



Comunicação Interna nº 4334/ SEMMA

Ouro Preto, 13 de julho de 2020

ANDRÉ SIMÕES VILLAS BÔAS  
Secretário Municipal de Governo  
Prefeitura Municipal de Ouro Preto

**Ref.: Requerimento nº 55/20 da Câmara  
de Vereadores de Ouro Preto**

Senhor Secretário,

Em atenção ao contido na Comunicação Interna 1833/2020 originária desta Secretaria de Governo, que trata do Requerimento da Câmara de Vereadores de Ouro Preto nº 55/20 solicitando posicionamento da Prefeitura Municipal de Ouro Preto relativamente ao córrego próximo à Capela do Bairro Jardim Alvorada, e informando que a referida Capela está sob risco de desabamento, temos a informar.

O pedido da Câmara de Vereadores de proteção da Capela quanto ao risco de desabamento considera apenas a necessidade de desassoreamento do córrego do Azedo. Todavia, em razão da forte declividade do córrego, a força das águas, especialmente nos períodos chuvosos, promove o arraste de toda sorte de sedimentos, razão pela qual não vemos a necessidade momentânea de se fazer um desassoreamento. Na verdade, o risco de desabamento da Capela é causado pela ação erosiva das águas pluviais conduzidas no leito do referido córrego que, em razão da curvatura do curso d'água, promove o solapamento do talude junto à encosta sobre a qual a Capela foi construída. Isto é, a proximidade da Capela do córrego é que a põe em risco de desabamento, especialmente nos períodos chuvosos.

Conforme ilustra a Figura 1 anexa, constata-se que a mencionada Capela foi construída em área de proteção ambiental (APP): a edificação não respeita a distância mínima de 30 metros da margem do corpo d'água estabelecida no Código Florestal, no Estatuto das Cidades e na própria legislação municipal. A mesma Figura mostra que a menor distância em projeção da Capela ao curso d'água é de aproximadamente 4,5m.

A despeito da irregular circunstância acima mencionada, que na verdade é também observada em inúmeros pontos de praticamente todos os bairros da sede do município de Ouro Preto, e considerando a importância do uso social e religioso da Capela feito pelos moradores dos bairros Jardim Alvorada e N. S<sup>a</sup> de Lourdes, bem como pelo uso consolidado da APP do córrego do Azedo, e tendo em conta ainda que não temos informações sobre a existência de projeto de obras públicas para o local, sugerimos:

1. A execução de uma obra de proteção com muro de gabião na margem esquerda do córrego, em todo o trecho em curva mostrado na Figura 1 anexa;



2. ou, alternativamente, a canalização a céu aberto, com revestimento em concreto ou pedra, de todo o trecho do córrego do Azedo, a partir da rua Presidente Castelo Branco, até a sua confluência com do Passa Dez.

No presente caso, embora seja de maior custo, a alternativa 2 nos parece a mais adequada, especialmente se considerarmos que a área vizinha, denominada "buraco quente", está sendo recuperada pela empresa Novelis para ser entregue à municipalidade como área de lazer do bairro.

Informamos que existem estudos hidrológicos tratando da geração do escoamento superficial provocado por chuvas intensas na bacia do córrego do Azedo, que poderiam servir de base para o dimensionamento das estruturas hidráulicas de proteção da Capela quanto aos efeitos erosivos do escoamento das águas. Como o intuito de contribuir com a busca de solução para o problema, anexamos um estudo conduzido na forma de Trabalho de Conclusão de Curso da engenheira Camila Carvalho Costa que, inclusive, contém o dimensionamento de seções alternativas de canalização do córrego.

Finalmente, esclarecemos que a alternativa 1 de intervenção sugerida (muro de gabião) necessita de aprovação dos órgãos municipais competentes, antes de sua implementação, conforme estabelecido na Resolução CONAMA nº 369/2006. Um parecer favorável da Coordenadoria de Defesa Civil de Ouro Preto reconhecendo a necessidade desta intervenção facilitaria todo o trâmite legal. Já a alternativa 2 de intervenção sugerida necessita de aprovação pelo órgão estadual competente, conforme previsto na Deliberação Normativa COPAM nº 217/2017. Lembramos ainda que no município de Ouro Preto, a gestão das obras de drenagem urbana é feita pela Secretaria Municipal de Obras e Urbanismo.

Colocando-nos à disposição para outros esclarecimentos que se fizerem necessários, despedimo-nos

Atenciosamente

Antenor Rodrigues Barbosa Júnior  
Secretário Municipal de Meio Ambiente

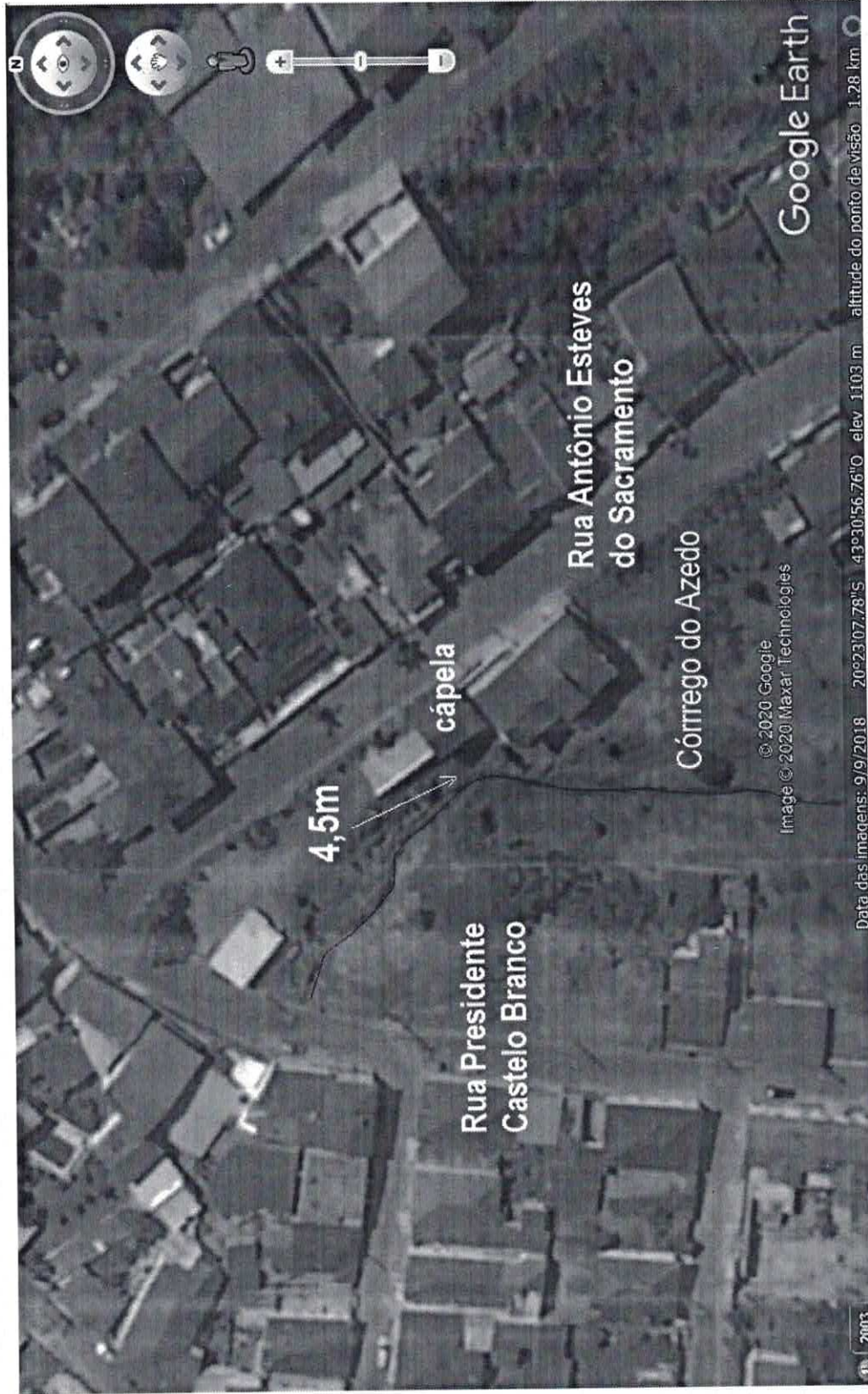


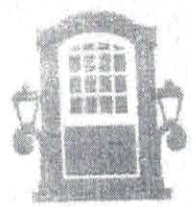
Figura: Capela do bairro Jardim Alvorada e trecho do Córrego do Azedo próximo à mesma.

Fonte: Google Earth (Acesso em 13/07/2020)





Obras



# Câmara de Vereadores de Ouro Preto

CUIDANDO DO NOSSO MAIOR PATRIMÔNIO: AS PESSOAS  
Gabinete do Vereador Thiago Mapa

## REQUERIMENTO: 55/20

À Mesa Diretora da  
Câmara Municipal de Ouro Preto

Senhor Presidente,

Solicito a vossa Excelência, nos termos regimentais desta Casa e ouvido o plenário, seja o presente REQUERIMENTO encaminhado ao Prefeito para que nos informe a realização de uma vistoria e análise do nível de assoreamento do córrego próximo a Capela do Bairro Jardim Alvorada. A referida Capela está sob o risco de desabamento.

- Há algum projeto de obras para o local local?

JUSTIFICATIVA: A Capela é um local que atende a comunidade, frequentadores em sua grande maioria, idosos que solicitam uma providência dos poderes públicos.

Sala de Sessões, 5 de Março de 2020.

Vereador Thiago Mapa - PMN

APROVADO EM MESA DIRETORA  
em 10 de março de 2020  
Com 12 votos a favor e 02 votos em abstenção  
AR: J. J. J.





**UFOP**

Universidade Federal  
de Ouro Preto



**MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO**  
**Universidade Federal de Ouro Preto**  
**Escola de Minas – Departamento de Engenharia Civil**  
**Curso de Graduação em Engenharia Civil**

---



**Camila Carvalho Costa**

**CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E HIDROLÓGICA DA MICROBACIA DO CÓRREGO  
DO AZEDO PARA O DIMENSIONAMENTO DA MACRODRENAGEM**

**Ouro Preto - MG**  
**2016**

**Camila Carvalho Costa**  
**camilacarvalhoas@hotmail.com**

**CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E HIDROLÓGICA DA MICROBACIA DO CÓRREGO  
DO AZEDO PARA O DIMENSIONAMENTO DA MACRODRENAGEM**

Monografia apresentada ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto como parte dos requisitos para a obtenção do grau de Engenheira Civil.

Área de concentração: Drenagem Urbana

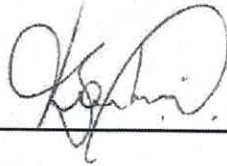
**Orientador:** Prof. Dr. Antenor Rodrigues Barbosa Júnior

**Ouro Preto - MG**  
**2016**

**Camila Carvalho Costa**

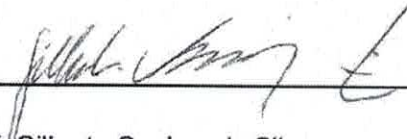
**Caracterização física e hidrológica da microbacia do Córrego do Azedo para o dimensionamento da macrodrenagem**

Monografia de conclusão de curso para obtenção do Grau de Engenharia Civil na Universidade Federal de Ouro Preto, defendida e aprovada em 22 de agosto de 2016, pela banca examinadora constituída pelos professores:



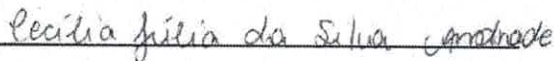
---

Prof. Antenor Rodrigues Barbosa Júnior  
Universidade Federal de Ouro Preto  
Orientador



---

Prof. Gilberto Queiroz da Silva  
Universidade Federal de Ouro Preto



---

Engenheira Cecília Júlia da Silva Andrade

Dedico este trabalho a minha família,  
que foi meu porto seguro durante  
essa jornada.



## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço aos meus pais, por prestarem apoio incondicional, e por estarem sempre presentes em minha busca pelos meus objetivos.

Ao meu irmão, pela amizade, carinho e companheirismo.

Aos meus professores da graduação, em especial Barbosa e Gilberto Queiroz, pelo apoio, incentivo e por toda atenção dedicada à realização deste trabalho.

## RESUMO

O processo de urbanização das cidades brasileiras vem acontecendo de forma rápida, porém, a falta de planejamento, em especial a ocupação desordenada, acaba gerando grandes impactos que afetam negativamente tanto a população quanto o meio ambiente urbano. Os problemas resultantes da ausência de um adequado planejamento e o ritmo do crescimento das populações urbanas acabam por atingir situações de difícil e onerosa solução ou, até mesmo, irreversíveis. Este trabalho, tendo como pano de fundo um estudo de caso, apresenta o estudo de uma microbacia de drenagem urbana e produz uma proposta de medida corretiva, e também preventiva, com o revestimento do canal natural denominado córrego do Azedo como forma de proteção da população do Bairro Nossa Senhora de Lourdes e adjacências, na cidade de Ouro Preto, MG. Para a concepção do projeto, fez-se necessário o estudo visando à caracterização física e hidrológica da microbacia hidrográfica do córrego do Azedo, que vem sofrendo consideráveis mudanças com o aumento da urbanização dos bairros que nela se inserem.

Palavras Chave: Drenagem Urbana, Escoamento superficial, Caracterização física de bacias hidrográfica, Métodos de transformação chuva-vazão

## ABSTRACT

*The process of urbanization of Brazilian cities has been going quickly, however, the lack of planning, especially the disorderly occupation, ends up generating major impacts negatively affecting both the population and the urban environment. The problems resulting from lack of proper planning and the pace of growth of urban populations eventually reach situations of difficult and costly solution or even irreversible. This paper, with the backdrop of a case study, presents the study of a watershed urban drainage and produces a corrective measure, and also preventive, with the lining of the natural channel called Azedo stream as a way of neighborhood population protection Nossa Senhora de Lourdes and its surroundings, in the city of Ouro Preto, MG. For the design of the project, it was necessary to study the physical and hydrological characterization of the watershed of Azedo stream, which has undergone significant changes with increasing urbanization of neighborhoods that are part of it.*

*Keywords: Urban Drainage, Runoff, Physical characterization of watersheds, Rainfall-runoff transformation methods*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: - Representação gráfica das variáveis do hidrograma unitário sintético do SCS.....	35
Figura 3.2 - Hidrogramas unitários adimensionais do SCS: triangular e curvilíneo...37	
Figura 3.3- Elementos hidráulicos característicos de diferentes tipos de seções transversais .....	40
Figura 4.1: Traçado do contorno topográfico e das principais drenagens do córrego do Azedo. ....	43
Figura 4.2: Representação gráfica da distribuição de frequências de declividades da microbacia do Córrego do Azedo.....	45
Figura 4.3: Cuva hipsométrica da microbacia do córrego do Azedo .....	46
Figura 4.4: Perfil de elevação do curso d'água principal .....	47
Figura 4.5: Identificação dos tipos de ocupação do solo para determinação do CN médio na microbacia do córrego do Azedo .....	51
Figura 4.6: Identificação das áreas permeáveis e impermeáveis da microbacia do córrego do Azedo .....	54
Figura 4.7: Curvas IDF para a cidade de Ouro Preto – Minas Gerais .....	57
Figura 4.8: Áreas relacionadas a diferentes tipos de ocupação para o cálculo do coeficiente de runoff da microbacia do córrego do Azedo.....	58
Figura 4.9: Hietograma da chuva crítica segundo o método dos blocos alternados .61	
Figura 4.10: Hietograma da chuva efetiva de projeto pelo método SCS.....	63
Figura 4.11: Hietograma da chuva efetiva de projeto pelo método do Índice $\phi$ .....	64
Figura 4.12: Hidrogramas Unitários Sintéticos e Hidrograma do escoamento Superficial produzido pela chuva efetiva calculada pelo SCS .....	65
Figura 4.13: Hidrogramas Unitários Sintéticos e hidrograma do escoamento Superficial produzido pela chuva efetiva calculada pelo Método do Índice $\phi$ .....	66
Figura 5.1: Interface do programa computacional utilizado para dimensionamento de canais .....	68
Figura 5.2: Corte transversal do canal retangular revestido em pedra argamassada.....	70
Figura 5.3: Corte transversal do canal retangular revestido em gabião .....	71
Figura 5.4: Corte transversal do canal trapezoidal revestido em pedra argamassada .....	72
Figura 5.5: Corte transversal do canal retangular revestido em gabião.....	73

