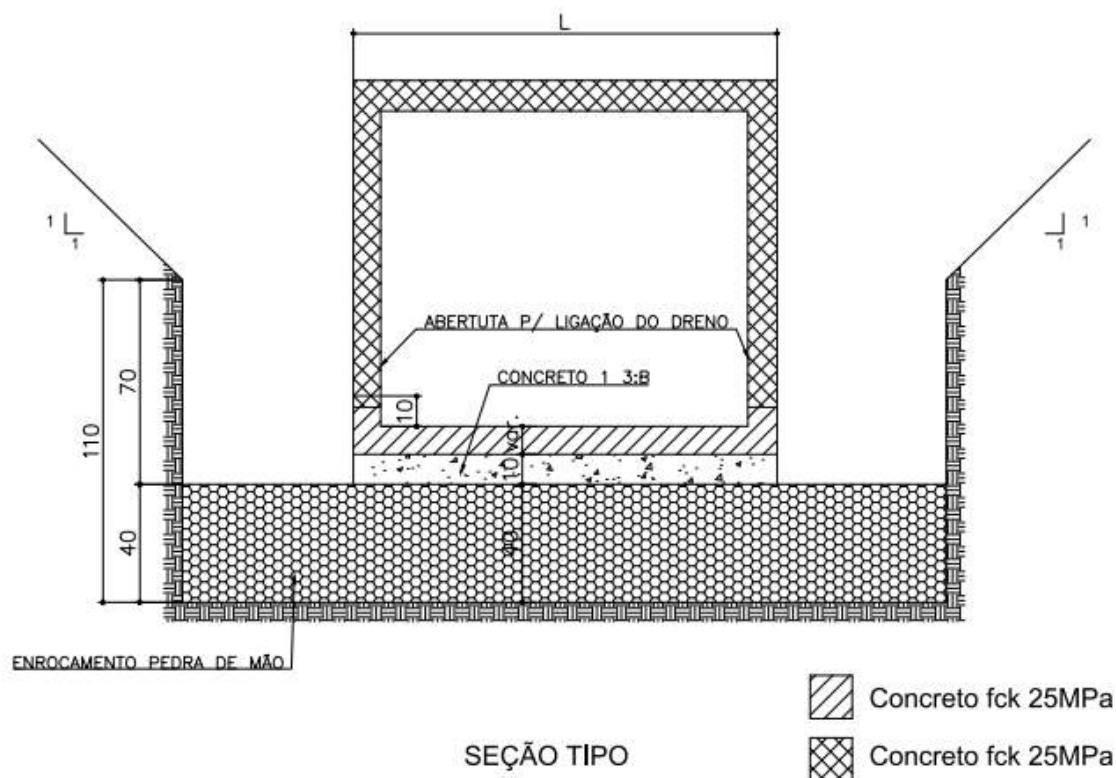
SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP). CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª ED. BELO HORIZONTE. 2008.

ANEXO C.14 – PROJETO PADRÃO – ESCORAMENTO DE VALAS





ANEXO C.15 – PROJETO PADRÃO – GALERIA CELULAR – DETALHES



REFERÊNCIA TÉCNICA:

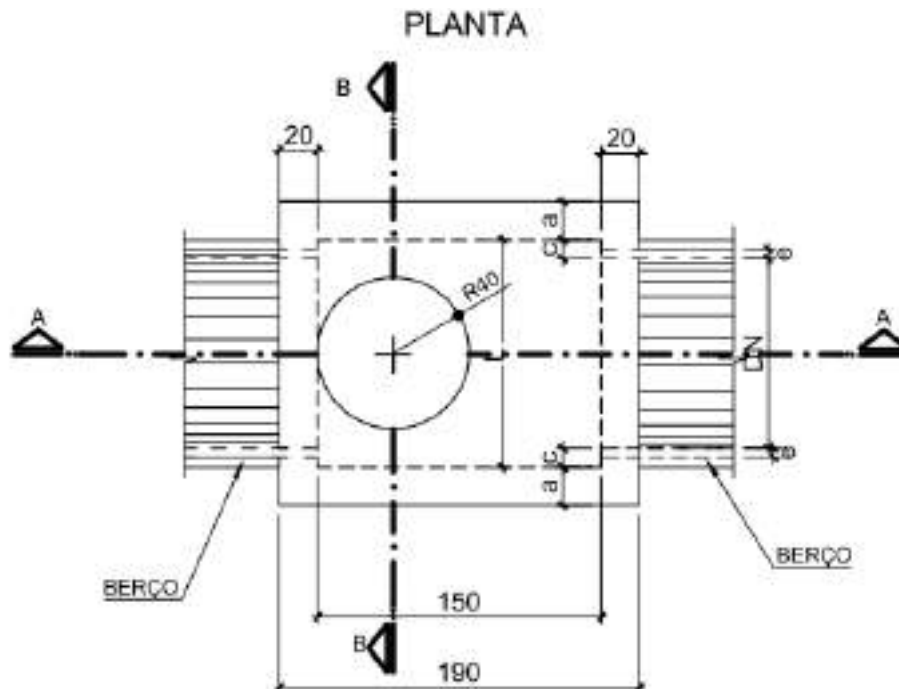
OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP.

SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP).
CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª ED.
BELO HORIZONTE. 2008.

NOTAS GERAIS:

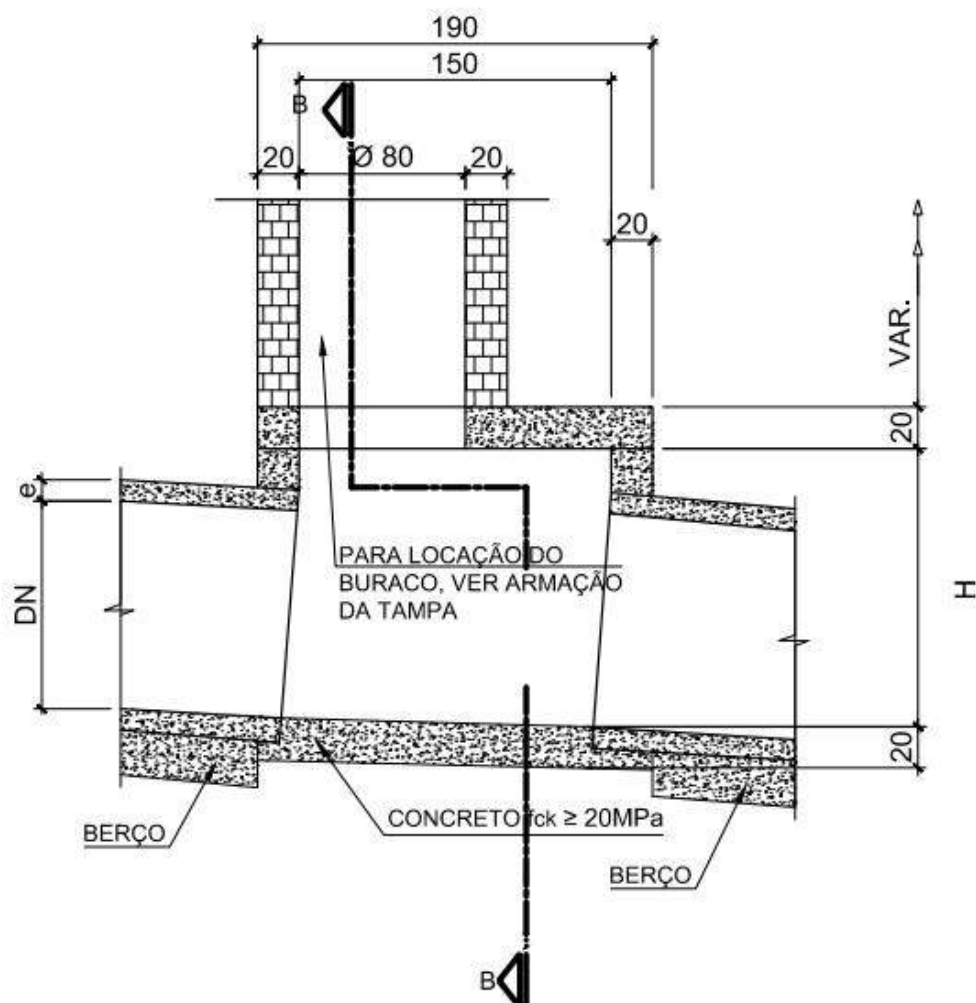
- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- LOCAÇÃO E EXECUÇÃO DA OBRA:
 - DESLOCAMENTO DO EIXO DO TALVEGUE NATURAL: EXECUTAR O PREENCHIMENTO DA VALA COM PEDRA DE MÃO OU RACHÃO PARA PROPORCIONAR O FLUXO DAS ÁGUAS DE INFILTRAÇÃO OU REMANESCENTES DA CALHA NATURAL;
- EXECUÇÃO:
 - A ESCAVAÇÃO DA VALA SERÁ MANUAL OU MECANIZADA, DEVENDO SER PREVISTA UMA LARGURA ADICIONAL DE 50 cm PARA CADA LADO DO CORPO;
 - ONDE HOUVER A NECESSIDADE DE ATERROS PARA SE ATINGIR A COTA DE EXECUÇÃO DO LASTRO, ESTES DEVEM SER EXECUTADOS COM MATERIAL DE BOA QUALIDADE E COMPACTADOS EM CAMADAS DE, NO MÁXIMO, 15 cm;
 - NA OCORRÊNCIA DE MATERIAIS INADEQUADOS, ESTES DEVEM SER REMOVIDOS, CASO NÃO SEJA POSSÍVEL, DEVERÁ SER FEITO O ADENSAMENTO DO SOLO COM ALVENARIA DE PEDRA JOGADA, SOBRE ESTA CAMADA DEVERÁ SER EXECUTADA UMA CAMADA DE ALVENARIA DE PEDRA ARRUMADA E UMA CAMADA DE CONCRETO NO TRAÇO 1:3:6;
- ENROCAMENTO E LASTRO DE CONCRETO PARA REGULARIZAÇÃO:
 - OS ENROCAMENTOS SÃO UTILIZADOS EM FUNÇÃO DAS CONDIÇÕES DE SUPORTE DO TERRENO;
 - O ENROCAMENTO DE PEDRA-DE-MÃO JOGADO DEVERÁ SER UTILIZADO COMO PROTEÇÃO DE ATERROS CONTRA PROCESSOS EROSIVOS; SUBSTITUIÇÃO DOS MATERIAIS DE FUNDAÇÕES DAS GALEIRIAS CELULARES; OU PARA O ADENSAMENTO DOS MATERIAIS DE FUNDAÇÃO;
 - O ENROCAMENTO COM PEDRA-DE-MÃO ARRUMADA DESTINA-SE À PROTEÇÃO DE TERRENOS NATURAIS CONTRA OS EFEITOS DE EROÇÃO OU SOLAPAMENTOS; E AINDA COMO FUNDAÇÃO DE GALERIAS;
 - O CONCRETO UTILIZADO PARA A REGULARIZAÇÃO DEVERÁ TER TRAÇO 1:3:6 COM ESPESURA MÉDIA DE 10 cm. APLICADO POSTERIOR À LOCAÇÃO DO ENROCAMENTO E EM CAMADA CONTÍNUA NA ÁREA EXCEDENDO 15 cm PARA CADA LADO;
- EXECUÇÃO, MONTAGEM E UMDECIMENTO DA LAJE INFERIOR, CALÇADAS E VIGAS INFERIORES;
- ACABAMENTO:
 - ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA, TRAÇO 1:3:6
 - REATERRO - A COMPACTAÇÃO DEVE SER EXECUTADA EM CAMADAS DE MÁXIMO 20 cm, POR MEIO DE "SAPOS MECÂNICOS" OU PLACAS VIBRATÓRIAS;
 - O NÍVEL DAS CALÇADAS DAS BOCAS DE MONTANTE E DE JUSANTE DA GALERIA CELULAR DEVE COINCIDIR COM O NÍVEL DO TERRENO;
- CONTROLE - OS MATERIAIS E MISTURAS DEVERÃO SER SUBMETIDOS AOS ENSAIOS DAS SEGUINTE NORMAS DA ABNT:
 - NBR 7480: AÇO DESTINADO PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO - ESPECIFICAÇÃO;
 - NBR 5739: CONCRETO - ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS;
 - NBR 12655: CONTROLE DE CIMENTO PORTLAND - PREPARO, CONTROLE E RECEBIMENTO - PROCEDIMENTO.

ANEXO C.16 – PROJETO PADRÃO – POÇO DE VISITA TIPO A - DETALHES



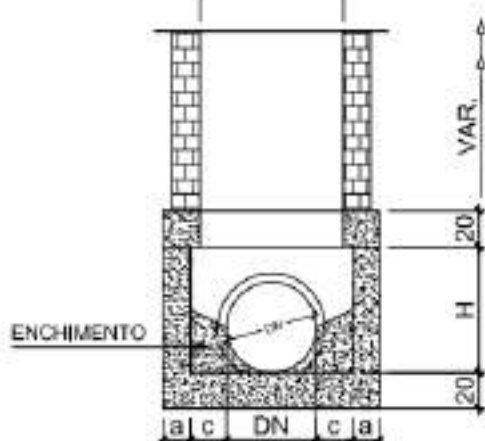
VERSÃO PRELIMINAR

CORTE AA

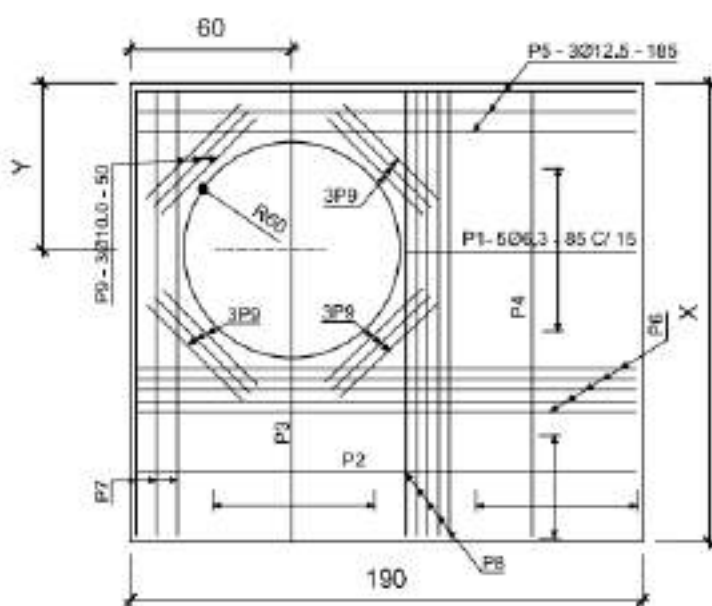


CORTE BB

Ø80 (FUSTE)