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Fórmulas para o cálculo do tempo de concentração .....	22
Tabela 3.2: Características das bacias-base das fórmulas para cálculo do tempo de concentração.....	23
Tabela 3.3: Valores do coeficiente $C_{vi}$ para escoamento em superfícies e calhas rasas .....	25
Tabela 3.4: Valores do parâmetro CN do US SCS para bacias urbanas e suburbanas .....	26
Tabela 3.5: Valores de k para equação DNOS .....	27
Tabela 3.6: Relações entre chuvas máximas de diferentes durações.Valores médios dos estudos do DNOS .....	31
Tabela 3.7: Valores do coeficiente de escoamento superficial adotados pela Prefeitura de São Paulo .....	33
Tabela 3.8: Coordenadas do hidrograma unitário curvilíneo do SCS.....	38
Tabela 3.9: Coordenadas do hidrograma unitário sintético triangulas do SCS .....	38
Tabela 3.10: Coeficientes de Rugosidade de Manning (n).....	42
Tabela 4.1: Propriedades geométricas da microbacia hidrográfica do córrego do Azedo. ....	43
Tabela 4.2: Declividades da microbacia hidrográfica do córrego do Azedo .....	45
Tabela 4.3: Elevações da microbacia hidrográfica do Córrego do Azedo .....	45
Tabela 4.4: Comprimentos do Córrego do Azedo .....	46
Tabela 4.5:Declividade média do curso d'água pelos diferentes métodos apresentados .....	49
Tabela 4.6: Cálculo do tempo de concentração pelo Método Cinemático.....	50
Tabela 4.7: Tipos de ocupação e elementos de cálculo para quantificação do CN médio da bacia .....	52
Tabela 4.8: Valores de $T_c$ encontrados para a microbacia do córrego do Azedo .....	56
Tabela 4.9: Elementos de cálculo do coeficiente de <i>runoff</i> médio na microbacia do córrego do Azedo.....	59
Tabela 4.10: Tabela de cálculo para obtenção do hietograma base da chuva crítica segundo o método dos blocos alternados.....	61
Tabela 4.11: Elementos de Cálculo para construção do hietograma da chuva efetiva de projeto pelo método do SCS.....	62
Tabela 4.12: Elementos de cálculo para a construção do hietograma da chuva efetiva pelo método do Índice $\phi$ .....	64
Tabela 5.1: Dados utilizados no dimensionamento do canal retangular revestido em pedra argamassada.....	69

Tabela 5.2: Resultados obtidos no dimensionamento do canal retangular revestido em pedra argamassada .....	69
Tabela 5.3: Dados utilizados no dimensionamento do canal retangular revestido em gabião.....	70
Tabela 5.4: Resultados obtidos no dimensionamento do canal retangular revestido em gabião.....	70
Tabela 5.5: Dados utilizados no dimensionamento do canal trapezoidal revestido em pedra argamassada.....	71
Tabela 5.6: Resultados obtidos no dimensionamento do canal trapezoidal revestido em pedra argamassada.....	71
Tabela 5.7: Dados utilizados no dimensionamento do canal trapezoidal revestido em gabião.....	72
Tabela 5.8: Resultados obtidos no dimensionamento do canal trapezoidal revestido em gabião.....	72

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>12</b>
1.1	Formulação do problema .....	12
1.2	Justificativa .....	13
1.3	Metodologia .....	14
1.4	Estrutura do trabalho.....	14
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>15</b>
2.1	Objetivo Geral .....	15
2.2	Objetivos Específicos.....	15
<b>3</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>17</b>
3.1	Caracterização física de bacias hidrográficas .....	17
3.1.1	Contorno da bacia .....	17
3.1.2	Área de drenagem da bacia .....	17
3.1.3	Declividade da bacia.....	18
3.1.4	Curva hipsométrica.....	18
3.1.5	Comprimento e declividade do curso d'água principal.....	18
3.1.6	Cobertura vegetal e camada superficial do solo .....	20
3.1.7	Tempo de concentração .....	21
3.2	Precipitação .....	29
3.3	Modelos de transformação chuva-vazão .....	32
3.3.1	Método Racional.....	32
3.3.2	Método do Hidrograma Unitário Sintético do <i>Soil Conservance Service</i> SCS 34	
3.4	Canais Urbanos .....	39
<b>4</b>	<b>ESTUDO DE CASO: MICROBACIA DO CÓRREGO DO AZEDO / OURO PRETO - MG .....</b>	<b>42</b>
4.1	Caracterização física da microbacia .....	42
4.1.1	Contorno da microbacia.....	42
4.1.2	Área de drenagem da microbacia.....	43
4.1.3	Declividade da microbacia .....	44
4.1.4	Curva hipsométrica.....	45
4.1.5	Comprimento e declividade do curso d'água principal.....	46
4.1.6	Tempo de concentração da microbacia do córrego do Azedo.....	49
4.2	Chuvas intensas na cidade de Ouro Preto – MG .....	56
4.3	Determinação das vazões e do hidrograma de projeto.....	57

4.3.1	Determinação da vazão de projeto pelo Método Racional .....	57
4.3.2	Determinação da vazão de projeto pelo Método do Hidrograma Unitário Sintético do <i>Soil Conservance Service</i> – SCS .....	59
<b>5</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DO CANAL .....</b>	<b>67</b>
5.1	Considerações iniciais .....	67
5.2	Características de projeto .....	68
5.2.1	Vazão de projeto.....	68
5.2.2	Revestimento do canal .....	68
5.3	Dimensionamento do canal de seção retangular mista.....	69
5.4	Dimensionamento do canal trapezoidal .....	71
<b>6</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>73</b>
6.1	Conclusão .....	73
6.2	Sugestões para trabalhos futuros .....	74
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>75</b>
	<b>ANEXO I.....</b>	<b>77</b>



## 1 INTRODUÇÃO

O sistema de drenagem é responsável pela coleta, transporte e lançamento final das águas superficiais e pode, conseqüentemente, minimizar os riscos a que é exposta a sociedade, como inundações, enchentes, erosões, etc. É constituído pela hidrografia, talvegues e toda infraestrutura destinada ao transporte da água da chuva existente em uma cidade. (FEAM,2006).

A urbanização sem planejamento das cidades brasileiras tem provocado diversos impactos na população e no meio ambiente, principalmente no que diz respeito aos aspectos de drenagem urbana e qualidade da água. Entre os impactos destacam-se aqueles citados no Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais da Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano de São Paulo (SUDERHSA, 2002):

- Redução das seções de escoamentos por aterros;
- Construção de pontes, taludes e estradas que obstruem o escoamento;
- Execução de projetos inadequados;
- Obstrução de rios, canais e condutos por deposição de sedimentos e lixo.

Desta forma, uma boa maneira de se promover sistemas de drenagem urbana eficientes, que drenam o escoamento sem produzir impactos locais ou a jusante, seria adotar a visão do sistema sob a perspectiva da bacia hidrográfica, observando-se as relações existentes entre os diversos recursos e elementos que compõem determinada área.

### 1.1 Formulação do problema

Assim como as outras cidades do Brasil, a cidade de Ouro Preto sofre com problemas urbanos e ambientais derivados do crescimento desordenado da população.

Especificamente, a área que abrange a microbacia hidrográfica objeto deste estudo, que engloba os bairros Cabeças, Nossa Senhora de Lourdes e Jardim Alvorada, apresentou, nos últimos anos, um grande aumento no número de edificações e pavimentação das ruas e conseqüentemente, um aumento do escoamento superficial, devido a impermeabilização do solo.

O aumento da vazão, assim como a deposição de lixo e sedimentos no córrego do Azedo, vem trazendo diversas consequências que afetam a qualidade de vida da população local. Um dos pontos mais preocupantes é a erosão da encosta próxima à Igreja de Nossa Senhora de Lourdes, que apresenta um risco tanto à edificação quanto à população. Além disso, há problemas relacionados ao mau cheiro, proliferação de animais, dentre outros.

A partir destas observações, o projeto de redimensionamento e revestimento do curso d'água natural, transformado em um canal, foi visto como uma boa solução para os problemas relacionados ao córrego do Azedo. Entretanto, para o dimensionamento do canal, se fez necessário um estudo mais abrangente, em que se determinaram os parâmetros que caracterizam fisicamente a microbacia hidrográfica do córrego do Azedo e, também, as precipitações de Ouro Preto, para que, a partir daí, pudessem ser avaliadas as características do escoamento superficial e obtidas as vazões de projeto, que, em obras de drenagem, são geralmente obtidas por meio de modelos de transformação chuva-vazão.

## **1.2 Justificativa**

Com base nas observações realizadas no item anterior, ganha particular pertinência a proposta de canalização do córrego, assim como a contenção de suas encostas, como uma solução prática e não onerosa para os problemas enfrentados pela população da região e ainda, como uma forma de prevenir problemas futuros.

Este trabalho tem especial relevância por tratar de uma melhoria social e urbana em uma região ainda em franco desenvolvimento, permitindo assim, a aplicação prática dos conhecimentos obtidos na academia para uma benfeitoria na comunidade local.

Além disso, o trabalho abre oportunidades para pesquisas futuras, oferecendo as informações básicas para dimensionamentos de outras obras de drenagem para a região, ou até mesmo, de outras obras semelhantes em bacias hidrográficas que apresentem características semelhantes à estudada.

Ressalta-se, também, que o estudo das características de uma bacia tem aplicabilidade não só na área dos recursos hídricos, pois podem ter ainda grande utilidade na concepção do planejamento do desenvolvimento urbano regional, sendo,

portanto, tal estudo, uma ferramenta útil ao planejamento e desenvolvimento de novos projetos.

### **1.3 Metodologia**

A realização do presente trabalho pode ser dividida, basicamente, em três etapas.

A primeira delas consiste na determinação das características físicas da microbacia do córrego do Azedo. Para tal caracterização, foram realizados diversos procedimentos computacionais e alguns levantamentos em campo.

Nos levantamentos realizados em campo, foi necessária a utilização de equipamentos que auxiliassem as medições, como o *GPS* e câmeras para registros fotográficos. Dentre os métodos computacionais utilizados nesta etapa estão o emprego das ferramentas do *Google Earth* e o uso do *Autocad*, *Arcgis* e *Global Mapper* na estimativa de dados físicos da bacia como a área, o seu comprimento axial, o levantamento da curva hipsométrica e outras características que serão apresentadas ao longo deste trabalho.

A segunda etapa envolve o desenvolvimento de modelos de transformação chuva-vazão, a fim de se obter as vazões de projeto para o dimensionamento do canal. Para isso, foi utilizado o *Microsoft Excel* que permitiu maior agilidade no desenvolvimento das operações matemáticas, e ainda, propiciou as construções gráficas que ilustram os resultados obtidos.

Finalmente, na terceira etapa, o canal é dimensionado a partir da vazão de projeto encontrada na etapa anterior. Para o dimensionamento, apoiou-se no *software Canal*, disponibilizado pelo Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos da Universidade Federal de Viçosa (GPRH-UFV, 2016).

### **1.4 Estrutura do trabalho**

No capítulo 1, há uma breve apresentação do assunto proposto.

No capítulo 2, apresentam-se os objetivos gerais e específicos deste trabalho.

No capítulo 3, é feita uma revisão bibliográfica a respeito dos principais parâmetros utilizados na concepção de projetos de obras de drenagem, como as características físicas da bacia hidrográficas, as precipitações, os modelos de transformação chuva-vazão e, finalmente, a metodologia para o dimensionamento do sistema de drenagem proposto.

Já no capítulo 4, apresenta-se o estudo de caso da microbacia do córrego do Azedo, em Ouro Preto, Minas Gerais, para a qual é realizado o estudo para a quantificação das suas características físicas e hidrológicas. A partir das características obtidas, ainda no capítulo 4, é realizado o cálculo da vazão de projeto pelo método Racional e o levantamento do hidrograma da cheia de projeto pelo método do *Soil Conservance Service (SCS)*.

No capítulo 5, é feito o dimensionamento de diferentes tipos de canais para a vazão de projeto fixada.

Finalmente, no capítulo 6, apresenta-se uma discussão a respeito dos resultados obtidos.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 Objetivo Geral**

O objetivo geral é realizar um estudo físico e hidrológico da microbacia do córrego do Azedo, na cidade de Ouro Preto, MG, em apoio ao dimensionamento e revestimento da calha do córrego para estabilizar os taludes e aumentar a condutividade hidráulica. Tal proposta insere-se numa visão de melhoria das condições urbanas na região em relação aos problemas gerados pela falta de planejamento urbano e sistemas de drenagem seguros e eficientes.

### **2.2 Objetivos Específicos**

Os objetivos específicos são:

- Determinar as características físicas da microbacia hidrográfica do córrego do Azedo, na cidade de Ouro Preto, Minas Gerais.

- Por meio da aplicação de diferentes modelos de transformação chuva-vazão, determinar a vazão e o hidrograma de projeto para o dimensionamento de obras de drenagem.
- Dimensionar canais, com diferentes seções transversais e diferentes tipos de revestimentos.

### **3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### **3.1 Caracterização física de bacias hidrográficas**

##### **3.1.1 Contorno da bacia**

A bacia hidrográfica é uma área onde a precipitação é captada de maneira natural e seu escoamento é direcionado a um único ponto de saída, seu exutório (TUCCI *et al*, 1993). Seu contorno é definido por um divisor de águas que divide as precipitações que caem nas bacias vizinhas cujos escoamentos resultantes são encaminhados para outro sistema fluvial. O divisor, também chamado de linha de cumeada, une os pontos de cota máxima entre as bacias e atravessa o curso d'água apenas na seção exutória (VILLELA E MATTOS, 1975).

O limite da bacia pode ser obtido através de mapas topográficos, unindo-se, a partir da foz, os pontos de maior elevação, obtidos através das curvas de nível. É importante observar que ao escoar para as partes mais baixas, a água da chuva deve sempre cruzar perpendicularmente as curvas de nível, o que significa que, caso o escoamento corra em outra direção, é porque pertence a outra bacia.

##### **3.1.2 Área de drenagem da bacia**

A área de drenagem de uma bacia é a característica de maior influência sobre o escoamento superficial uma vez que quanto maior for a área de contribuição, maior será o escoamento resultante (HYDROLOGY HEC, 1984).

A partir dela, é possível calcular o potencial hídrico da bacia: multiplicando-se seu valor pela altura da lâmina d'água precipitada define-se o volume de água recebido pela bacia (TUCCI *et al*, 1993) e, além disso, é um fator fundamental para o cálculo de várias outras características físicas da bacia hidrográfica.

Basicamente, a área de uma bacia hidrográfica refere-se à projeção horizontal inclusa entre os seus divisores topográficos, portanto, traçado o contorno da bacia em um mapa topográfico, a área pode ser obtida por meio de um planímetro, que é um instrumento específico para o cálculo de áreas de superfícies planas. De outro modo,

dispondo-se do mapa em formato digital, o cálculo da área pode ser feito por meio computacional com o uso de *softwares* como o *Autocad* ou o *ArcGis*.

### **3.1.3 Declividade da bacia**

A declividade da bacia tem influência direta sobre a velocidade do escoamento superficial e, dessa forma, acaba por influenciar também, o volume de água escoado. Uma maior velocidade do escoamento, acaba diminuindo a oportunidade de infiltração da água no solo, acarretando em um maior volume de água escoada na superfície (HYDROLOGY HEC, 1984).

A velocidade do escoamento é, ainda, imprescindível para a determinação do tempo de concentração da bacia e também para a definição da magnitude dos picos de enchente (BARBOSA, 2014). Portanto, é possível afirmar que quanto maior a declividade da bacia, maior a velocidade do escoamento e, portanto, menor o seu tempo de concentração.

### **3.1.4 Curva hipsométrica**

Uma curva hipsométrica representa o estudo da variação da elevação dos vários terrenos da bacia hidrográfica com referência ao nível do mar. É usualmente representada através de gráficos que indicam as porcentagens das áreas de drenagem da bacia que existem acima ou abaixo das várias elevações (VILLELA E MATTOS, 1975).

### **3.1.5 Comprimento e declividade do curso d'água principal**

O curso d'água principal é definido como aquele que drena a maior área dentro da bacia e seu comprimento pode influenciar diversas características do escoamento superficial. Pode-se dizer que quanto maior a extensão do canal, maior será o tempo que a água levará para ser transportada até a sua seção exutória (HYDROLOGY HEC, 1984).

A declividade do curso d'água é uma representação do seu relevo e está diretamente relacionada à velocidade do escoamento das águas fluviais: quanto maior a declividade, maior a velocidade de escoamento do rio.