TAMPA DO POÇO DE VISITA



ESPECIFICAÇÕES DE ARMAÇÃO DAS TAMPAS										
POÇO DE VISITA - ARMAÇÃO DAS TAMPAS										
I (cm)	m (cm)	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
120	60	6.3 c/15	-	-	6.3 c/15	3 Ø 12,5	-	3 Ø 12,5	4 Ø 6,3	12 Ø 10,0
130	60	6.3 c/15	-	-	6.3 c/15	3 Ø 12,5	-	3 Ø 12,5	4 Ø 6,3	12 Ø 10,0
140	65	6.3 c/15	-	-	6.3 c/15	3 Ø 12,5	-	3 Ø 12,5	4 Ø 6,3	12 Ø 10,0
150	65	6.3 c/15	-	4.2 c/10	6.3 c/15	3 Ø 12,5	4 Ø 10,0	3 Ø 12,5	4 Ø 6,3	12 Ø 10,0
160	65	6.3 c/15	4.2 c/15	6.3 c/20	6.3 c/15	3 Ø 12,5	4 Ø 10,0	3 Ø 12,5	4 Ø 6,3	12 Ø 10,0
170	65	6.3 c/15	4.2 c/12,5	6.3 c/20	6.3 c/15	3 Ø 12,5	4 Ø 10,0	3 Ø 12,5	4 Ø 6,3	12 Ø 10,0
180	65	6.3 c/15	4.2 c/12,5	6.3 c/15	4.2 c/15	3 Ø 12,5	5 Ø 10,0	3 Ø 12,5	4 Ø 6,3	12 Ø 10,0
190	65	6.3 c/15	6.3 c/15	6.3 c/15	4.2 c/15	3 Ø 12,5	5 Ø 10,0	3 Ø 12,5	4 Ø 6,3	12 Ø 10,0
200	65	6.3 c/15	6.3 c/15	6.3 c/15	4.2 c/15	3 Ø 12,5	5 Ø 10,0	3 Ø 12,5	4 Ø 6,3	12 Ø 10,0

REFERÊNCIA TÉCNICA:

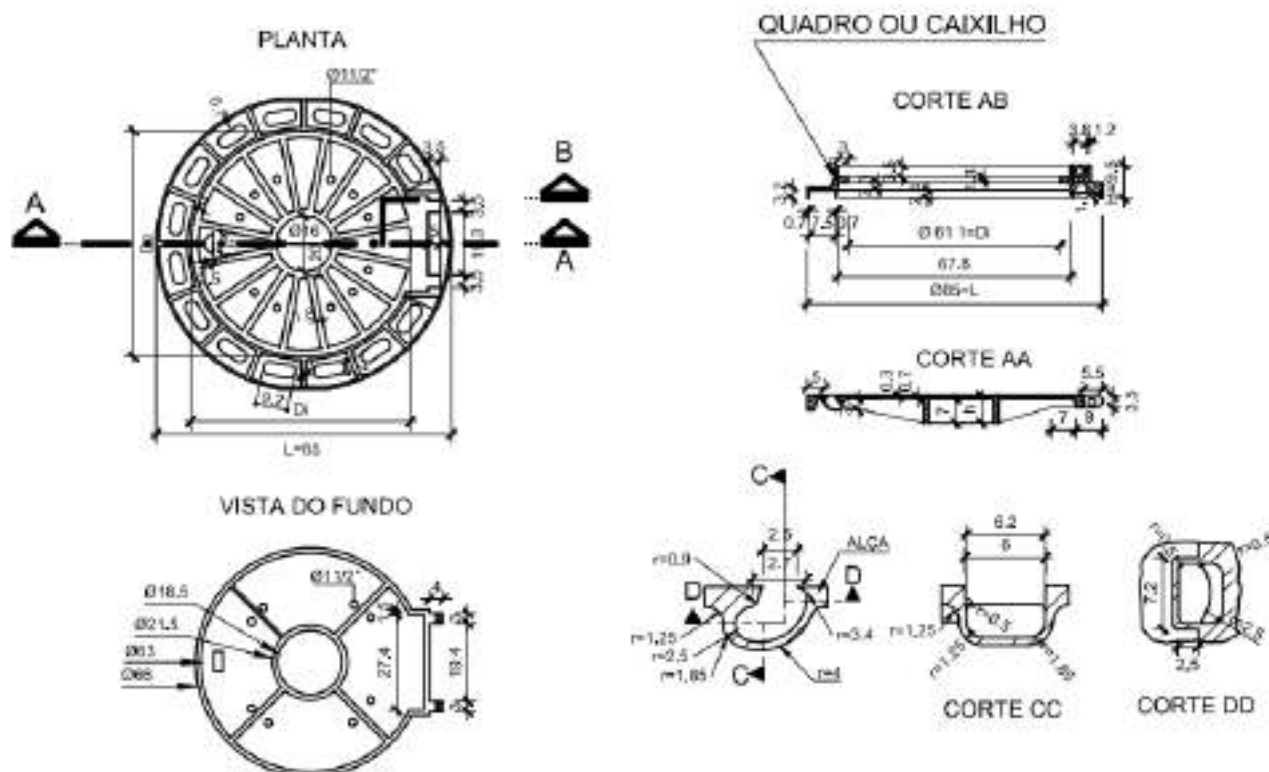
OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP.

SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP). CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª ED. BELO HORIZONTE. 2008.

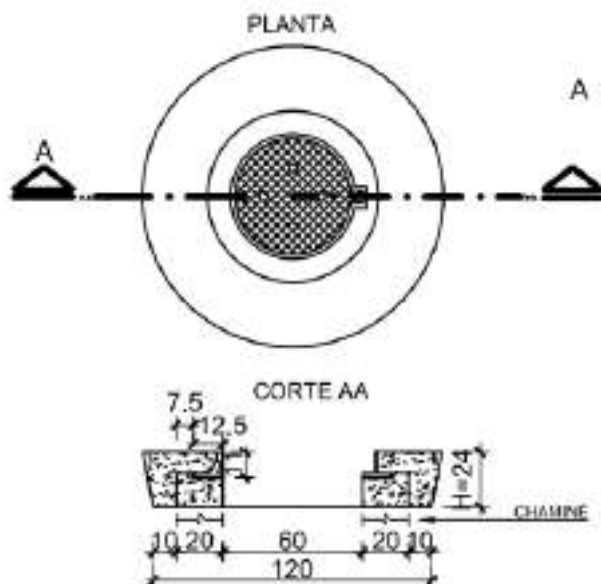
NOTAS GERAIS:

- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- FORMAS - DE CHAPA DE COMPENSADO RESIGNADO TRAVADAS DE FORMA A PROPORCIONAR PAREDES LISAS E SEM DEFORMAÇÕES - ESPESSURA MÍN DE 12 mm;
- CONTROLE - OS MATERIAIS E MISTURAS DEVERÃO SER SUBMETIDOS AOS ENSAIOS DAS SEGUINTE NORMAS DA ABNT:
 - ARMADURA - NBR ISO6892, 6153, 7477 E 7478;
 - CIMENTO - NBR 7415, NBR NM 76, NM 18;
 - AGREGADOS - NBR NM26, NM 248, 7218, NM 46, NBR NM 49;
 - CONCRETO - NBR 5739.