A literatura apresenta, como em Carvalho e Silva (2006), quatro maneiras de se obter a declividade média do curso d'água principal:

- a) Declividade entre extremos ( $S_1$ ): Divide-se a diferença total de elevação do curso d'água (diferença de cotas extremas) pela extensão horizontal do curso d'água.
- b) Declividade média ponderada entre áreas ( $S_2$ ): É o método que apresenta o valor médio mais representativo da declividade (BARBOSA, 2014). Traça-se no gráfico das elevações do álveo em função da distância à foz uma linha de declividade ( $S_2$ ), de modo que a área compreendida entre ela e o eixo das abcissas seja igual à compreendida entre a curva do perfil natural e o eixo das abcissas. A declividade ( $S_2$ ) pode ser obtida através da expressão:

$$S_2 = 2 \frac{A_p}{L^2} - 2 \frac{z_{foz}}{L} \quad (3.1)$$

em que:  $A_p$  = área abaixo da linha do perfil ( $m^2$ );

$L$  = comprimento hidráulico (m);

$z_{foz}$  = elevação do álveo na foz (m).

A área abaixo da linha do perfil é obtida somando-se as áreas dos elementos trapezoidais abaixo da linha do perfil, definidos a partir da identificação de trechos de declividades aproximadamente constantes. Portanto, pode ser expressa na forma:

$$A_p = \frac{(z - z_{foz}) \cdot (x_1) + (z_2 + z_1) \cdot (x_2 - x_1) + \dots + (z_{cabeceira} + z_n)(L - x_n)}{2} \quad (3.2)$$



sendo  $Z_{\text{foz}}$  e  $Z_{\text{cabeceira}}$  as elevações do álveo na foz e na cabeceira, respectivamente, e  $Z_1, Z_2, \dots, Z_n$  as cotas dos pontos intermediários que distam  $X_1, X_2, \dots, X_n$  da foz respectivamente, sendo todos estes valores em metros.

- c) Declividade equivalente constante ( $S_3$ ): Na obtenção dessa declividade, considera-se que o tempo de percurso da água ao longo do canal natural é igual ao tempo de percurso em um canal hipotético de declividade  $S_3$ , dada por:

$$S_3 = \frac{L^2}{\left( \sum \frac{\Delta L_i}{\sqrt{S_i}} \right)^2} \quad (3.3)$$

em que:  $L_i$  = comprimentos dos trechos de declividades aproximadamente constantes (m);

$S_i$  = declividades dos trechos (m/m).

- d) Declividade  $S_{10-85}$ : utiliza-se o mesmo procedimento adotado na obtenção da declividade entre extremos, porém, descartam-se 15% do trecho próximo à cabeceira e 10% do trecho junto à foz por levar em consideração que a maioria dos cursos d'água apresenta alta declividade próximo à nascente e é praticamente plano próximo de sua barra.

### 3.1.6 Cobertura vegetal e camada superficial do solo

Conforme é fartamente demonstrado na literatura, a quantidade de chuva que se transforma em escoamento superficial, assim como a velocidade do escoamento, está diretamente relacionada à cobertura vegetal.

A quantidade de água interceptada, ou seja, aquela que fica retida nas folhagens e tronco, é tanto maior quanto maior for a área da bacia coberta por vegetação. Além

disso, a presença de vegetação no solo, garante que parte da água precipitada seja devolvida à atmosfera através do processo de transpiração e ainda, representa papel importante na infiltração, onde as raízes são responsáveis por modificarem o solo e, aliadas a diminuição da velocidade do escoamento, facilitam este processo.

Outro fator importante para o processo de infiltração, e que influencia diretamente o escoamento superficial, são as características do solo como porosidade, tamanho das partículas e estado de fissuração das rochas. Em uma camada de apenas um centímetro, a variação dessas características pode apresentar grandes variações na capacidade de infiltração (PINTO *et al*, 2007).

### **3.1.7 Tempo de concentração**

Define-se como tempo de concentração o tempo necessário para que, durante uma chuva, toda bacia esteja contribuindo na seção de saída, ou seja, é o tempo que uma gota de água de chuva demora para percorrer superficialmente do ponto mais extremo da bacia até sua seção exutória (MCCUEN *et al*, 1984 *apud* SILVEIRA 2005).

Existem diversas fórmulas para a obtenção do tempo de concentração, cada uma delas se baseou em estudos de diferentes bacias-bases, que variam entre si em relação a área, tipo (urbana ou rural), comprimento, declividade, dentre outros parâmetros.

Silveira (2005) testou vinte e três diferentes fórmulas encontradas na literatura para o cálculo do tempo de concentração. Além disso, encontram-se também em seu trabalho, as características das bacias-bases de cada fórmula, que permite uma escolha mais adequada da fórmula de cálculo em função das características de uma determinada bacia em estudo.

Especificamente neste trabalho, para a determinação do tempo de concentração da bacia, são utilizados seis métodos diferentes, fazendo-se o uso das fórmulas destacadas nas Tabelas 3.1 e 3.2.

Nome	Equação (1)
Izzard (2)	$T_c = 85,5(i/36286 + C_r)^{0,667} L^{0,33} S^{-0,333}$
Kerby-Hathaway (3)	$T_c = 0,619 N^{0,47} L^{0,47} S^{-0,235}$
Onda Cinem. (2)	$T_c = 7,35 n^{0,6j-0,4} L^{0,6} S^{-0,3}$
FAA (2)	$T_c = 0,37(1,1-C)L^{0,5} S^{-0,333}$
Kirpich (2)	$T_c = 0,0663 L^{0,77} S^{-0,385}$
SCS lag (2)	$T_c = 0,057(1000/CN-9)^{0,7} L^{0,8} S^{-0,5}$
Simas- Hawkins (4)	$T_c = 0,322 A^{0,594} L^{-0,595} S^{-0,150} S_{scs}^{0,313}$
Ven te Chow (5)	$T_c = 0,160 L^{0,64} S^{-0,32}$
Dooge (6)	$T_c = 0,365 A^{0,41} S^{-0,17}$
Johnstone (7)	$T_c = 0,462 L^{0,5} S^{-0,25}$
Corps Engineers (8)	$T_c = 0,191 L^{0,76} S^{-0,19}$
Giandotti (9)	$T_c = 0,0559(4,0A^{0,5} + 1,5L)L^{-0,5} S^{-0,5}$
Pasini (10)	$T_c = 0,107 A^{0,333} L^{0,333} S^{-0,5}$
Ventura (10)	$T_c = 0,127 A^{0,5} S^{-0,5}$
Picking (11)	$T_c = 0,0883 L^{0,667} S^{-0,333}$
DNOS (12)	$T_c = 0,419 k^{-1} A^{0,3} L^{0,2} S^{-0,4}$
George Ribeiro (13)	$T_c = 0,222(1,05-0,2p)^{-1} L S^{-0,04}$
Schaake et al (14)	$T_c = 0,0828 L^{0,24} S^{-0,16} A_{imp}^{-0,26}$
McCuen et al (15)	$T_c = 2,25 i^{-0,7164} L^{0,5552} S^{-0,2070}$
Carter (15)	$T_c = 0,0977 L^{0,6} S^{-0,3}$
Eagleson (15)	$T_c = 0,274 N r^{-0,67} L S^{-0,5}$
Desbordes (16)	$T_c = 0,0869 A^{0,3039} S^{-0,3832} A_{imp}^{-0,4523}$
Espey-Winslow (15)	$T_c = 0,343 \phi L^{0,29} S^{-0,145} A_{imp}^{-0,6}$

(1)  $T_c$  (h) . A (km<sup>2</sup>).L (km). S (m/m)

(2) Adaptada de  $T_c$  apresentada por Kibler (1982)

(3) Adaptada de  $T_c$  analisada por McCuen et al (1984)

(4) Tempo de retardo de Simas- Hawkins vezes 1,417

(5) Tempo de pico (MOPU,1987) multiplicado por 1,67

(6) Adaptada da  $T_c$  da lista de Porto (1995)

(7) Adaptada da  $T_c$  analisada por USDA (1973)

(8) Tempo de retardo de MOPU (1987) vezes 1,417

(9) Adaptada da  $T_c$  apresentada por Correia (1983)

(10) Adaptada da  $T_c$  apresentada por Pfafstetter (1976)

(11) Adaptada da  $T_c$  apresentada por Pinto et al. (1976)

(12) Adaptada da  $T_c$  apresentada por Mello (1973)

(13) Adaptada da  $T_c$  apresentada por Garcez (1967)

(14) Adaptada da  $T_c$  apresentada por Schaake et al. (1967)

(15) Adaptada da  $T_c$  apresentada por McCuen et al. (1984)

(16) Tempo de retardo de Desbordes multiplicado por 1,417

Tabela 3.1: Fórmulas para o cálculo do tempo de concentração. Destaques dados às fórmulas empregadas em pequenas bacias hidrográficas.

Fonte: (SILVEIRA, 2005)

Nome	Local	Nº de bacias	Área km <sup>2</sup>	S %	L km	Tipo
Izzard	EUA	-	-	<4	<0,02 2	Parcela
Kerby	EUA	-	<0,05	<1	<0,37	Parcela
O.Cin.	EUA	-	-	-	<0,03	Parcela
FAA	EUA	-	-	-	-	Parcela
Kirpich	EUA	6/7	<0,45	3/10	<1,2	Rural
SCS lag	EUA	-	<8,1	-	-	Rural
Simas	EUA	168	<15	-	-	Rural
Chow	EUA	20	1,1/19	-	-	Rural
Dooge	Irlanda	10	140/9 30	-	-	Rural
Johnst.	EUA	19	65/42 00	-	-	Rural
C. Eng.	EUA	25	<12000	<14	<257	Rural
Giandotti	Itália	-	-	-	-	Rural
Pasini	Itália	-	-	-	-	Rural
Ventura	Itália	-	-	-	-	Rural
Picking	-	-	-	-	-	Rural
DNOS	EUA	6	<0,45	3/10	<1,2	Rural
G. Ribeiro	EUA/Índia	8	<19000	1/10	<250	Rural
Schaake	EUA	19	<0,7	<7	<1,8	Urbana
McCuen	EUA	48	0,4-16	<4	<10	Urbana
Carter	EUA	-	<21	<0,5	<12	Urbana
Eagleson	EUA	-	<21	-	-	Urbana
Desbordes	França	21	<51	<7	<18	Urbana
Espey	EUA	17	<91	-	-	Urbana

(-) informação não disponível nas fontes bibliográficas

Tabela 3.2: Características das bacias-base das fórmulas para cálculo do tempo de concentração. Destaques dados às fórmulas empregadas em pequenas bacias hidrográficas.

Fonte: (SILVEIRA, 2005)

Para pequenas bacias urbanas, dentre as fórmulas listadas por Silveira (2005), as mais adequadas (e que serão utilizadas no presente estudo) são:

a) Fórmula de Kirpich

Além da fórmula apresentada na tabela 3.1, a equação de Kirpich é comumente encontrada na forma:

$$T_c = 57 \left( \frac{L^3}{\Delta Z} \right)^{0.385} \quad (3.4)$$

em que L= comprimento do rio (km);

$\Delta z$  = diferença de elevação entre o ponto mais remoto da bacia e o nível d'água na seção extrema do canal em estudo (m);

$T_c$  = tempo de concentração da bacia (minutos).

Apesar de ter sido desenvolvida para uma bacia rural, a fórmula de Kirpich pode ser utilizada em bacias de pequenas dimensões, conforme pode-se constatar pelo exame dos limites de aplicação resumidos na Tabela 3.2.

#### b) Método cinemático

O *Soil Conservation Service* (SCS, 1974) sugere que o tempo de concentração seja determinado através da soma dos tempos das diversas fases do escoamento superficial no trajeto (trechos de características de cobertura e declividades diferentes) da água através da bacia hidrográfica. Tal procedimento de determinação do tempo de concentração é também conhecido como Método Cinemático. O tempo de concentração é, então, dado pela equação:

$$T_c = \sum_{i=1}^N (L_i / v_i) \quad (3.5)$$

em que:  $L_i$  = comprimento do i-ésimo trecho (m);

$v_i$  = velocidade do escoamento superficial no i-ésimo trecho (m/s);

$N$  = número de trechos de características diferentes.

Para cada trecho, a velocidade é calculada, em m/s, de acordo com suas características (rugosidade e declividade) através da relação:

$$v_i = C_{vi} \cdot S_i^{0,5} \quad (3.6)$$

Onde:  $C_{vi}$  = coeficiente dado pela Tabela 3.3;

$S_i$  = declividade do trecho  $i$  (%).

Tipo de cobertura	C <sub>vi</sub>
Florestas densas	0,075
Campos naturais ou pouco cultivados	0,135
Pastos ralos ou gramas	0,210
Solos quase nus	0,300
Canais gramados	0,450
Superfícies pavimentadas	0,600

Tabela 3.3: Valores do coeficiente C<sub>vi</sub> para escoamento em superfícies e calhas rasas  
 Fonte: (Tucci et al, 1995)

### c) Fórmula do SCS Lag

O SCS propõe, como uma maneira alternativa ao método cinemático, que o tempo de concentração seja avaliado a partir do tempo de pico do hidrograma do escoamento superficial, também denominado como tempo de retardamento da bacia. O tempo de pico, em horas, é dado por:

$$T_p = \frac{0,344 \cdot L^{0,8} \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}}{S^{0,5}} \quad (3.7)$$

Com: L = comprimento hidráulico (km);

S = declividade média da bacia (%);

CN = *curve number*, parâmetro do método SCS denominado “número de curva”, cujo valor está compreendido entre 1 e 100.

O parâmetro CN relaciona-se à cobertura, uso e tipo do solo e pode ser obtido através da Tabela 3.4 que apresenta valores de CN para bacias urbanas.

Utilização ou cobertura do solo	Tipo de solo			
	A	B	C	D
Zonas cultivadas: sem conservação do solo	72	81	88	91
com conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens ou terrenos em más condições	68	79	86	89
Terrenos baldios em boas condições	39	61	74	80
Prado em boas condições	30	58	71	78
Bosques ou zonas florestais: cobertura ruim	45	66	77	83
cobertura boa	25	55	70	77
Espaços abertos, relvados, parques, campos de golfe, cemitérios (boas condições):				
com relva em mais de 75% da área	39	61	74	80
com relva de 50 a 75% da área	49	69	79	84
Zonas comerciais e escritórios	89	92	94	95
Zonas industriais	81	88	91	93
Zonas residenciais:				
lotes de (m <sup>2</sup> )				
<500				
1000				
1300				
2000				
4000				
% média impermeável				
65	77	85	90	92
38	61	75	83	87
30	57	72	81	86
25	54	70	80	85
20	51	68	79	84
Parques de estacionamento, telhados, viadutos, etc.	98	98	98	98
Arruamentos e estradas:				
asfaltadas e com drenagem de águas pluviais	98	98	98	98
paralelepípedos	76	85	89	91
terra	72	82	87	89

Tabela 3.4: Valores do parâmetro CN do US SCS para bacias urbanas e suburbanas  
 Fonte: (BARBOSA, 2014)

Segundo o SCS (1974), a relação entre o tempo de retardamento ( $T_p$ ) e o tempo de concentração da bacia ( $T_c$ ) é dado por:

$$T_p = 0,6 \cdot T_c \quad (3.8)$$

A partir desta relação, é possível se obter facilmente o tempo de concentração da bacia, que também pode ser calculado de maneira direta conforme a fórmula apresentada na Tabela 3.1.

## d) Fórmula do DNOS

Assim como a fórmula proposta por Kirpich, a equação sugerida pelo DNOS (Departamento Nacional de Obras de Saneamento), também se baseia em estudos de bacias rurais de pequenas dimensões e é frequentemente utilizada por órgãos técnicos do Brasil (SILVEIRA, 2005).

A equação para a determinação do tempo de concentração segundo o DNOS, em horas, conforme Tabela 3.1, é dada por:

$$T_c = 0,419 \cdot k^{-1} \cdot A^{0,3} \cdot L^{0,2} \cdot S^{-0,4} \quad (3.9)$$

Onde: k = coeficiente dado pela tabela 3.5;

A = área da bacia (km<sup>2</sup>);

L = comprimento hidráulico (km);

S = declividade média do canal (m/m).

Características do terreno da bacia	k
Areno-argiloso, vegetação intensa, elevada absorção	2,0
Comum, coberto de vegetação, absorção apreciável	3,0
Argiloso, coberto de vegetação, absorção média	4,0
Com vegetação média, pouca absorção	4,5
Em rocha, escassa vegetação, baixa absorção	5,0
Rochoso, vegetação rala, reduzida absorção	5,5

Tabela 3.5: Valores de k para equação DNOS

Fonte: (MELLO, 1973 *apud* SILVEIRA, 2005)



e) Fórmula de Schaake *et al*

A equação de Schaake *et al* é uma fórmula de aplicação para bacias urbanas de pequenas dimensões, como pode ser observado na tabela 3.2.