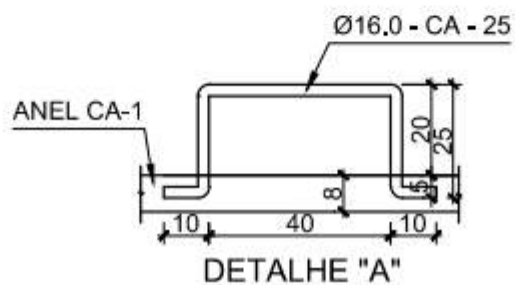
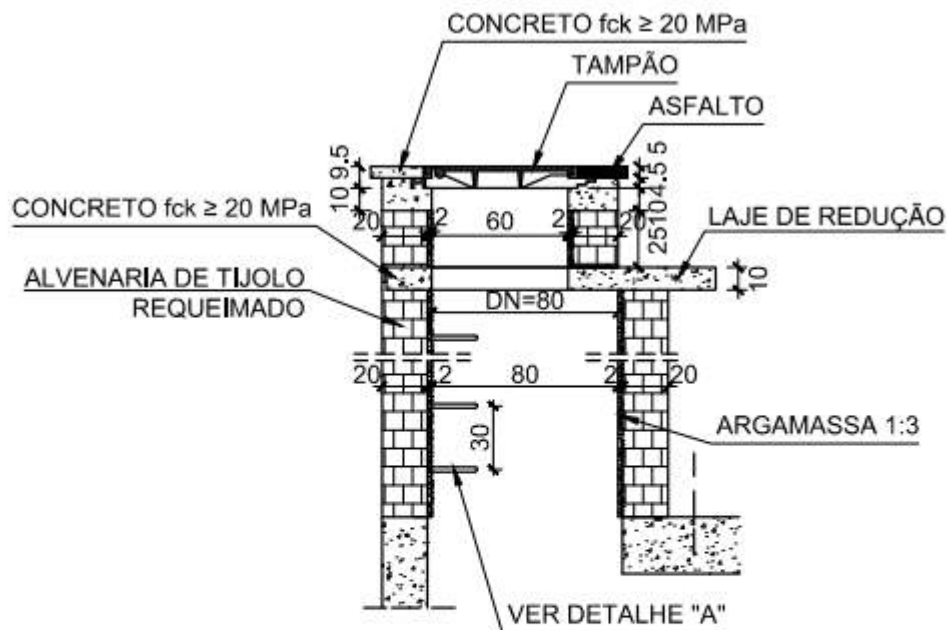
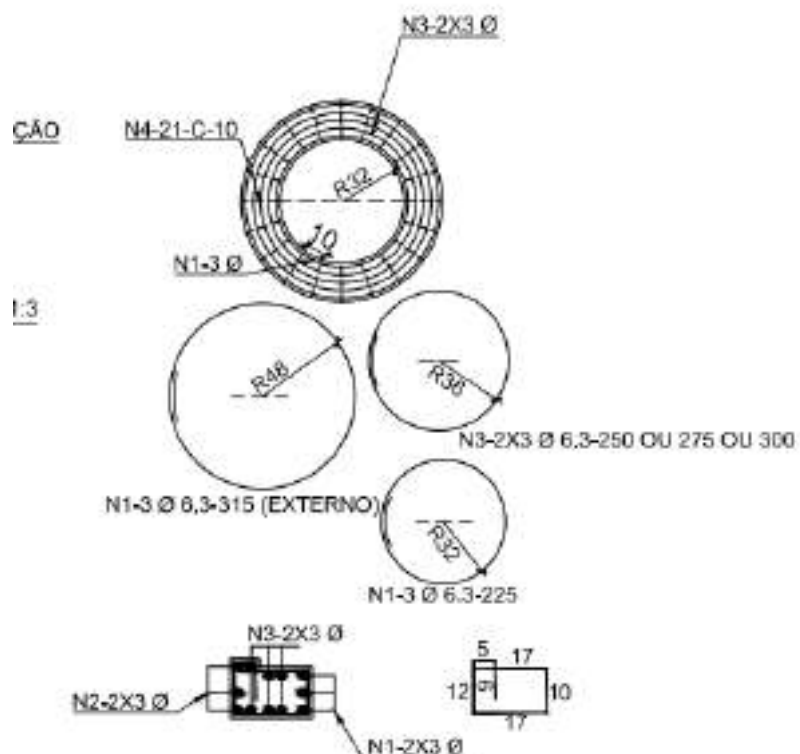
TAMPÃO DE FERRO FUNDIDO NODULAR



LAJE DE APROXIMAÇÃO PARA POÇO DE VISITA



CHAMINÉ TIPO "A" DO POÇO DE VISITA

LAJE DE APROXIMAÇÃO PARA POÇO DE VISITA
ARMAÇÃO

VERSÃO PRELIMINAR

CHAMINÉ DO POÇO DE VISITA - QUANTITATIVOS		
Discriminação	Unidade	Quantidades - Tipo A
Alvenaria esp. 20 cm	m²/m	3,27
Argamassa 1:3	m³/m	0,05
Aço CA 50	kg/m	5,28

CONSUMO DE MATERIAIS PARA ASSENTAMENTO DO TAMPÃO		
Discriminação	Unidade	Quantidades - Tipo A
Laje de redução	un/un	1,00
Alvenaria esp. 20 cm	m²/m	0,66
Argamassa 1:3	m³/m	0,01
Concreto fck ≥ 20 MPa	kg/m	0,01
Tampão	un/un	1,00

TAMPÃO DE FERRO FUNDIDO NODULAR - DIMENSÕES E TOLERÂNCIAS				
Discriminação	Dimensões (cm)		Tolerâncias (cm)	
	Letra	Valor		
Diâmetro externo	De	67,0	+ 2,0	- 1,0
Diâmetro interno	Di	61,0	+ 2,0	- 1,0
Largura total	L	85,0	+ 2,0	- 1,0
Altura total da tampa	h	8,0	+ 0,5	- 0,5
Altura total do caixilho	H	9,5	+ 0,5	- 0,5

PESOS E TOLERÂNCIAS DOS COMPONENTES			
Discriminação	Pesos (kg)	Tolerâncias (kg)	
Tampa	37	+ 3	- 0
Caixilho	36	+ 3	- 0
Tampão	73	+ 5	- 0