De acordo com a tabela 3.1, para a obtenção do tempo de concentração, em horas, utiliza-se a equação:

$$T_c = 0,0828 \cdot L^{0,24} \cdot S^{-0,16} \cdot A_{imp}^{-0,26} \quad (3.10)$$

Onde: L = comprimento hidráulico (km)

S = declividade média do canal (m/m)

$A_{imp}$  = fração de área impermeável (km<sup>2</sup>)

f) Fórmula de McCuen *et al*

Outra fórmula aplicada para bacias urbanas é a fórmula proposta por McCuen *et al*. Sua aplicação pode ser realizada em bacias de diferentes dimensões, com uma variação de área entre 0,4 e 16 km<sup>2</sup>, conforme tabela 3.2.

A equação de McCuen *et al* para o cálculo do tempo de concentração, em horas, é dada por:

$$T_c = 2,25 \cdot i^{-0,7164} \cdot L^{0,5552} \cdot S^{-0,2070} \quad (3.11)$$

em que: i = intensidade da chuva (mm/h), cuja referência apontada por McCuen *et al*, 1984 *apud* Silveira (2005) é 35 mm/h.

L = comprimento hidráulico (km);

S = declividade do canal (m/m)

### 3.2 Precipitação

A precipitação pode ser entendida como toda a água proveniente da atmosfera que atinge a superfície terrestre e apresenta-se em diversas formas como neblina, chuva, granizo, orvalho, geada e neve (TUCCI *et al*, 1993). Neste trabalho, serão estudadas, especificamente, as características da precipitação em forma de chuva, uma vez que as demais formas apresentam uma pequena contribuição para o escoamento superficial e, no caso da neve, tem uma ocorrência incomum no Brasil.

As chuvas podem ser caracterizadas em três diferentes tipos, de acordo com as condições que produzem o movimento vertical do ar, conforme é resumidamente transcrito em Barbosa (2014):

Chuvas convectivas: são típicas de regiões tropicais e apresentam grande intensidade e pequena duração, concentrando-se em pequenas áreas. Ocorrem devido ao aparecimento de camadas de ar com densidades diferentes resultantes das diferenças de temperatura na superfície terrestre. As massas de ar quente elevam-se e condensam-se.

Chuvas orográficas: resultam-se da elevação forçada de massas de ar úmido quando estas encontram uma barreira topográfica. Ocorre, então, uma queda na temperatura e o vapor d'água condensa-se. Apresentam pequena intensidade e grande duração.

Chuvas ciclônicas ou frontais: ocorrem ao longo da superfície de descontinuidade que separa duas massas de ar com características distintas (umidade e temperatura). O aquecimento desigual da superfície terrestre faz com que essas massas se movimentem da região de alta pressão para a região de baixa pressão. São caracterizadas por serem de longa duração e apresentarem intensidades de baixa a moderada.

De acordo com Tucci *et al* (1995), em obras de drenagem, as vazões de projeto são, usualmente, obtidas através de modelos de transformação chuva-vazão. Para a aplicação desses modelos, é imprescindível o conhecimento das chuvas intensas, que são definidas como as chuvas cujas intensidades ultrapassam um determinado valor mínimo.

Uma das maneiras de se caracterizar e estimar as precipitações intensas é através da utilização de curvas ou equações que relacionam a intensidade, a duração e a frequência (curva ou equações de intensidade-duração-frequência, IDF), que são modelos matemáticos semi-empíricos utilizados para prever a intensidade precipitada em função da duração e da frequência ou probabilidade de ocorrência. Os dados primários para a geração das curvas ou equações IDF podem ser obtidos a partir de registros de pluviógrafos instalados no local de interesse ou, estimados dos dados de postos pluviográficos vizinhos, desde que haja um registro de dados suficientemente longo e representativos dos eventos extremos (adaptado de TUCCI et al, 1993). Na impossibilidade de se contar com registros de pluviógrafos, fato ainda comum no Brasil, pode-se recorrer aos dados de chuvas intensas gerados por pluviômetros, empregando-se os chamados coeficientes de desagregação para a estimativa das chuvas intensas de durações inferiores a 1 dia (em geral, até o limite de 5 minutos).

Podem ser seguidos dois enfoques alternativos para o estudo estatístico das séries de chuva: séries anuais ou séries parciais. A primeira, se baseia em escolher uma determinar e selecionar as maiores precipitações anuais e, com base nos dados obtidos, ajustar uma distribuição de extremos que melhor se ajuste aos valores da série. Para eventos extremos de máximas, normalmente são utilizadas as distribuições Pearson-tipo III, log- Pearson-tipo III, Gumbel e Log-Normal.

Por sua vez, a análise através das séries parciais é utilizada quando o número de anos de registro é pequeno (menor que 12 anos) e os períodos de retorno menores que 5 anos.

Os procedimentos para a construção da curva IDF devem seguir a sequência (TUCCI et al, 1993):

- i. Para cada duração são obtidas as precipitações máximas anuais com base nos dados do pluviógrafo;
- ii. Para cada duração mencionada é ajustada uma distribuição estatística;
- iii. Obtém-se a intensidade dividindo-se a precipitação por sua duração;
- iv. As curvas resultantes do processo são as relações IDF.

Barbosa (2014) recorda, ainda, que as curvas IDF podem ser expressas por meio de fórmulas empíricas do tipo:

$$i = \frac{k \cdot T_r^m}{(c + t_d)^n} \quad (3.12)$$

em que:  $i$  = intensidade da precipitação, normalmente expressa em mm/h;

$T_r$  = período de retorno, em anos;

$t_d$  = período de duração da chuva, normalmente em minutos;

$K, c, m, n$  = parâmetros específicos ajustados para cada estação pluviométrica.

Geralmente, as durações utilizadas são de 5, 10, 15, 30 e 45 minutos e 1, 2, 3, 6, 12 e 24 horas. Quando os dados disponíveis são apenas as chuvas registradas por pluviômetros, o estudo das chuvas intensas é feito para chuvas com duração de 1 dia que, por sua vez, permite a avaliação das chuvas de 24 horas de mesmo período de retorno. Para isso, alguns autores desenvolveram relações para desagregação das chuvas de 24 horas que tem por objetivo gerar séries sintéticas com duração em intervalos menores, por meio de coeficientes que transformam a chuva de 24 horas em outras de menor duração.

Na Tabela 3.6 encontram-se os coeficientes de relação entre as chuvas máximas de diferentes durações, válidos para o período de retorno entre 2 e 100 anos, propostos pelo Departamento Nacional de Obras de Saneamento (DNOS), conforme CETESB, 1986 *apud* BARBOSA, 2014, pag. 51.

Relação entre as durações	Relação entre as alturas pluviométricas
5min/30min	0,34
10min/30min	0,54
15min/30min	0,70
20min/30min	0,81
25min/30min	0,91
30min/1h	0,74
1h/24h	0,42

Tabela 3.6: Relações entre chuvas máximas de diferentes durações.

Valores médios dos estudos do DNOS

Fonte: (CETESB, 1986 *apud* BARBOSA, 2014)

### 3.3 Modelos de transformação chuva-vazão

#### 3.3.1 Método Racional

O método racional é um modelo hidrológico bastante simples, e por esta razão o mais difundido, utilizado para a obtenção da vazão de projeto em pequenas bacias hidrográficas, mais especificamente em áreas de drenagem menores que 3,0 km<sup>2</sup>, conforme alguns autores.

Segundo o Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de São Paulo (SMDU-SP, 2012), para se definir o tamanho de uma bacia, do ponto de vista de drenagem urbana, deve-se considerar suas características hidrológicas. O manual apresenta as características que, segundo Ponce (1989), descrevem uma bacia pequena:

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

Esse método consiste na aplicação da fórmula racional, que determina as contribuições pluviais, com um baixo risco de incerteza, para as micro áreas de drenagem, às quais este modelo se mostra eficiente. Há três hipóteses nas quais o método racional é baseado (FENDRICH, 2008):

1<sup>a</sup>) A intensidade da precipitação é constante enquanto durar a chuva;

2<sup>a</sup>) A impermeabilidade das superfícies permanece constante durante as chuvas;

3<sup>a</sup>) O tempo de duração da chuva que origina a vazão máxima é igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica.

No método racional, a equação para a obtenção da vazão de projeto é dada por:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{3,6} \quad (3.13)$$

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

i = intensidade máxima da chuva (mm/h);

C = coeficiente que exprime a parcela da chuva total que se transforma em chuva excedente, também conhecido como coeficiente de escoamento superficial ou coeficiente de *runoff* (adimensional);

A = área de drenagem (km<sup>2</sup>).

Para a definição do coeficiente de escoamento superficial (C), são utilizadas tabelas que consideram diferentes parâmetros de caracterização da bacia hidrográfica. No geral, as áreas são heterogêneas, com diferentes tipos de ocupação do solo, portanto, o mais conveniente é adotar um coeficiente médio, fazendo-se uma média ponderada considerando-se as áreas das sub-regiões da bacia, definidas pelo seu tipo de ocupação. A Tabela 3.7 traz os coeficientes de *runoff* adotados pela Prefeitura de São Paulo.

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

Tabela 3.7: Valores do coeficiente de escoamento superficial adotados pela Prefeitura de São Paulo.

Fonte: Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais de São Paulo (SMDU-SP, 2012)

Para a determinação do valor da intensidade máxima da chuva, parte-se da premissa de que tempo de duração da chuva crítica de projeto ( $T_d$ ) é igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica ( $T_c$ ), portanto, após a obtenção do tempo de concentração, a intensidade da chuva ( $i$ ) pode ser facilmente estimada através das curvas IDF ou de equações empíricas, como a forma da equação 3.12, específicas para a região em estudo.

### **3.3.2 Método do Hidrograma Unitário Sintético do *Soil Conservance Service SCS***

O modelo do hidrograma unitário sintético desenvolvido por *Snyder*, a partir de pesquisas na região dos Apalaches, nos Estados Unidos, baseia-se no modelo de hidrograma unitário proposto pela primeira vez por *Sherman*, em 1932, e que se define como o hidrograma do escoamento superficial que resulta da chuva efetiva de 1 cm de altura e determinada duração. O uso de fórmulas empíricas propostas por *Snyder* para a estimativa dos dados das precipitações e vazões possibilita, então, a construção do hidrograma unitário sintético.

Após o estudo em outras bacias diversas das estudadas por *Snyder*, *Linsley* e *Franzini* (1978) concluíram que as fórmulas desenvolvidas por *Snyder* poderiam ser estendidas a outras bacias desde que sejam modificados alguns parâmetros que são característicos de cada região, portanto, pode-se dizer que para cada bacia existe um hidrograma unitário específico.

O hidrograma unitário sintético do *U.S. Soil Conservance Service* (SCS, 1957) é uma simplificação do modelo proposto por *Snyder* muito utilizada para pequenas bacias. O hidrograma tem a forma de um triângulo (Figura 3.1), cuja área corresponde ao “volume unitário” escoado superficialmente.

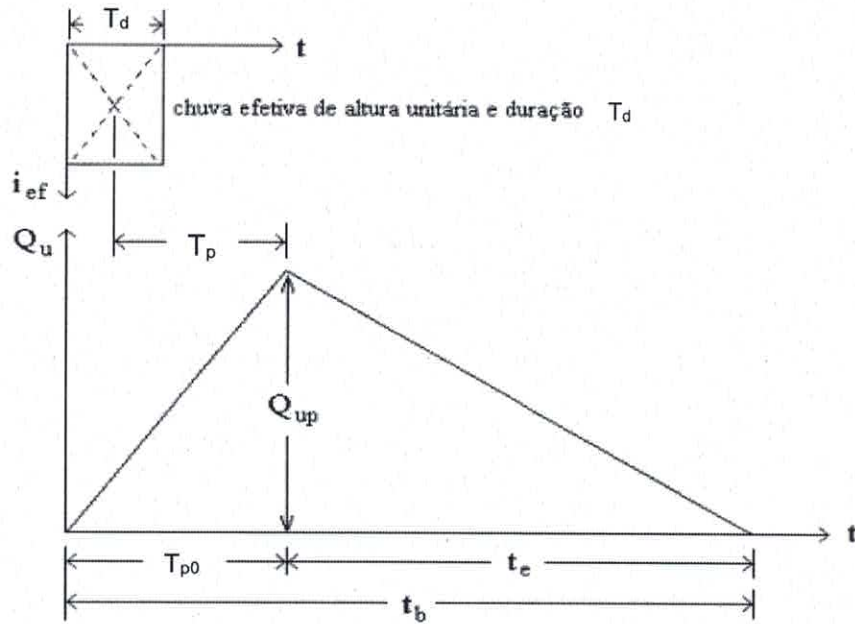


Figura 3.1: Representação gráfica das variáveis do hidrograma unitário sintético do SCS  
 Fonte: (BARBOSA, 2014)

Na Figura 3.1,  $t_d$  = duração da chuva efetiva;

$T_{p0}$  = tempo de pico;

$t_e$  = tempo de recessão do hidrograma;

$t_b$  = tempo base do hidrograma;

$T_p$  = tempo de retardamento da bacia;

$Q_{up}$  = intensidade da vazão unitária de pico.

Através das relações obtidas pela representação gráfica triangular do SCS, tem-se:

$$T_{p0} = 0,5 \cdot T_d + T_p \quad (3.14)$$

Conforme a relação 3.8, apresentada no item 3.1.7, o tempo de pico do hidrograma pode, ainda, ser escrito na forma:



$$T_{p0} = 0,5 \cdot T_d + 0,6 \cdot T_c \quad (3.15)$$

A estimativa da chuva unitária pode ser feita através da sua relação com o tempo de concentração da bacia, e é dada por:

$$T_d = 0,133 \cdot T_c \quad (3.16)$$

Após a obtenção destes parâmetros, a intensidade da vazão de pico do hidrograma unitário pode ser calculada, em m<sup>3</sup>/s, por meio da equação:

$$Q_{up} = \frac{2,08 \cdot A}{T_{p0}} \quad (3.17)$$

em que: A = área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>)

$T_{p0}$  = tempo de pico ou de ascensão do hidrograma (h)

De posse das coordenadas do hidrograma unitário sintético, para obter a vazão de projeto Q, deve-se estimar o valor da chuva efetiva total, em mm, através da equação abaixo, sugerida pelo US SCS:

$$P_{ef,T} = \frac{(P_T - 0,2S)^2}{P_T + 0,8S}, \text{ válida para } P_T > 0,2S \quad (3.18)$$

Onde:  $P_{ef,T}$  = chuva efetiva total (mm);

$P_T$  = precipitação total ou acumulada (mm);

S = potencial de retenção antes do início do escoamento (mm).

O potencial de retenção S, é determinado, em mm, pela equação:

$$S = 25,4 \cdot \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (3.19)$$

em que CN (*curve number*) é o chamado número de curva, cuja quantificação foi detalhada na seção 3.1.7.

Para o traçado do hidrograma unitário do SCS, uma vez conhecidas a vazão de pico ( $Q_{up}$ ) e o tempo de pico ( $T_{p0}$ ), os valores de  $t$  e  $Q_u$  podem ser obtidos a partir das coordenadas do hidrograma unitário adimensional, proposto pelo *National Engineering Book* (TUCCI *et al*, 1995).

O hidrograma unitário sintético adimensional pode ser representado graficamente na forma triangular ou curvilínea. Na Figura 3.2 e nas Tabelas 3.8 e 3.9, encontram-se as representações gráficas e numéricas (tabuladas) de ambas as formas.

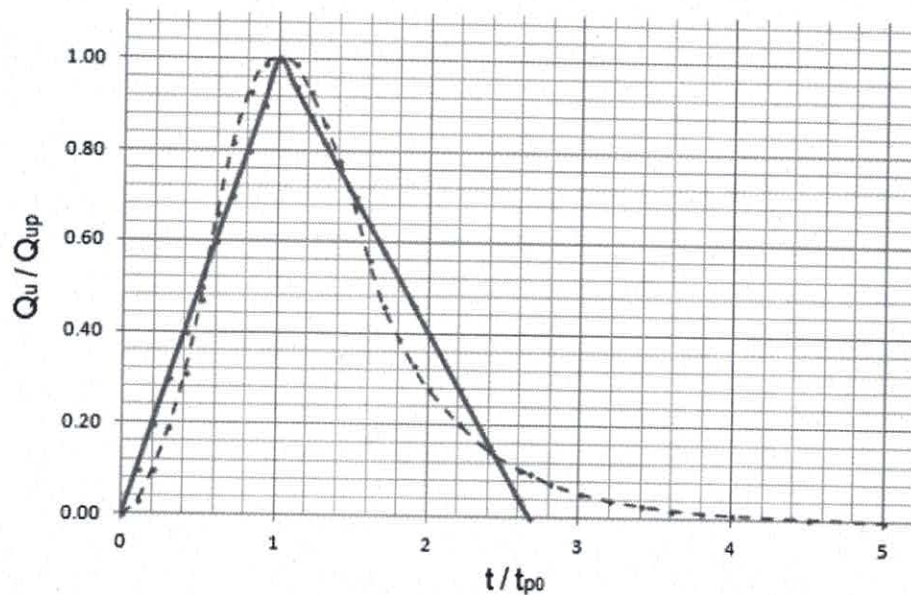


Figura 3.2: Hidrogramas unitários adimensionais do SCS: triangular e curvilíneo

Fonte: (BARBOSA, 2016)

$t/t_{p0}$	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
$Q_u/Q_{up}$	0,000	0,030	0,100	0,190	0,310	0,470
$t/t_{p0}$	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10
$Q_u/Q_{up}$	0,660	0,820	0,930	0,990	1,000	0,990
$t/t_{p0}$	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70
$Q_u/Q_{up}$	0,930	0,860	0,780	0,680	0,560	0,460
$t/t_{p0}$	1,80	1,90	2,00	2,20	2,40	2,60
$Q_u/Q_{up}$	0,390	0,330	0,280	0,207	0,147	0,107
$t/t_{p0}$	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80
$Q_u/Q_{up}$	0,077	0,055	0,040	0,029	0,021	0,015
$t/t_{p0}$	4,00	4,50	5,00			
$Q_u/Q_{up}$	0,011	0,005	0,000			

Tabela 3.8: Coordenadas do hidrograma unitário curvilíneo do SCS

Fonte: (WILKEN, 1978 *apud* BARBOSA, 2016)

$t/t_{p0}$	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
$Q_u/Q_{up}$	0,00	0,010	0,20	0,30	0,40	0,50
$t/t_{p0}$	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10
$Q_u/Q_{up}$	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	0,94
$t/t_{p0}$	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,80
$Q_u/Q_{up}$	0,88	0,82	0,76	0,70	0,64	0,52
$t/t_{p0}$	2,00	2,20	2,40	2,60	2,67	
$Q_u/Q_{up}$	0,40	0,28	0,16	0,04	0,00	

Tabela 3.9: Coordenadas do hidrograma unitário sintético triangular do SCS

Fonte: (BARBOSA, 2016)

Para a obtenção da vazão de projeto deve-se obter, a partir do hidrograma unitário o hidrograma do escoamento superficial que resulta de uma tormenta de projeto de dada recorrência e com intensidade variável (evento chuvoso complexo). Para isso, é necessário gerar o hietograma da chuva efetiva que, por sua vez, é obtido a partir do hietograma base.

Para a construção do hietograma base, utiliza-se o método dos blocos alternados, conforme os seguintes passos propostos por Tucci *et al* (1995):

- a) Seleciona-se a duração da chuva crítica ( $T_d$ ) para o período de retorno de projeto ( $T_r$ );
- b) Adotar a chuva crítica igual ao tempo de concentração da bacia e “discretizar” a duração  $T_d$  em 6 intervalos de duração  $\Delta t$ , fixando-se assim o “tamanho do bloco”;
- c) Obter a intensidade das chuvas correspondentes a cada duração utilizando-se das curvas de intensidade-duração-frequência apropriadas para a região, até o limite da chuva crítica;
- d) Transformar as intensidades calculadas em alturas pluviométricas;
- e) Calcular os incrementos das chuvas acumuladas, a fim de obter uma configuração mais natural da chuva;
- f) Rearranjar as alturas calculadas de modo que, no centro da duração  $T_d$  seja situado o bloco de maior altura pluviométrica, sendo os demais colocados em ordem decrescente, um à direita, outro à esquerda, alternada e sucessivamente.

Após a obtenção do hietograma base, o hietograma da chuva efetiva pode ser determinado a partir de dois métodos diferentes. O SCS sugere a aplicação da fórmula 3.18 mas, pode-se ainda, determinar o hietograma da chuva efetiva através da obtenção do índice  $\phi$ , que é calculado por meio da divisão da parcela de chuva não escoada, pelo número de intervalos de tempo de duração da chuva, e em seguida subtraído de cada precipitação ao longo do tempo, gerando, desta forma, a chuva efetiva para cada intervalo.

De posse do hietograma da chuva efetiva, as coordenadas do hidrograma do escoamento superficial podem ser obtidas pelo somatório do valor da chuva efetiva em cada trecho multiplicado pela vazão ( $Q_u$ ) deslocada de um tempo igual a  $T_d$ .

### 3.4 Canais Urbanos

Segundo Tucci *et al* (1995), os canais artificiais são comumente utilizados nas obras de microdrenagem, principalmente em córregos e riachos naturais, em que a seção

não comporta mais as vazões de enchente. Para o autor, diversos são os fatores que influenciam na escolha da seção transversal de um canal, sendo esta pré-moldada ou construída *in loco*. Dentre estes fatores, podem-se destacar os custos com escavação, revestimento, condições para execução das obras e remoção e reassentamento de populações.

As seções geométricas normalmente utilizadas para a construção de canais são a trapezoidal ou retangular, que geralmente são utilizadas em canais abertos, e a circular, muito utilizada em projetos de contorno fechado (galerias). Os tipos de revestimento mais comuns empregados são terra, enrocamento, pedra argamassada, concreto, gabião e *terra armada* (DAEE, 2005).

No dimensionamento dessas seções hidráulicas ideais, que otimizam a seção em função de sua capacidade máxima de descarga, as velocidades mínimas devem ser limitadas entre 0,50 m/s e 0,90 m/s para evitar a deposição de materiais finos (TUCCI *et al*, 1995).

O Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo apresenta através de seu Guia Prático para Pequenas Obras Hidráulicas (2005), os elementos hidráulicos característicos de diferentes tipos de seções transversais conforme dispostos na Tabela 3.10:

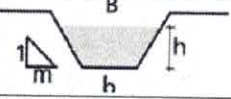
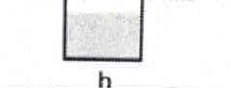
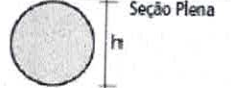
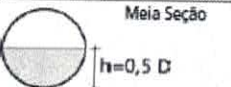
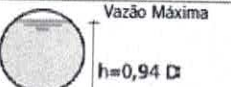
Geometria da Seção	Área Molhada ( $A_m$ )	Perímetro Molhado ( $P_m$ )	Raio Hidráulico ( $R_H$ )	Largura Superficial (B)
	$(b+mh)h$	$b + 2h\sqrt{1+m^2}$	$\frac{(b+mh)h}{b + 2h\sqrt{1+m^2}}$	$b+2mh$
	$b \cdot h$	$b+2h$	$\frac{b \cdot h}{b+2h}$	$b$
 Seção Plena	$\frac{\pi \cdot D^2}{4}$	$\pi \cdot D$	$\frac{D}{4}$	---
 Meia Seção	$\frac{\pi \cdot D^2}{8}$	$\frac{\pi \cdot D}{2}$	$\frac{D}{4}$	---
 Vazão Máxima	$0,7662 \cdot D^2$	$2,6467 \cdot D$	$0,2895 \cdot D$	---

Figura3.3: Elementos hidráulicos característicos de diferentes tipos de seções transversais.

Fonte: Guia Prático para Pequenas Obras Hidráulicas, DAEE (2005)

Para estimar as perdas por atrito, deve-se considerar o acabamento pretendido para as paredes. Uma forma muito utilizada para esta estimativa é através da equação de Manning, dada pela Eq. (3.20):

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot \sqrt{i} \quad (3.20)$$

Onde,  $V$  = velocidade média (m/s)

$n$  = coeficiente de rugosidade de Manning

$i$  = declividade média (m/m)

$R_H$  = raio hidráulico (m)

Associando-se a equação (3.20) à equação da continuidade, dada por:

$$Q = V \cdot A_M \quad (3.21)$$

em que,  $Q$  = vazão (em m<sup>3</sup>/s)

$V$  = velocidade média (em m/s)

$A_M$  = área molhada (em m<sup>2</sup>)

tem-se a vazão em m<sup>3</sup>/s em função do coeficiente de rugosidade de Manning, conforme a expressão:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R_H^{2/3} \cdot A_M \cdot \sqrt{i} \quad (3.22)$$

A DAEE também sugere valores para os coeficientes de Manning a serem utilizados de acordo com o tipo de revestimento, conforme fornecidos na Tabela 3.10:

Revestimento	n
Terra	0,035
Rachão	0,035
Gabião	0,028
Pedra argamassada	0,025
Aço corrugado	0,024
Concreto	0,018

Valores sugeridos pelo DAEE

Tabela 3.10: Coeficientes de Rugosidade de Manning (n)

Fonte: Guia Prático para Pequenas Obras Hidráulicas, (DAEE, 2005)

## 4 ESTUDO DE CASO: MICROBACIA DO CÓRREGO DO AZEDO / OURO PRETO - MG

### 4.1 Caracterização física da microbacia

#### 4.1.1 Contorno da microbacia

Em um primeiro momento, a identificação da microbacia e o traçado de seu contorno ou divisor topográfico foram realizados através das imagens fornecidas pelo *Google Earth*, uma vez que a partir do traçado inicial, o arquivo gerado pelo *Google Earth* foi importado para o *software Global Mapper*, no qual foram geradas as curvas de nível, de 5 em 5 metros, para a região em estudo. O arquivo gerado pelo último programa foi mais uma vez importado para o *Autocad*, onde foi possível realizar os devidos ajustes de contorno da bacia, corrigindo o traçado para mantê-lo perpendicular às curvas de nível a fim de obter a representação da bacia o mais próximo possível da realidade.

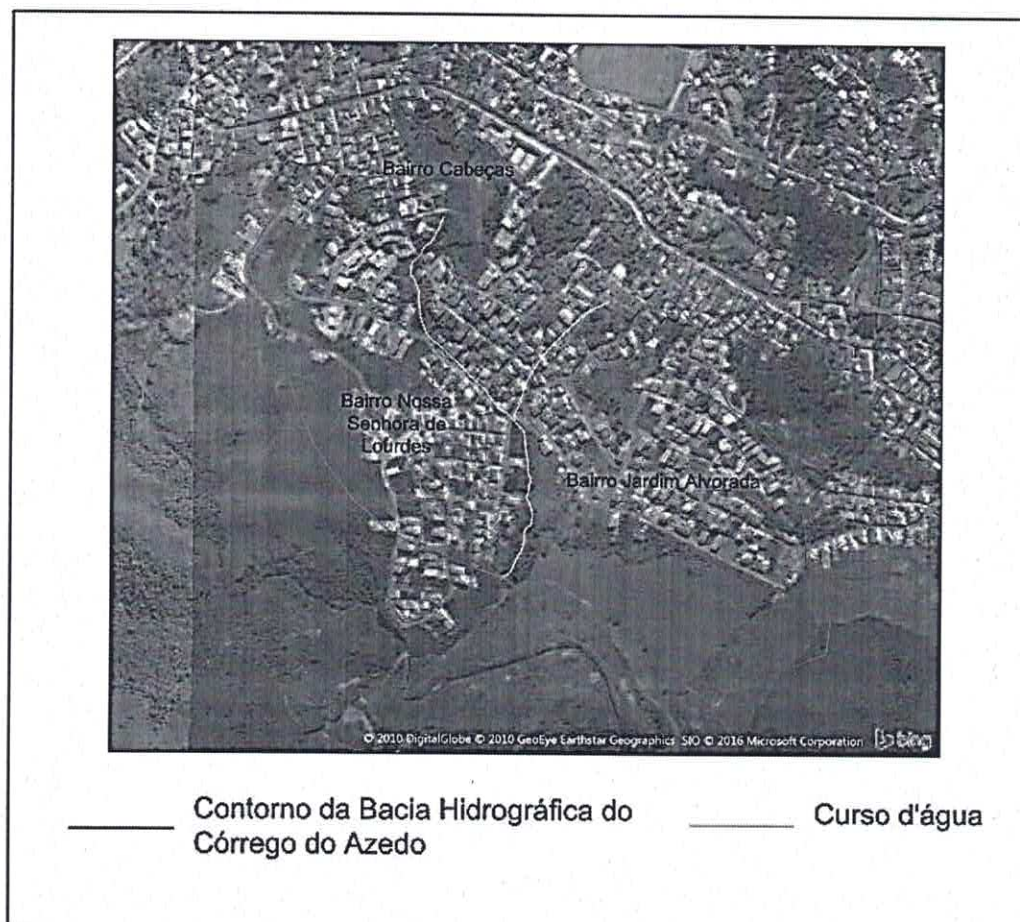


Figura 4.1: Traçado do contorno topográfico e das principais drenagens da microbacia do córrego do Azedo

#### 4.1.2 Área de drenagem da microbacia

A área da microbacia foi obtida através do *Autocad*. A partir do polígono traçado, foi definida uma região para o qual o programa é capaz de fornecer, através do comando *PROPMASS*, o momento de inércia e propriedades geométricas da área estudada. Portanto, por este método computacional, foi possível inferir os apresentados na Tabela 4.1:

Área	0,445 km <sup>2</sup>
Perímetro	2,68 km
	X: 2836,8 m
Centro de Gravidade	Y: 1835,8 m

Tabela 4.1: Propriedades geométricas da microbacia hidrográfica do córrego do Azedo



### 4.1.3 Declividade da microbacia

Para a determinação da declividade da microbacia do córrego do Azedo, foi utilizado o método das quadriculas associadas a um vetor. Utilizando-se ainda o programa *Autocad*, foi lançada aleatoriamente uma malha quadriculada, 20m x 20m, cobrindo a área de interesse sobre o mapa topográfico da bacia. A partir dos pontos de interseção da malha foram traçados vetores normais às curvas de nível e direcionados no sentido do escoamento.

A declividade associada a cada vértice foi calculada dividindo-se a diferença de elevação entre as curvas de nível sucessivas pela medida das distâncias entre elas (distâncias em planta). Neste estudo, foram analisados 990 vértices e após a obtenção dos valores das declividades associadas a cada um deles, realizou-se uma análise de frequência das declividades encontradas e calculou-se a declividade média da microbacia.

A declividade da microbacia foi ainda representada em um gráfico das declividades encontradas em função das frequências acumuladas das ocorrências. Para a construção do gráfico, foram adotados os procedimentos sugeridos por Barbosa, (2014):

- I. Classificar as declividades em ordem decrescente;
- II. Definir o tamanho do intervalo de classe em função do número escolhidos de pontos de plotagem;
- III. Contar as observações dentro de cada intervalo e converter esta contagem em frequência relativa;
- IV. Realizar a contagem das frequências acumuladas.

O gráfico foi construído lançando-se o valor das frequências acumuladas no eixo das abcissas em função dos limites inferiores das declividades de cada intervalo encontrado, representados no eixo das ordenadas.

Especificação da Declividade	Valor (m/m)
Mínima	0
Média	0,23
Mediana	0,22
Máxima	2,05

Tabela 4.2: Declividades da microbacia hidrográfica do córrego do Azedo

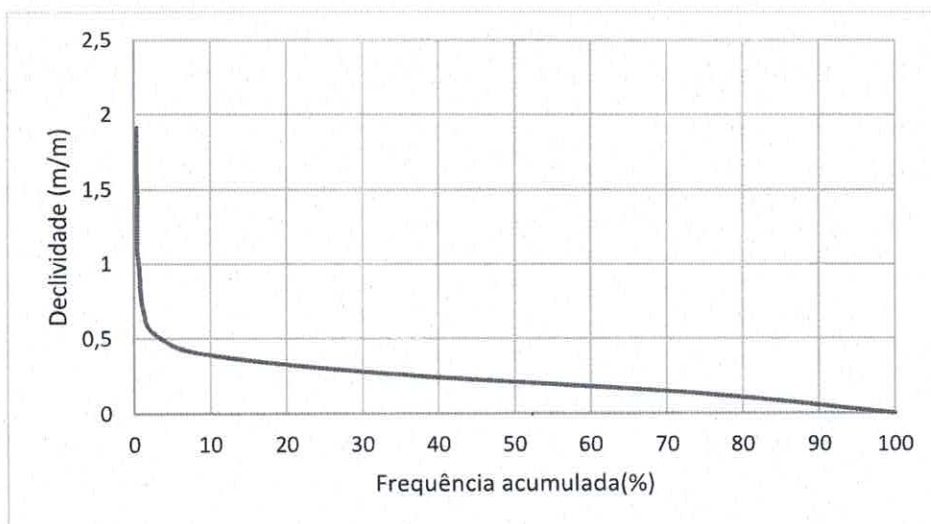


Figura 4.2: Representação gráfica da distribuição de frequências de declividades da microbacia do córrego do Azedo

#### 4.1.4 Curva hipsométrica

Para a construção da curva hipsométrica, foi utilizado mais uma vez o programa computacional *Autocad* que possibilitou o cálculo dos valores relativos das áreas entre as curvas de nível consecutivas. A partir dos valores encontrados, calculou-se os valores das áreas relativas acumuladas e foi realizada a construção do gráfico das cotas das curvas de nível versus as áreas relativas acumuladas.