CLASSIFICAÇÃO DOS TAMPÕES POR LOCAL DE INSTALAÇÃO (NBR 10160)		
GRUPO	CLASSE MÍNIMA	LOCAL DE UTILIZAÇÃO
1	A 15	Área de circulação restrita a pedestres
2	B 125	Passeios, locais de circulação de pedestres e áreas de estacionamento de carros e de passeio
3	C 250	Sarjetas, locais que se estendem desde a guia até 0,50 m na via de veículos e até 0,20 m na calçada
4	D 400	Vias de circulação de veículos (Ruas) acostamento e estacionamento para todos os tipos de veículos
5	E 600	Aeroportos, docas e locais sujeitos a cargas elevadas
6	F 900	Locais sujeitos a cargas muito elevadas, como pistas de aeroportos

REFERÊNCIA TÉCNICA:

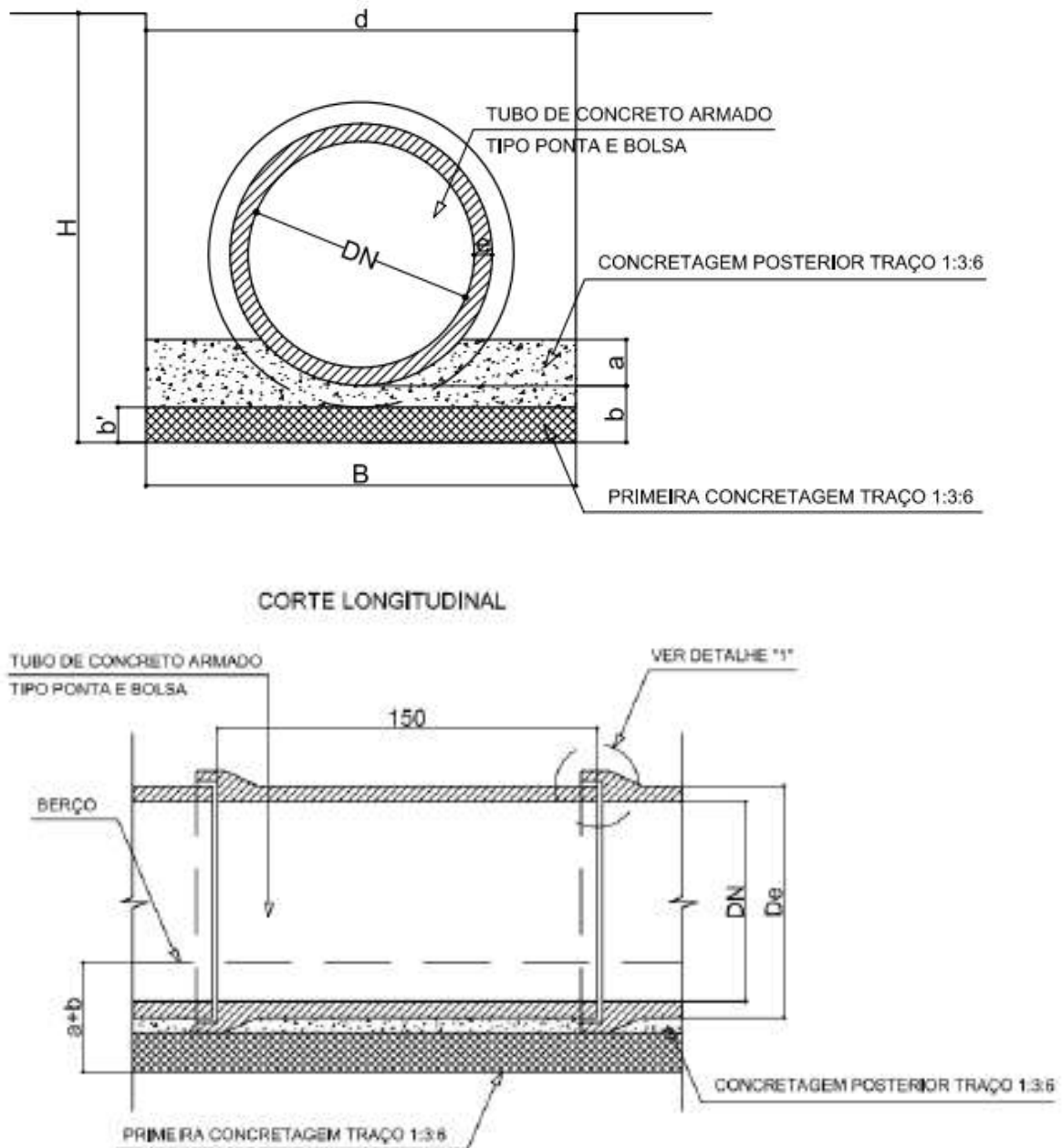
OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP.

SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP). CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª ED. BELO HORIZONTE. 2008.

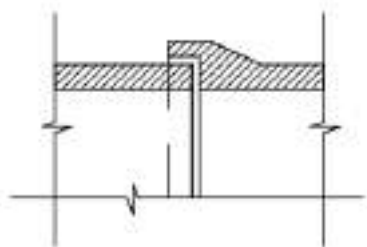
NOTAS GERAIS:

- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS DA CHAMINÉ:
 - ARGAMASSA - CIMENTO E AREIA LAVA TRAÇO 1:3;
 - ALVENARIA - TIJOLO MACIÇO DE 1ª CATEGORIA (REQUEIMADO), CONFORME NBR 7170, ESPESSURA 20cm;
 - ESCADA DE MARINHEIRO - DEGRAU EM AÇO CA-50, DIÂMETRO DE 16,0 mm, COM ESPAÇAMENTO DE 30 cm.
- CONTROLE - OS MATERIAIS E MISTURAS DEVERÃO SER SUBMETIDOS AOS ENSAIOS DE TIJOLOS DA NORMAS DA ABN - NBR 6460;
- CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS DO TAMPÃO:
 - FERRO FUNDIDO NODULAR DE TEXTURA COMPACTA E GRANULAÇÃO HOMOGÊNEA;
 - POSSÍVEIS MATERIAIS DE FABRICAÇÃO CLASSE:
 - FERRO FUNDIDO NODULAR OU DE GRAFITA ESFEROIDAL - FE42012, FE50007;
 - FERRO FUNDIDO NODULAR - FE42012, FE50007 - COM CONCRETO OU OUTRO MATERIAL DE ENCHIMENTO ADEQUADO AO LOCAL DE INSTALAÇÃO;
 - TELARES, PODE SER DE AÇO LAMINADO, DESDE QUE SEJAM PROTEGIDOS CONTRA CORROSÃO (COM REVESTIMENTO DE ZINCO POR IMERSÃO A QUENTE DE ACORDO COM A NORMA), OU SE SEJAM UTILIZADOS SOMENTE COM COMBINAÇÃO COM TAMPAS OU GRELHAS DE FERRO FUNDIDO NODULAR.

ANEXO C.17 – PROJETO PADRÃO – REDE TUBULAR DE CONCRETO - DETALHES



DETALHE *1*



NOTAS GERAIS:

- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.

MATERIAIS:

BERÇO - O CONCRETO DO BERÇO SERÁ CONSTITUÍDO POR CIMENTO PORTLAND COMUM (NBR 5732), AGREGADOS (NBR 7211) E ÁGUA. A COMPOSIÇÃO VOLUMÉTRICA DA MISTURA DEVERÁ SER DE 1:3:6, CIMENTO, AREIA E BRITA, DEVENDO SER ALCANÇADO O f_{ck} MÍNIMO DE 10MPa.