Especificação da Elevação	Valor (m)
Mediana	1126,5 m
Média	1127,0 m

Tabela 4.3: Elevações da microbacia hidrográfica do córrego do Azedo

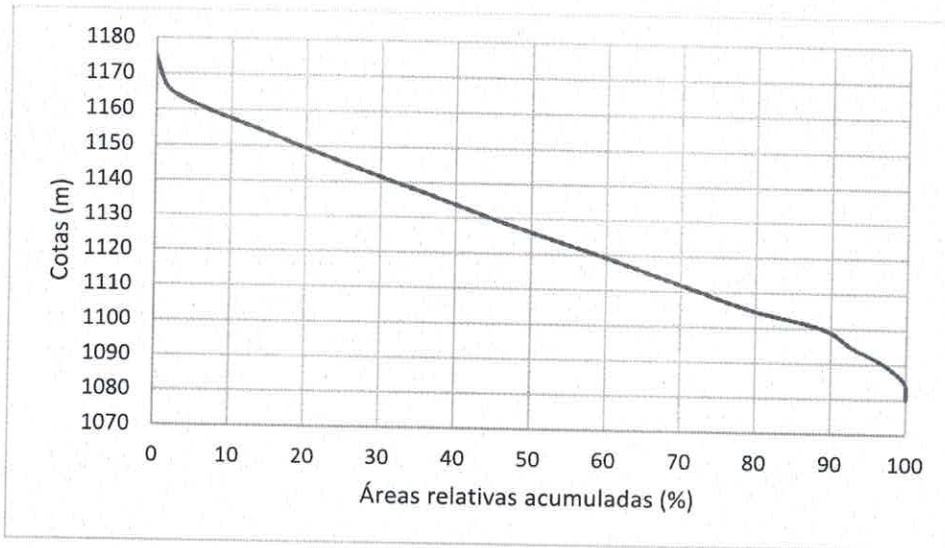


Figura 4.3: Curva hipsométrica da microbacia do córrego do Azedo

#### 4.1.5 Comprimento e declividade do curso d'água principal

O traçado do curso d'água foi obtido através do programa computacional *ArcGis* e importado para o *Autocad*. Com as ferramentas disponibilizadas pelo programa, foi possível calcular o comprimento do curso d'água principal, assim como o comprimento axial da bacia e também o comprimento do trecho a ser canalizado. Os valores encontrados foram discriminados na Tabela 4.4:

Característica	extensão
Comprimento do leito do curso d'água principal	617,0 m
Comprimento do percurso hidráulico	822,2 m
Comprimento do trecho a ser canalizado	244,0 m

Tabela 4.4: Comprimentos do córrego do Azedo

Para a obtenção da declividade do curso d'água principal, apoiou-se no mapa da bacia contendo a hidrologia e as curvas de nível. Em seguida, foram realizadas medidas corretivas a partir de um levantamento de campo, utilizando-se um GPS que foi posicionado em quatro diferentes pontos do curso d'água, obtendo-se assim a elevação correspondente a cada ponto. Os valores das elevações foram relacionados os comprimentos dos trechos, permitindo-se a construção gráfica do perfil de elevação do córrego mostrado na Figura 4.4.

A partir deste perfil, a declividade média do curso d'água foi calculada conforme cada uma das quatro diferentes maneiras descritas no item 3.1.5.

Na figura 4.4, encontram-se o perfil de elevação e os cálculos das declividades.

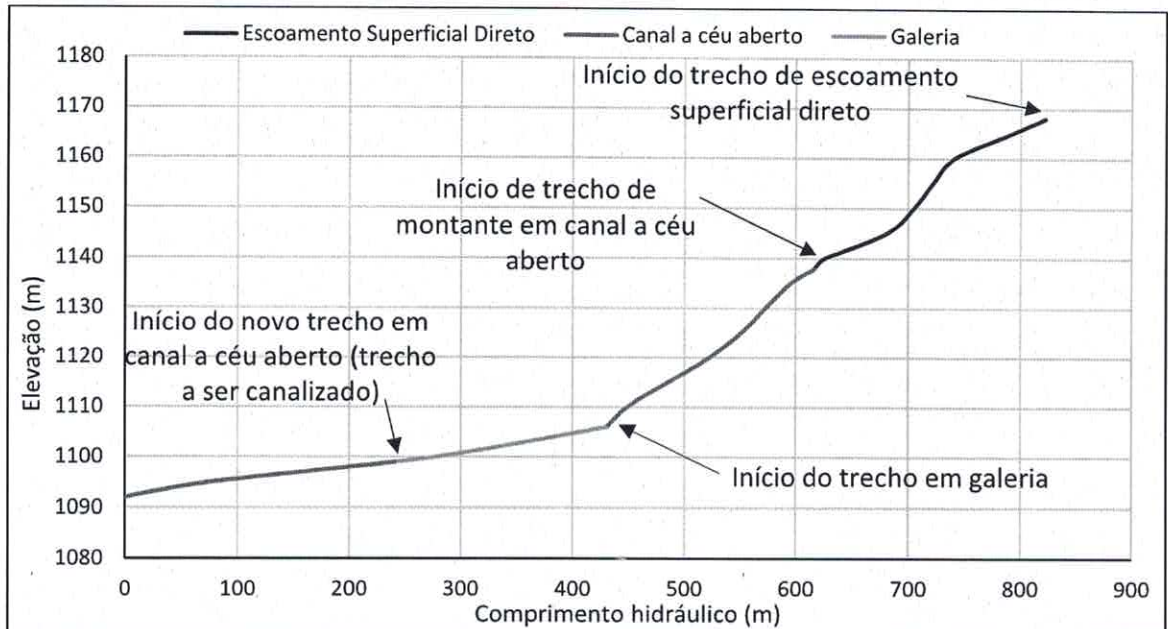


Figura 4.4: Perfil de elevação do curso d'água principal

#### Métodos de cálculo da declividade:

a) Declividade entre extremos ( $S_1$ ):

$$z_{\text{cabeceira}} = 1168 \text{ m}$$

$$z_{\text{foz}} = 1092 \text{ m}$$

$$L = 822,22 \text{ m/m}$$

$$S_1 = (z_{\text{cabeceira}} - z_{\text{foz}})/L = 0,092 \text{ m/m}$$

b) Declividade média ponderada pela área ( $S_2$ ):

$$A_p = 918910,1 \text{ m}^2$$

$$L = 822,22 \text{ m}$$

$$z_{\text{foz}} = 1092 \text{ m}$$

$$S_2 = 0,062 \text{ m/m}$$

c) Declividade equivalente constante ( $S_3$ ):

$$L = 822,22 \text{ m}$$

$$\Delta L / \sqrt{S_1} = 3478,042$$

$$S_3 = 0,056 \text{ m/m}$$

d) Declividade ( $S_{10-85}$ ):

$$Z_{85} = 1145 \text{ m}$$

$$Z_{10} = 1095 \text{ m}$$

$$X_{85} = 698,89 \text{ m}$$

$$X_{10} = 82,22 \text{ m}$$

$$0,75 L = 616,66 \text{ m}$$

$$S_{10-85} = 0,081 \text{ m/m}$$

Considerando-se os resultados obtidos, foi possível perceber uma razoável aproximação entre as declividades  $S_2$  e  $S_3$ , como era de se esperar, normalmente utilizadas para representar um valor médio de todo o trecho. Contudo, é grande a diferença encontrada entre os valores das declividades  $S_2$  e  $S_3$  da declividade entre extremos  $S_1$ . Essa diferença deve-se ao fato de que os métodos de cálculo utilizados para  $S_1$  (e também para  $S_{10-85}$ ) são indicados para caso de perfis mais homogêneos, em que não há grande variação da declividade ao longo de todo o comprimento do curso d'água. Conforme pode ser observado pelo traçado do perfil de elevação em função da distância da foz apresentado na Figura 4.4, há grandes variações nas

declividades ao longo do curso d'água, o que torna os métodos de cálculo de  $S_2$  e  $S_3$  mais apropriados e representativos da declividade média do curso d'água.

Os valores de declividade obtidos pelos métodos descritos nos sub-itens (b) e (c), podem ser considerados próximos (variação em torno de 5% da média). E, como o método da declividade ponderada apresenta um valor médio mais representativo da declividade, para efeitos de cálculo, neste trabalho, será adotado o valor da declividade igual a 6%, mais próximo daquele obtido em (b) e praticamente igual à média de  $S_2$  e  $S_3$ .

Método de cálculo	Declividade
Declividade entre extremos	0,092 m/m
Declividade média ponderada entre áreas	0,062 m/m
Declividade equivalente constante	0,056 m/m
Declividade $S_{10-85}$	0,081 m/m

Tabela 4.5: Declividade média do curso d'água pelos diferentes métodos apresentados

#### 4.1.6 Tempo de concentração da microbacia do córrego do Azedo

Conforme descrito no item 3.1.7, o tempo de concentração de uma bacia pode ser determinado por meio de diferentes métodos. Considerando as dimensões da microbacia do córrego do Azedo, bem como as características de urbanização da mesma, serão adotados e discutidos seis procedimentos de cálculo do tempo de concentração, conforme discriminados abaixo.

Métodos de cálculo do tempo de concentração da bacia:

a) Equação de Kirpich

$$L = 0,822 \text{ km}^2$$

$$\Delta z = 76 \text{ m}$$

Portanto, aplicando-se a fórmula 3.4, tem-se:

$$T_c = 57 \left( \frac{0,822^3}{76} \right)^{0,385}$$

$$T_c = 8,58 \text{ min}$$

## b) Método Cinemático

Para determinar o tempo de concentração pelo método cinemático, o primeiro procedimento foi o cálculo das velocidades de cada trecho do canal identificados pela Figura 4.4.

Para os trechos a montante em canal a céu aberto, de escoamento superficial direto, e em galeria utilizou-se a equação 3.6 e os valores de  $C_{vi}$  foram retirados da Tabela 3.3, de acordo com o tipo de cobertura de cada trecho. A velocidade do trecho em céu aberto a ser canalizado foi determinada por meio da fórmula de Manning (equação 3.20), adotando-se um valor do coeficiente de rugosidade  $n$  igual a 0,030.

Por fim, para a determinação do tempo de concentração, aplicou-se a equação 3.5.

A Tabela 4.5 fornece os elementos necessário para a obtenção do tempo de escoamento em cada trecho, que é lançado na última coluna da mesma. O somatório desta última coluna fornece diretamente o tempo de concentração pelo método cinemático:  $T_c \cong 27,3\text{min}$ .

Trecho	$C_v$	L (m)	$\Delta z$ (m)	S (%)	n	Rh (m)	S (m/m)	v (m/s)	t (min)
1º Trecho de escoamento superficial direto	0,60	65,0	6,0	9,2	-	-	-	1,8	0,6
2º Trecho de escoamento superficial direto	0,135	140,18	24,0	17,1	-	-	-	0,6	4,2
1º Trecho em canal a céu aberto	0,20	186,71	32,0	17,1	-	-	-	0,8	3,8
Trecho em galeria	0,60	186,37	7,0	3,8	-	-	-	1,2	2,7
2º Trecho em canal a céu aberto	-	243,96	-	2,9	0,03	0,00938	0,029	0,3	16,1
									$T_c = \Sigma t = 27$

Tabela 4.6: Cálculo do tempo de concentração pelo Método Cinemático

### c) Equação do SCS Lag

O primeiro passo para a determinação do tempo de concentração pelo método do SCS Lag consiste em definir o valor do coeficiente CN. Como a área da bacia possui ocupação e cobertura do solo heterogêneas, foi necessária a determinação da área de cada tipo de ocupação e cobertura para que o CN pudesse ser obtido por meio de uma média ponderada. Por meio de uma análise visual da imagem aérea, foram identificadas as áreas residências, com lotes de tamanhos diferentes, áreas pavimentadas e áreas de cobertura vegetal.

A Figura 4.5 ilustra a diversidade de ocupação do solo da bacia e foi utilizada para a determinação da área de cada tipo de ocupação do solo.

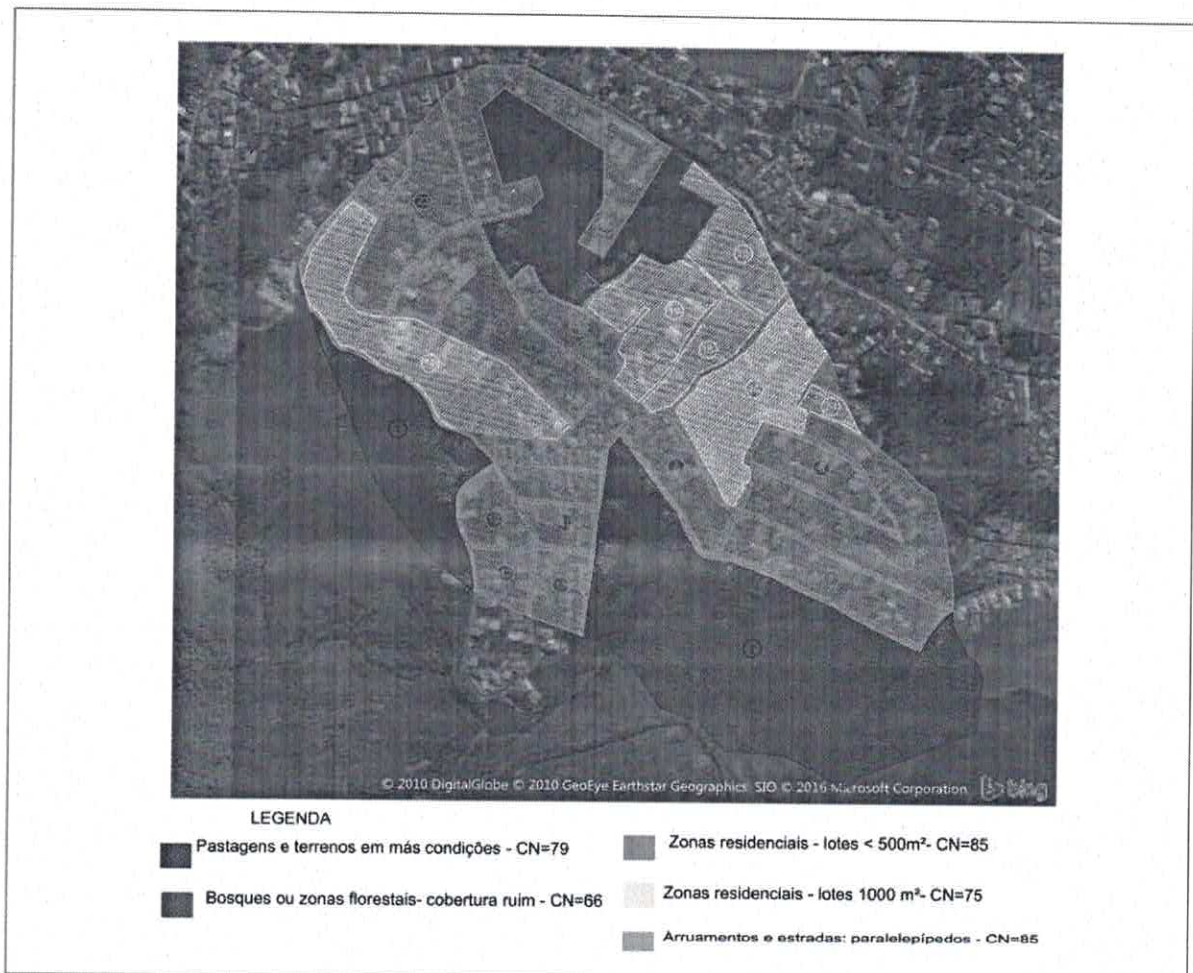


Figura 4.5: Identificação dos tipos de ocupação do solo para determinação do CN médio na microbacia do córrego do Azedo



Tipo de Cobertura	Área (m <sup>2</sup> )	CN	CN*A
Pastagens ou terrenos em más condições	123661,4	79	9769247
Zonas residenciais < 500 m <sup>2</sup>	160027,6	85	13602348
Zonas residenciais 1000 m <sup>2</sup>	85026,6	75	6376991
Bosque	37291,0	66	2461203
Paralelepípedo	38994,0	85	3314490
Total	445000,5	-	35524279
CN da bacia		88	

Tabela 4.7: Tipos de ocupação e elementos de cálculo para a quantificação do CN médio da microbacia

Na tabela 4.6 são fornecidas as áreas correspondentes a cada tipo de ocupação e cobertura, calculadas por meio da utilização de ferramentas do *Autocad*. O CN da microbacia foi obtido dividindo-se o somatório dos produtos das áreas por seus respectivos CNs (coluna 4 da Tabela 4.6) pela área total da microbacia:

$$CN = \Sigma(CN_i \times A_i) \div A = 88$$

Após a determinação do CN, obteve-se o valor do tempo de pico do hidrograma por meio da aplicação da equação 3.7:

$$L = 0,822 \text{ km}$$

$$CN = 88$$

$$S = 23 \%$$

$$T_p = \frac{0,344 \cdot 0,822^{0,8} \left( \frac{1000}{88} - 9 \right)^{0,7}}{23^{0,5}}$$

$$T_p \cong 0,112 \text{ h horas}$$

$$T_c = \frac{0,112}{0,6} \cdot 60 \therefore T_c = 11,2 \text{ min}$$

d) Equação do DNOS

O valor do coeficiente k da equação proposta pelo DNOS foi retirado da Tabela 3.5. Como não foram realizados estudos para avaliar especificamente o tipo de solo da região, foi escolhido um valor médio, que representa um solo de média absorção.

$$L = 0,822 \text{ km}$$

$$A = 0,445 \text{ km}^2$$

$$k = 4$$

$$S = 0,06 \text{ m/m}$$

$$T_c = 0,419 \cdot 4^{-1} \cdot 0,445^{0,3} \cdot 0,822^{0,2} \cdot 0,06^{-0,4}$$

$$T_c = 0,170646 \text{ horas} \times 60 \therefore T_c = 10,25 \text{ min}$$

e) Equação de Schaake *et al*

Para o cálculo do tempo de concentração da microbacia por meio aplicação da fórmula de Schaake *et al*, é necessário que a área impermeável seja quantificada previamente. A Figura 4.6 mostra a identificação da área impermeável e seu valor foi obtido por meio de ferramentas disponíveis no *software Autocad*.

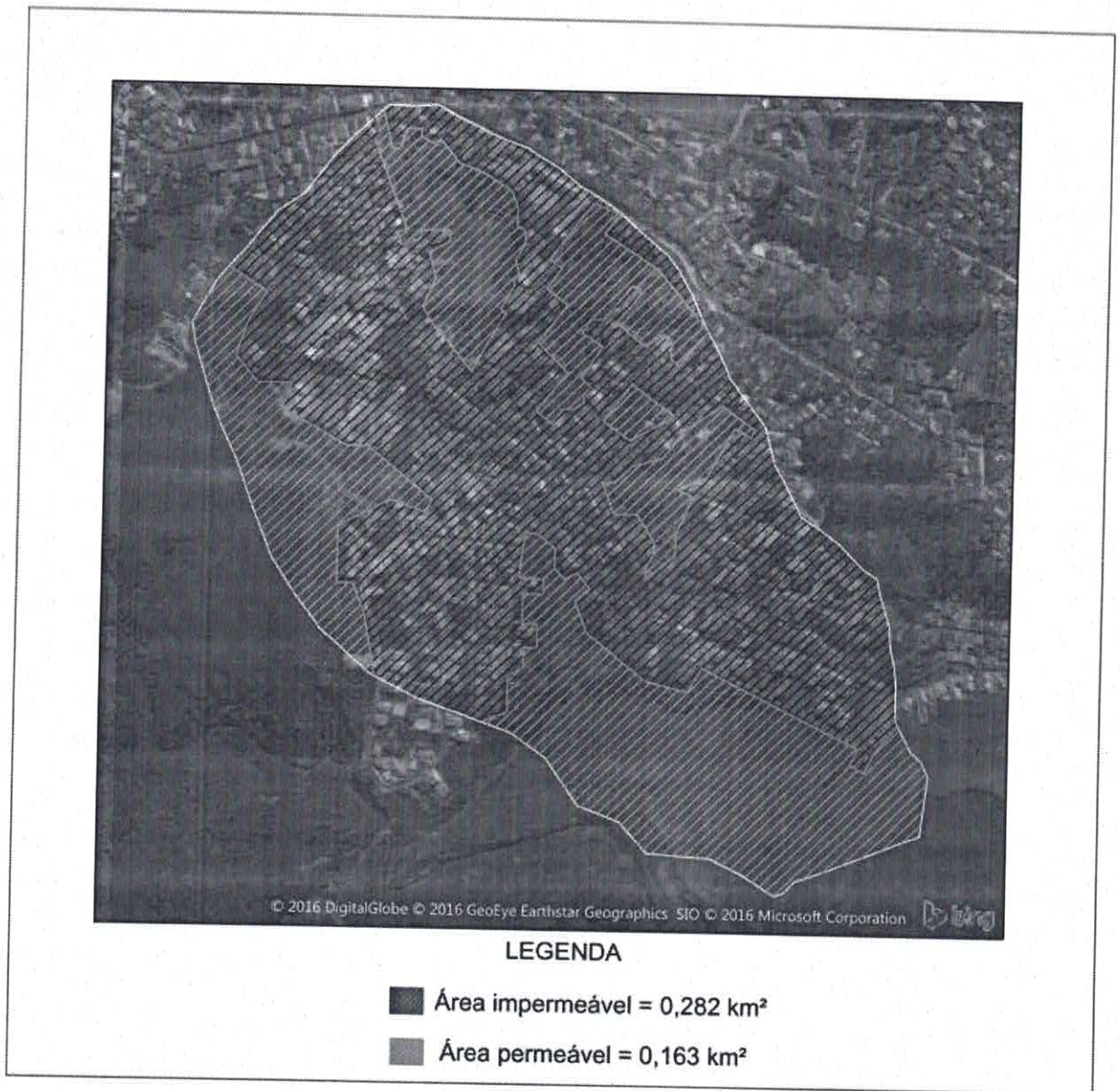


Figura 4.6: Identificação das áreas permeáveis e impermeáveis da microbacia do córrego do Azedo

Obtido o valor da área impermeável, foi possível calcular o tempo de concentração da bacia utilizando-se a equação 3.10:

$$L = 0,822 \text{ km}$$

$$S = 0,06 \text{ m/m}$$

$$A_{\text{imp}} = 0,282 \text{ km}^2$$

$$T_c = 0,0828 \cdot 0,822^{0,24} \cdot 0,06^{-0,16} \cdot 0,282^{-0,26}$$

$$T_c = 0,172199 \text{ horas} \times 60 \therefore T_c = 10,33 \text{ min}$$

f) Equação de McCuen *et al*

Para o cálculo do tempo de concentração com o uso da equação de McCuen *et al* (Eq. 3.11) requer-se a intensidade da chuva de referência, o comprimento hidráulico e a declividade do canal:

$$L = 0,822 \text{ km}$$

$$i = 35 \text{ mm/h (valor recomendado pelo método)}$$

$$S = 0,06 \text{ m/m}$$

Portanto, aplicando-se a equação 3.11, tem-se:

$$T_c = 2,25 \cdot 35 - 0,7164 \cdot 0,822^{0,5552} \cdot 0,06^{-0,2070}$$

$$T_c = 0,282925 \text{ horas} \times 60 \therefore T_c = 17 \text{ min}$$

A partir dos resultados obtidos pelas diferentes fórmulas de cálculo do tempo de concentração constata-se que é relativamente grande a variação nos valores encontrados. O valor mais discrepante foi o obtido pelo método cinemático e sua alta variação pode estar relacionada à falta de um estudo mais preciso para se estabelecer as declividades de cada trecho ao longo do canal e/ou para se estabelecer os valores dos coeficientes  $C_v$  e  $n$  que entram no cálculo das velocidades. Por outro lado, as demais fórmulas são equações práticas geradas por regionalização a partir de comparações feitas em bacias diferentes daquela em estudo.

Assim, para a fixação do tempo de concentração a ser utilizado para obtenção das vazões de projeto pelos métodos de transformação chuva-vazão, detalhados nos itens 3.3.1 e 3.3.2, foi feita a média aritmética dos valores fornecidos pelos seis métodos acima. Na tabela 4.8 encontram-se os valores obtidos em cada método e o valor final a ser adotado.

Método	T <sub>c</sub> (min)
Kirpich	8,6
Cinemático	27,3
SCS lag	11,2
DNOS	14,7
'Schaake <i>et al</i>	10,3
'McCuen <i>et al</i>	17,0
T <sub>c</sub> adotado	12,0

Tabela 4.8: Valores de T<sub>c</sub> encontrados para a microbacia do córrego do Azedo

#### 4.2 Chuvas intensas na cidade de Ouro Preto – MG

As curvas e equações de intensidade-duração-frequência na cidade de Ouro Preto foram desenvolvidas e disponibilizadas pelo Prof. Antenor R. Barbosa Júnior, do Departamento de Engenharia Civil, da Escola de Minas, da Universidade Federal de Ouro Preto.

As curvas e a equação que as expressa foram desenvolvidas por meio da análise de dados de chuva fornecidos pela empresa Novelis do Brasil, que disponibilizou os registros diários das chuvas dos anos de 1982 a 2014.

A equação (4.1), aplicável à região de Ouro Preto, relaciona a intensidade da chuva, em mm/h, com a sua duração, em min, e com o período de retorno, em anos, conforme disponibilizada pelo professor Antenor Barbosa.

$$i = \frac{575,5 \cdot T_r^{0,1489}}{(7,85 + t_d)^{0,661}} \quad (4.1)$$

Traduzida na forma das curvas de intensidade-duração-frequência, a equação é representada na forma gráfica na Figura 4.7.

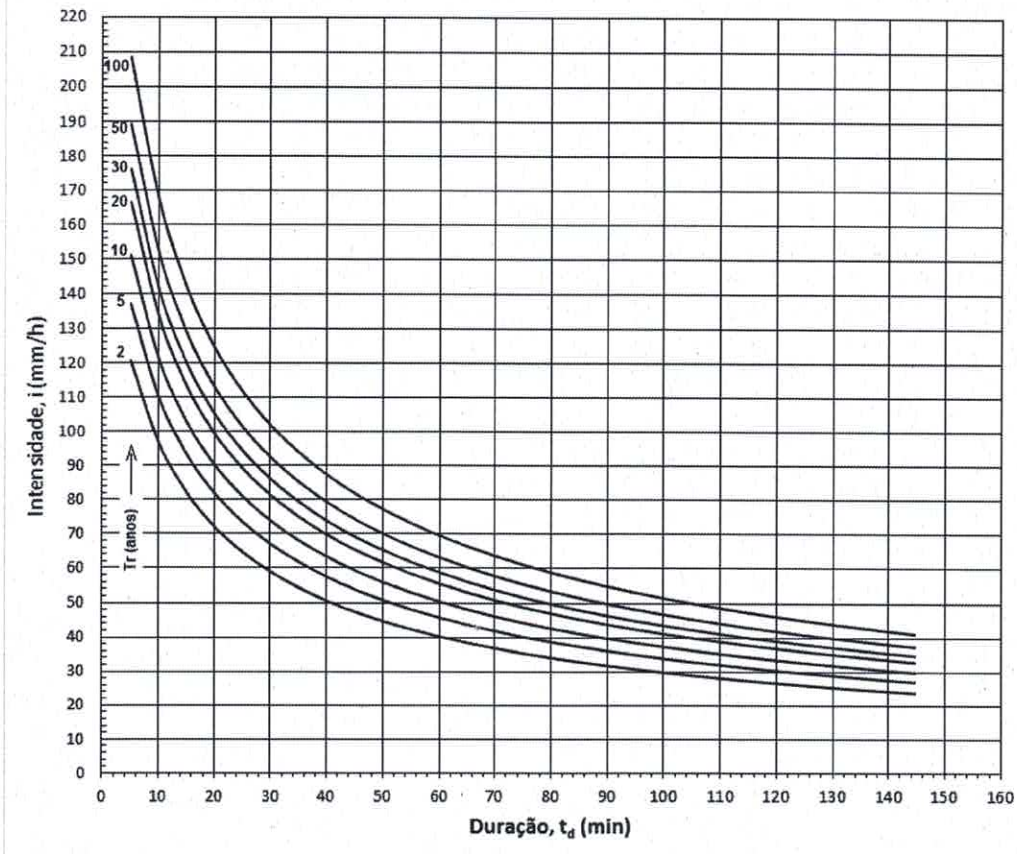


Figura 4.7: Curvas IDF para a cidade de Ouro Preto – Minas Gerais

### 4.3 Determinação das vazões e do hidrograma de projeto

#### 4.3.1 Determinação da vazão de projeto pelo Método Racional

A determinação da vazão de projeto pelo método racional decorre da aplicação direta da equação 3.13.

A intensidade máxima da chuva é obtida através da equação 4.1, específica para a região de Ouro Preto (MG).

No Método Racional, o tempo de duração da chuva crítica,  $T_d$ , é considerado igual ao tempo de concentração da bacia,  $T_c$ , conforme discutido no item 3.3.1.

Portanto, para a bacia em estudo,  $T_d = T_c = 12$  minutos.

Dessa forma, adotando o período de retorno ( $T_r$ ) igual a 20 anos, próprio para pequenos canais de drenagem, tem-se:

$$i = \frac{575,5 \cdot 20^{0,1489}}{(7,85 + 12)^{0,661}}$$

$$\therefore i = 125 \text{ mm/h}$$

Para obter o coeficiente de escoamento superficial (coeficiente de *runoff*), *C*, utilizou-se a média ponderada dos valores desse coeficiente correspondentes às diferentes áreas de cobertura no interior da microbacia, conforme ilustrado na Figura 4.8. A Tabela 4.8 traz os valores dos coeficientes para cada tipo de ocupação e as áreas associadas.

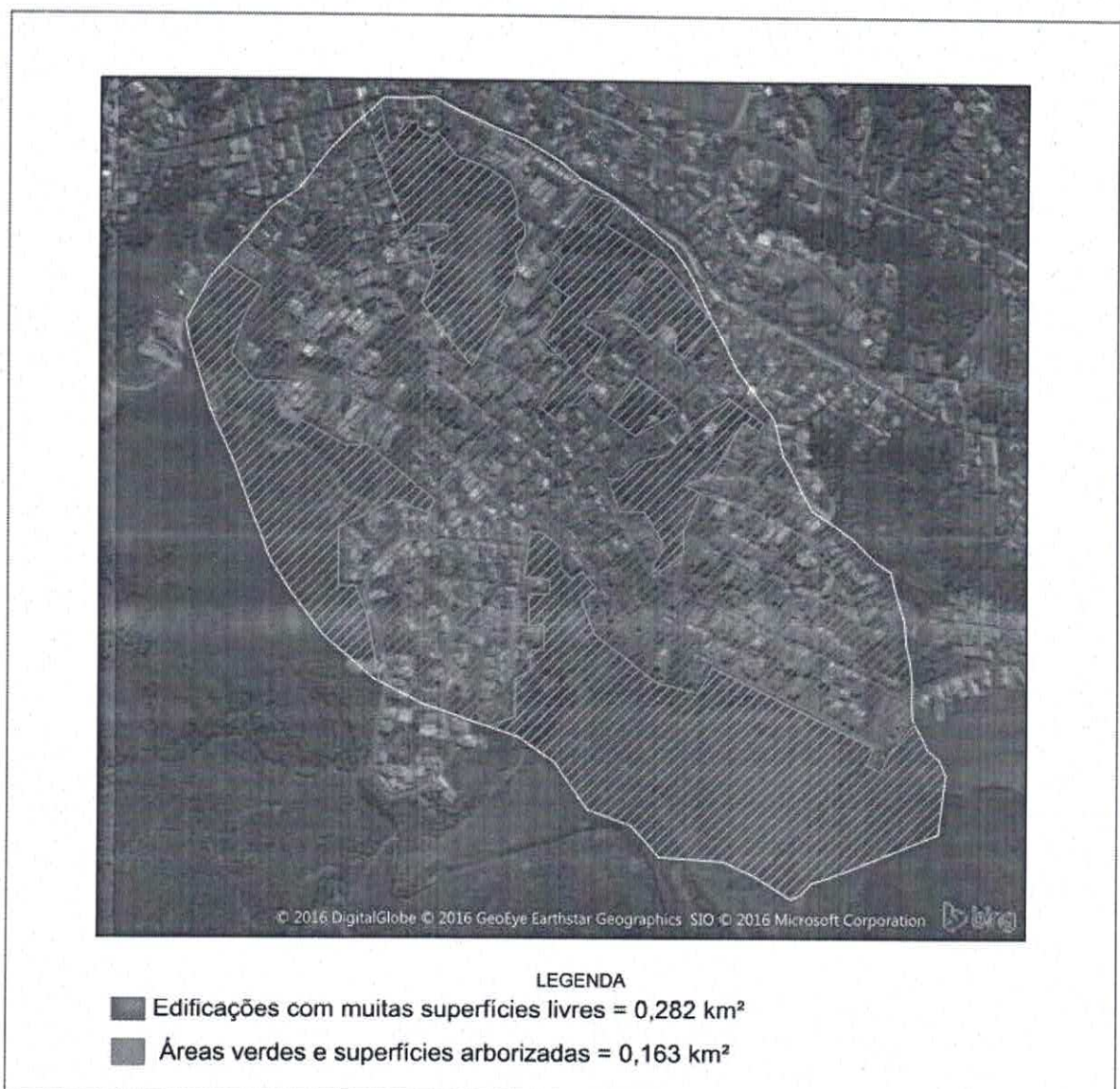


Figura 4.8: Áreas relacionadas aos diferentes tipos de ocupação para o cálculo do coeficiente de runoff da microbacia do córrego do Azedo.