REJUNTAMENTO - OS TUBOS SERÃO REJUNTADOS COM ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA, NO TRAÇO VOLUMÉTRICO DE 1:3. O REJUNTAMENTO DEVE SER FEITO DE MODO A ATINGIR TODA A CIRCUNFERÊNCIA DA TUBULAÇÃO, A FIM DE GARANTIR A SUA ESTANQUEIDADE.

REATERRO - O REATERRO ENVOLVENDO OS TUBOS SERÁ MANUAL ATÉ A ALTURA DE 20 cm ACIMA DA SUA GERATRIZ SUPERIOR.

TUBOS - OS TUBOS SERÃO PRE-MOLDADOS DE CONCRETO ARMADO, DE ENCAIXE TIPO PONTA E BOLSA, OU MACHO E FÊMEA, OBEDECENDO AS EXIGÊNCIAS DA NBR 8890, CLASSE PA-1, PA-2 OU PA-3 (CLASSE DE TUBOS DE CONCRETO ARMADO), EM FUNÇÃO DA ALTURA MÁXIMA DO ATERRO E CONFORME INDICAÇÃO DE PROJETO, MOLDADOS EM FORMAS METÁLICAS E TER O CONCRETO ADENSADO POR VIBRAÇÃO OU CENTRIFUGAÇÃO.

O CONCRETO USADO PARA A FABRICAÇÃO DOS TUBOS DEVE SER CONFECCIONADA DE ACORDO COM A NBR 12654, NBR 12655 E DOSADO EXPERIMENTALMENTE PARA A RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO (f_{ck} min) AOS 28 DIAS DE 15 MPa, OU SUPERIOR SE INDICADO NO PROJETO ESPECÍFICO.

EXECUÇÃO :

QUANDO A DECLIVIDADE LONGITUDINAL DO BUEIRO FOR SUPERIOR A 5%, O BERÇO DEVE SER PROVIDO DE DENTES, FUNDIDOS SIMULTANEAMENTE, E ESPAÇADOS DE ACORDO COM O PREVISTO NO PROJETO-TIPO ADOTADO.

CONTROLE:

OS LOTES DE TUBOS DEVIDAMENTE INSPECIONADOS E AMOSTRADOS DEVERÃO SER SUBMETIDOS AOS SEGUINTE ENSAIOS PREVISTOS NA NBR 8890, ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL (NBR 8891 - TUBOS DE CONCRETO SIMPLES E NBR 8894 - TUBOS DE CONCRETO ARMADO) E ENSAIO DE ABSORÇÃO D'ÁGUA (NBR 8892). DE CADA LOTE SÃO RETIRADOS DOIS TUBOS PARA SEREM ENSAIADOS. PARA CADA PARTIDA DE TUBOS NÃO REJEITADOS NA INSPEÇÃO, SÃO FORMADOS LOTES PARA AMOSTRAGEM, CORRESPONDENTE A GRUPOS DE 100 UNIDADES PARA CADA DIÂMETRO UTILIZADO.

DOIS TUBOS SÃO ENSAIADOS À COMPRESSÃO DIAMETRAL, SENDO ESTES MESMOS TUBOS SUBMETIDOS A ENSAIOS DE ABSORÇÃO.

ENSAIOS DE PERMEABILIDADE (NBR 8893), SOMENTE SÃO EXECUTADOS SE EXISTIREM SUSPEITAS QUANTO À CARACTERÍSTICAS DOS TUBOS EMPREGADOS.

A RESISTÊNCIA DO CONCRETO UTILIZADO NA EXECUÇÃO DO BERÇO DEVE SER FEITA ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS NORMAIS, DE ACORDO COM A NBR 5739.

REFERÊNCIA TÉCNICA:

OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP, SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP). CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP. CAP 19 - DRENAGEM. 3ª ED. BELO HORIZONTE. 2008.

VERSÃO PRELIMINAR

**ANEXO C.17 – PROJETO PADRÃO – REDE TUBULAR DE CONCRETO -
TABELAS**

DIMENSIONAMENTO DO BERÇO PARA REDES TUBULARES											
DN (mm)	a (cm)	b (cm)	b' (cm)	D (cm)		Regularização apiloamento (m ² /m)		Concreto 1:3:6 (m ³ /m)	Forma (m ² /m) para valas com H>1,5m	Reaterro manual (m ³ /m)	
				H<=1,5m	H>1,5m	H<=1,5m	H>1,5m			H<=1,5m	H>1,5m
400	12	10	6,5	80	90	0,80	0,90	0,13	0,44	0,30	0,38
500	15	13	9,0	100	110	1,00	1,10	0,21	0,56	0,29	0,48
600	18	15	10,5	100	130	1,00	1,30	0,25	0,66	0,41	0,63
700	21	18	12,5	110	140	1,10	1,40	0,32	0,78	0,47	0,85
800	24	20	12,5	130	160	1,30	1,60	0,43	0,88	0,61	1,04
900	27	23	15,5	140	170	1,40	1,70	0,52	1,00	0,68	1,16
1000	30	25	15,5	160	190	1,60	1,90	0,66	1,10	0,85	1,37
1100	33	28	18,5	170	200	1,70	2,00	0,77	1,22	0,92	1,49
1200	36	30	20,0	190	220	1,90	2,20	0,94	1,32	1,12	1,73
1300	39	33	23,0	200	230	2,00	2,30	1,07	1,44	1,21	1,86
1500	45	38	27,0	240	270	2,40	2,70	1,50	1,66	1,69	2,42

NOTAS: As formas somente serão executadas quando a altura de vala for superior a 1,5m, caso em que a largura da vala é superior a do berço.

ALTURA MÍNIMA DE RECOBRIMENTO

TUBOS CLASSE	DIÂMETRO INTERNO	ALTURA DE ATERRO SOBRE O TUBO	
		MÍNIMA	MÁXIMA
NBR 8890/2003	m	m	m
PS - 2	0,30; 0,40; 0,50 E 0,60	0,55	4,60
PA-1	0,70 e 0,80	0,55	4,75
	0,90	0,55	4,75
	1,00	0,55	4,75
	1,20 e 1,50	0,55	4,75
PA-2	0,30; 0,40; 0,50 E 0,60	0,50	5,75
	0,70 e 0,80	0,50	6,15
	0,90	0,50	6,40
	1,00	0,45	7,05
	1,20 e 1,50	0,40	8,00
PA-3	0,30; 0,40; 0,50 E 0,60	0,35	11,00
	0,70 e 0,80	0,35	11,15
	0,90	0,30	11,45
	1,00	0,30	11,75
	1,20 e 1,50	0,30	12,15

VERSÃO PRELIMINAR

CARGAS MÍNIMAS DE TRINCA E DE RUPTURA (NBR 8890)

DN (mm)	Água pluvial								Esgoto sanitário					
	Carga mín. de trinca (kN/m)				Carga mín. de ruptura (kN/m)				Carga mínima de trinca (kN/m)			Carga mínima de ruptura (kN/m)		
Classe	PA1	PA2	PA3	PA4	PA1	PA2	PA3	PA4	EA2	EA3	EA4	EA2	EA3	EA4
300	12	18	27	36	18	27	41	54	18	27	36	27	41	54
400	16	27	36	48	24	36	54	72	24	36	48	36	54	72
500	20	30	45	60	30	45	68	90	30	45	60	45	68	90
600	24	36	54	72	36	54	81	108	36	54	72	54	81	108
700	28	42	63	84	42	63	95	126	42	63	84	63	95	126
800	32	48	72	96	48	72	108	144	48	72	96	72	108	144
900	36	54	81	108	54	81	122	162	54	81	108	81	122	162
1000	40	60	90	120	60	90	135	180	60	90	120	90	135	180
1100	44	66	99	132	66	99	149	198	66	99	132	99	149	198
1200	48	72	108	144	72	108	162	216	72	108	144	108	162	216
1500	60	90	135	180	90	135	203	270	90	135	180	135	203	270
1750	70	105	158	210	105	158	237	315	105	158	210	158	237	315
2000	80	120	180	240	120	180	270	360	120	180	240	180	270	360
Carga diametral de fissura / ruptura kN/m														
Qd	40	60	90	120	60	90	135	180	60	90	120	90	135	180
1. Carga diametral de fissura ou ruptura (Qd) é a relação entre a carga de trinca ou ruptura e o diâmetro nominal do tubo. 2. Para tubos simples com D ≤ 400 mm, a carga mínima de ruptura é a correspondente a este valor. 3. Outras classes podem ser admitidas mediante acordo entre fabricante e comprador, devendo ser satisfeitas as condições estabelecidas nesta norma para tubos de classe normal. Para tubos armados a carga de ruptura deve corresponder a 1,6 da carga de fissura mínima.														

Nomenclatura:

PS = Tubo de concreto simples para águas pluviais; ES = Tubo de concreto simples para esgoto sanitário;
 PA = Tubo de concreto armado para águas pluviais; EA = tubo de concreto armado para esgoto sanitário;

DIMENSIONAMENTO DE VALAS

DIMENSIONAMENTO DE VALAS EM CAIXÃO					
DN(mm) Diâmetro nominal da rede tubular	H (m) Profundidade da vala	B(m) Largura da vala	DN(mm) Diâmetro nominal da rede tubular	H (m) Profundidade da vala	B(m) Largura da vala
400	≤ 1,50	0,80	1000	≤ 1,50	1,60
400	> 1,50	0,90	1000	> 1,50	1,90
500	≤ 1,50	0,80	1100	≤ 1,50	1,70
500	> 1,50	1,10	1100	> 1,50	2,00
600	≤ 1,50	1,00	1200	≤ 1,50	1,90
600	> 1,50	1,30	1200	> 1,50	2,20
700	≤ 1,50	1,10	1300	≤ 1,50	2,00
700	> 1,50	1,40	1300	> 1,50	2,30
800	≤ 1,50	1,30	1500	≤ 1,50	2,40
800	> 1,50	1,60	1500	> 1,50	2,70
900	≤ 1,50	1,40	-	-	-
900	> 1,50	1,70	-	-	-

ALTURA DE ATERRO SOBRE A GERATRIZ SUPERIOR

Utilização	Classe do tubo		
	PA-1	PA-2	PA-3
1º CASO: Valas escavadas em caixão, ou berços assentados sobre enrocamento de pedra	$3,50 < h \leq 4,50$	$4,60 < h \leq 5,75$	$6,00 < h \leq 11,00$
2º CASO: Valas escavadas em talude ou redes salientes	$2,60 < h \leq 3,70$	$3,30 < h \leq 4,60$	$6,00 < h \leq 9,00$

NOTAS GERAIS:

- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.

MATERIAIS:

BERÇO - O CONCRETO DO BERÇO SERÁ CONSTITUÍDO POR CIMENTO PORTLAND COMUM (NBR 5732), AGREGADOS (NBR 7211) E ÁGUA. A COMPOSIÇÃO VOLUMÉTRICA DA MISTURA DEVERÁ SER DE 1:3:6, CIMENTO, AREIA E BRITA, DEVENDO SER ALCANÇADO O f_{ck} MÍNIMO DE 10MPa.

REJUNTAMENTO - OS TUBOS SERÃO REJUNTADOS COM ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA, NO TRAÇO VOLUMÉTRICO DE 1:3. O REJUNTAMENTO DEVE SER FEITO DE MODO A ATINGIR TODA A CIRCUNFERÊNCIA DA TUBULAÇÃO, A FIM DE GARANTIR A SUA ESTANQUEIDADE.

REATERRO - O REATERRO ENVOLVENDO OS TUBOS SERÁ MANUAL ATÉ A ALTURA DE 20 cm ACIMA DA SUA GERATRIZ SUPERIOR.

TUBOS - OS TUBOS SERÃO PRE-MOLDADOS DE CONCRETO ARMADO, DE ENCAIXE TIPO PONTA E BOLSA, OU MACHO E FÊMEA, OBEDECENDO AS EXIGÊNCIAS DA NBR 8890, CLASSE PA-1, PA-2 OU PA-3 (CLASSE DE TUBOS DE CONCRETO ARMADO), EM FUNÇÃO DA ALTURA MÁXIMA DO ATERRO E CONFORME INDICAÇÃO DE PROJETO, MOLDADOS EM FORMAS METÁLICAS E TER O CONCRETO ADENSADO POR VIBRAÇÃO OU CENTRIFUGAÇÃO.

O CONCRETO USADO PARA A FABRICAÇÃO DOS TUBOS DEVE SER CONFECCIONADA DE ACORDO COM A NBR 12654, NBR 12655 E DOSADO EXPERIMENTALMENTE PARA A RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO (f_{ck} min) AOS 28 DIAS DE 15 MPa, OU SUPERIOR SE INDICADO NO PROJETO ESPECÍFICO.

EXECUÇÃO :

QUANDO A DECLIVIDADE LONGITUDINAL DO BUEIRO FOR SUPERIOR A 5%, O BERÇO DEVE SER PROVIDO DE DENTES, FUNDIDOS SIMULTANEAMENTE, E ESPAÇADOS DE ACORDO COM O PREVISTO NO PROJETO-TIPO ADOPTADO,

CONTROLE:

OS LOTES DE TUBOS DEVIDAMENTE INSPECIONADOS E AMOSTRADOS DEVERÃO SER SUBMETIDOS AOS SEGUINTE ENSAIOS PREVISTOS NA NBR 8890, ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL (NBR 8891 - TUBOS DE CONCRETO SIMPLES E NBR 8894 - TUBOS DE CONCRETO ARMADO) E ENSAIO DE ABSORÇÃO D'ÁGUA (NBR 8892). DE CADA LOTE SÃO RETIRADOS DOIS TUBOS PARA SEREM ENSAIADOS. PARA CADA PARTIDA DE TUBOS NÃO REJEITADOS NA INSPEÇÃO, SÃO FORMADOS LOTES PARA AMOSTRAGEM, CORRESPONDENTE A GRUPOS DE 100 UNIDADES PARA CADA DIÂMETRO UTILIZADO.

DOIS TUBOS SÃO ENSAIADOS À COMPRESSÃO DIAMETRAL, SENDO ESTES MESMOS TUBOS SUBMETIDOS A ENSAIOS DE ABSORÇÃO.

ENSAIOS DE PERMEABILIDADE (NBR 8893), SOMENTE SÃO EXECUTADOS SE EXISTIREM SUSPEITAS QUANTO À CARACTERÍSTICAS DOS TUBOS EMPREGADOS.

A RESISTÊNCIA DO CONCRETO UTILIZADO NA EXECUÇÃO DO BERÇO DEVE SER FEITA ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS NORMAIS, DE ACORDO COM A NBR 5739.

REFERÊNCIA TÉCNICA:

OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP, SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP), CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP, CAP 19 - DRENAGEM, 3ª ED, BELO HORIZONTE, 2008.

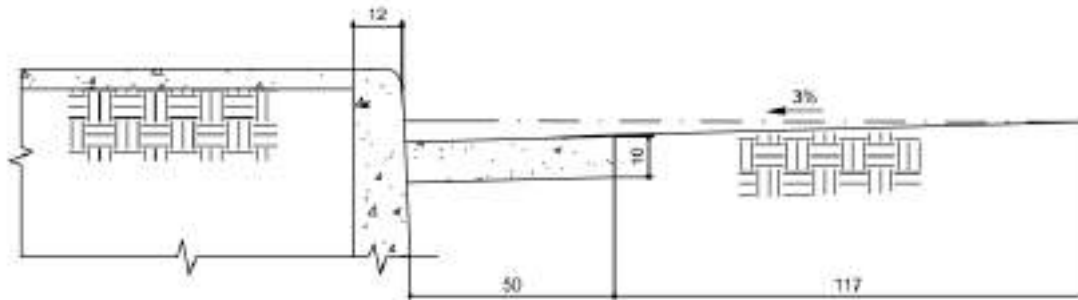
VERSÃO PRELIMINAR

DIMENSÕES DE VALA PARA ESSENTAMENTO DE TUBULAÇÕES DE DRENAGEM - TUBOS DE CONCRETO (NBR 12266)

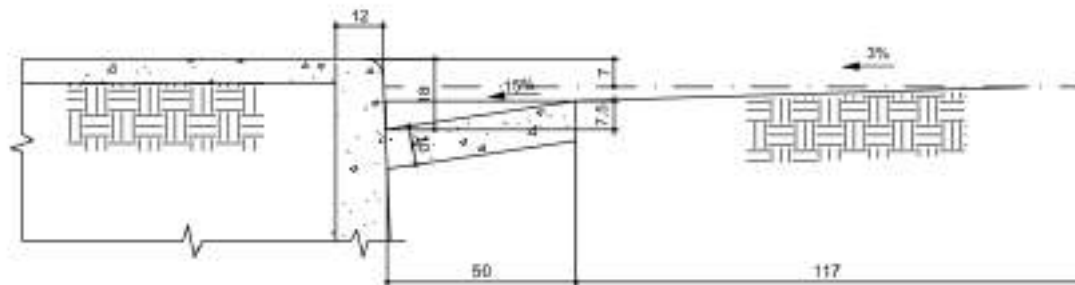
Diâmetro (mm)	PROFUNDIDADE (m)	Largura da vala em função do tipo de escoramento e profundidade (m)			
		S/ escoramento e pontaleamento	Descontínuo e contínuo	Especial	Metálico-madeira
300	0 - 2	0,80	0,80	0,90	-
	2 - 4	0,90	1,00	1,20	1,85
	4 - 6	1,00	1,20	1,50	2,00
	6 - 8	1,10	1,40	1,80	2,15
400	0 - 2	0,90	1,10	1,20	-
	2 - 4	1,00	1,30	1,50	2,15
	4 - 6	1,10	1,50	1,80	2,30
	6 - 8	1,20	1,70	2,10	2,45
500	0 - 2	1,10	1,30	1,40	-
	2 - 4	1,20	1,50	1,70	2,35
	4 - 6	1,30	1,70	2,00	2,50
	6 - 8	1,40	1,90	2,30	2,65
600	0 - 2	1,20	1,40	1,50	-
	2 - 4	1,30	1,60	1,80	2,45
	4 - 6	1,40	1,80	2,10	2,60
	6 - 8	1,50	2,00	2,40	2,75
700	0 - 2	1,30	1,50	1,60	-
	2 - 4	1,40	1,70	1,90	2,55
	4 - 6	1,50	1,90	2,20	2,70
	6 - 8	1,60	2,10	2,50	2,85
800	0 - 2	1,40	1,60	1,70	-
	2 - 4	1,50	1,80	2,00	2,65
	4 - 6	1,60	2,00	2,30	2,80
	6 - 8	1,70	2,20	2,60	2,90
900	0 - 2	1,50	1,70	1,80	-
	2 - 4	1,60	1,90	2,10	2,75
	4 - 6	1,70	2,10	2,40	2,90
	6 - 8	1,80	2,30	2,70	3,05
1000	0 - 2	1,60	1,80	1,90	-
	2 - 4	1,70	2,00	2,10	2,85
	4 - 6	1,80	2,20	2,50	3,00
	6 - 8	8	2,40	2,80	8

ANEXO C.18 – PROJETO PADRÃO – SARJETAS TIPO A, B E C

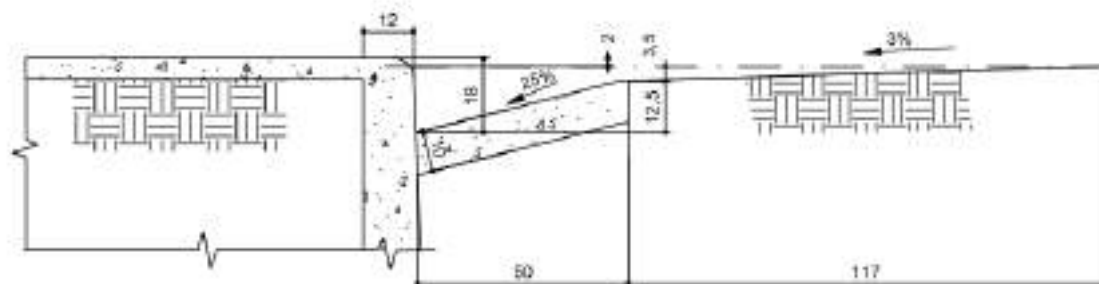
SARJETA TIPO "A"



SARJETA TIPO "B"



SARJETA TIPO "C"



NOTAS GERAIS:

- MEDIDAS EM CENTÍMETRO, EXCETO ONDE INDICADO.
- CONTROLE - PROCEDER ENSAIOS CONFORME O FORNECIMENTO DA CONCRETARIA, POR CAMINHÕES RECEBIDOS, EM CONFORMIDADE COM NORMA ESPECÍFICA DA ABNT, NBR 12654 E 12655.

REFERÊNCIA TÉCNICA:

OS PROJETOS DE DISPOSITIVOS DE DRENAGEM BASEARAM-SE NO PROJETO PADRÃO DA SUDECAP.

SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DA CAPITAL (SUDECAP), CADERNO DE ENCARGOS DA SUDECAP, CAP19 - DRENAGEM, 3ª Ed, BELO HORIZONTE, 2008.