Ocupação do solo	C	Área (km <sup>2</sup> )	A * C
Árvores verdes e superfícies arborizadas	0,125	0,163	0,020375
Edificações com muitas superfícies livres	0,375	0,282	0,10575
Total		0,445	0,126125
<b>C (médio)</b>			<b>0,28</b>

Tabela 4.9: Elementos de cálculo do coeficiente de *runoff* médio na microbacia do córrego do Azedo. De posse de todos os dados necessários à quantificação da vazão de projeto pelo método racional, aplicou-se a equação 3.1:

$$C = 0,28$$

$$i = 125 \text{ mm/h}$$

$$A = 0,445 \text{ km}^2 \quad Q = \frac{0,28 \cdot 125 \cdot 0,445}{3,6}$$

$$\therefore Q = 4,37 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 4.3.2 Determinação da vazão de projeto pelo Método do Hidrograma Unitário Sintético do *Soil Conservation Service* – SCS

O primeiro procedimento realizado para se calcular a vazão de projeto pelo método do SCS foi a determinação das coordenadas do hidrograma unitário sintético.

O tempo de duração da chuva unitária  $t_d$  para a construção do HU( $t_d$ ) foi calculado a partir da equação 3.16. Logo,

$$t_d = 0,133 * 12$$

$$\therefore t_d = 1,6 \text{ min}$$

Porém, para que o hidrograma da chuva crítica possa ser construído com 6 blocos de intervalos de tempo iguais, foi adotado  $t_d = 2$  minutos.



Assim, pode-se calcular o tempo de pico do hidrograma aplicando-se os valores de  $T_c$  e  $t_d$  na equação 3.15:

$$T_{p0} = 0,5 \cdot 2 + 0,6 \cdot 12$$

$$\therefore T_{p0} = 8,2 \text{ min}$$

Determinado o tempo de pico do hidrograma unitário, obtém-se o valor da vazão de pico por meio da equação 3.17. Portanto,

$$Q_{up} = \frac{2,08 \cdot 0,445}{(8,2/60)}$$

$$\therefore Q_{up} = 6,77 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para a construção do hidrograma do escoamento superficial resultante da chuva de projeto (chuva crítica), requer-se a obtenção do hietrograma da chuva efetiva. Para isso, recorre-se preliminarmente à construção do hietograma base, segundo os procedimentos detalhados no item 3.3.2 deste trabalho. A duração da chuva crítica foi considerada igual ao tempo de concentração da bacia ( $T_d = T_c = 12$  minutos). A intensidade dessa chuva foi discretizada em seis intervalos de tempos iguais de duração  $t_d = 2$  minutos cada um. Para cada duração  $t_d$ , calcularam-se as intensidades das chuvas a partir da equação 4.1 e, em seguida, as intensidades foram transformadas em alturas pluviométricas. Calcularam-se, a seguir, os incrementos das alturas de chuva ("desacumulação") e fez-se o rearranjo das alturas discretizadas segundo o método dos blocos alternados, de modo que o bloco de maior altura pluviométrica ficasse no centro da duração  $T_d$  e os demais colocados, em ordem decrescente, um a direita e um a esquerda, de maneira alternada e sucessiva.

A Tabela 4.10 apresenta os valores obtidos por meio da aplicação dos procedimentos descritos acima e a Figura 4.10 representa o hietograma base obtido segundo o método dos blocos alternados.

$t_d$ (min)	$i$ (mm/h)	P acum (mm)	$P_i$ (mm)	P (mm)	$i$ (mm/h)
2	198,2	6,6	6,6	3,0	90,1
4	175,4	11,7	5,1	4,1	123,9
6	158,2	15,8	4,1	6,6	198,2
8	144,7	19,3	3,5	5,1	152,6
10	133,8	22,3	3,0	3,5	104,2
12	124,7	24,9	2,6	2,6	79,4

Tabela 4.10: Tabela de cálculo para obtenção do hietograma base da chuva crítica segundo o método dos blocos alternados

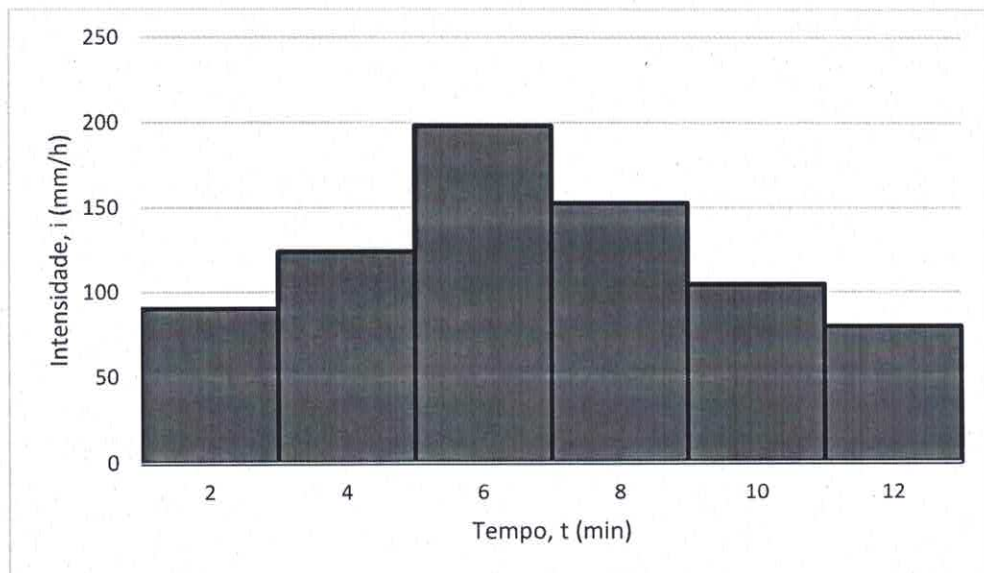


Figura 4.9: Hietograma da chuva crítica segundo o método dos blocos alternados

A partir do hietograma base, pode-se obter o hietograma da chuva efetiva que entra no cálculo do hidrograma do escoamento superficial. Para obter o hietograma da chuva efetiva pode-se fazer a aplicação da fórmula proposta pelo SCS ou ainda utilizar o método do índice  $\phi$ , como foi visto na seção 3.3.2.

Para fins de comparação, serão apresentados os hietogramas da chuva efetiva obtidos pelos dois métodos.

Uma vez que o valor de CN já foi obtido na seção 4.1.6, pode-se estimar o potencial de retenção, S, por meio da equação 3.19, necessário para a determinação da chuva efetiva através da equação 3.18, sugerida pelo SCS. Assim, tem-se:

$$CN = 88$$

$$S = 25,4 \cdot \left( \frac{1000}{88} - 10 \right)$$

$$\therefore S = 34,6 \text{ mm}$$

De posse do valor do de S, a chuva efetiva total foi calculada por meio da equação 3.18 para cada duração, em seguida, as alturas pluviométricas foram “desacumuladas” e utilizadas para o cálculo das intensidades das chuvas efetivas para cada duração conforme mostra a Tabela 4.10. A Figura 4.10 representa o hietograma da chuva efetiva obtido pelo método sugerido pelo SCS.

t (min)	P <sub>acum</sub> (mm)	P <sub>efet acum</sub> (mm)	P <sub>efet,i</sub> (mm)	i <sub>efet</sub> (mm/h)
2	3,0	0	0	0,00
4	7,1	0,00	0,00	0,04
6	13,7	1,12	1,12	33,53
8	18,8	3,04	1,92	57,68
10	22,3	4,73	1,68	50,50
12	24,9	6,17	1,44	43,21

Tabela 4.11: Elementos de cálculo para construção do hietograma da chuva efetiva de projeto pelo método do SCS

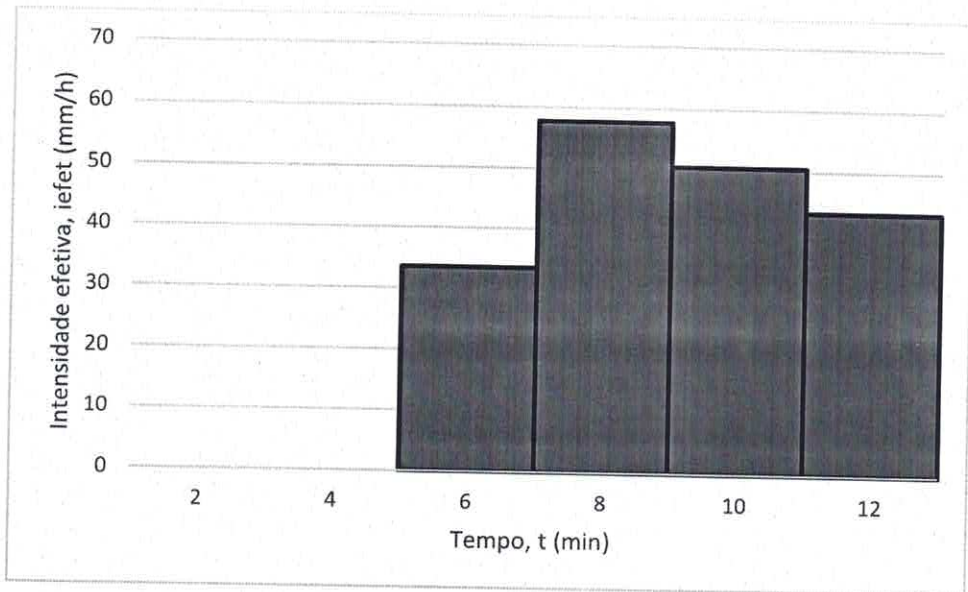


Figura 4.10: Hietograma da chuva efetiva de projeto pelo método do SCS

A construção do hietograma da chuva efetiva de projeto pelo método do índice  $\phi$  foi detalhada na seção 3.3.2 deste trabalho. Conforme foi visto, a quantidade  $\phi$  é obtida por meio da relação:

$$\phi = \frac{\text{altura de chuva não escoada}}{\text{número de precipitações}}$$

A altura da chuva não escoada corresponde à altura pluviométrica acumulada subtraída da altura pluviométrica efetiva acumulada. Portanto, tem-se:

$$\phi = \frac{24,9 - 6,165}{6}$$

$$\therefore \phi = 3,13 \text{ mm}$$

A quantidade  $\phi=3,13\text{mm}$  deve ser subtraída de cada parcela  $P_i$ . Na Tabela 4.10, é possível perceber que para  $t = 2 \text{ min}$  e para  $t = 12 \text{ min}$ , os valores de  $P$  são menores do que  $\phi$  e, portanto, os valores de  $P_{\text{efet}}$  para esses intervalos foram feitos iguais a zero. Contudo, a diferença entre o índice  $\phi$  e os valores inferiores a ele devem ser redistribuídos nos outros intervalos, isto é, subtraem-se de cada um deles, uma parcela igual a  $\phi'$ , dada por:

$$\phi' = \frac{0,1 + 0,5}{4}$$

$$\therefore \phi' = 0,153 \text{ mm}$$

A Tabela 4.11 detalha os valores obtidos na determinação da chuva efetiva pelo método do índice  $\phi$  e na Figura 4.11 está representado o hietograma da chuva efetiva de projeto obtido.

t (min)	P <sub>i</sub> (mm)	P <sub>efet</sub>	P <sub>efet i</sub> (mm)	i <sub>efet</sub> (mm/h)
2	3,0	-0,1	0	0
4	4,1	1,0	0,9	25,4
6	6,6	3,5	3,3	99,7
8	5,1	2,0	1,8	54,1
10	3,5	0,3	0,2	5,8
12	2,6	-0,5	0	0

Tabela 4.12: Elementos de cálculo para a construção do hietograma da chuva efetiva pelo método do Índice  $\phi$

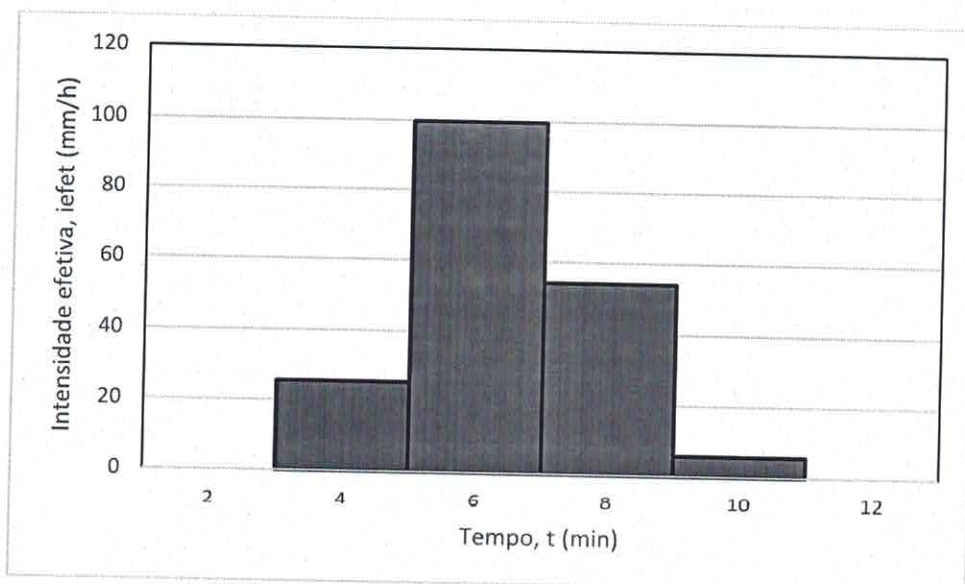


Figura 4.11: Hietograma da chuva efetiva de projeto pelo método do Índice  $\phi$

Com os valores da vazão de pico ( $Q_{up}$ ) e do tempo de pico ( $T_{p0}$ ) já determinados, foram construídos os hidrogramas unitários sintéticos do SCS na forma triangular e na forma curvilínea, utilizando-se as relações do hidrograma unitário sintético adimensional apresentadas nas Tabelas 3.8 e 3.9.

Para cada um dos métodos utilizados no item anterior para o cálculo da chuva efetiva de projeto, foi construído um hidrograma de escoamento superficial pela aplicação da equação matricial:

$$[Q_s] = [P_{ef}] \cdot [Q_u]$$

Para calcular as coordenadas deste hidrograma, cada altura de chuva efetiva foi multiplicada pelos valores de  $Q_u$  do hidrograma unitário sintético curvilíneo, atentando-se para que os valores das chuvas efetivas ocorridas nos tempos  $t+t_d$  fossem multiplicados pelos valores de  $Q_u$  nos tempos  $t-t_d$  (isto é, o hidrograma unitário deve ser deslocado do tempo  $t_d$  correspondente à cada chuva efetiva).

As representações gráficas dos hidrogramas unitários triangular e curvilíneo, bem como do hidrograma do escoamento superficial gerado por cada uma das chuvas efetivas definidas pelos métodos do SCS e do índice  $\phi$  são apresentadas nas Figuras 4.12 e 4.13.

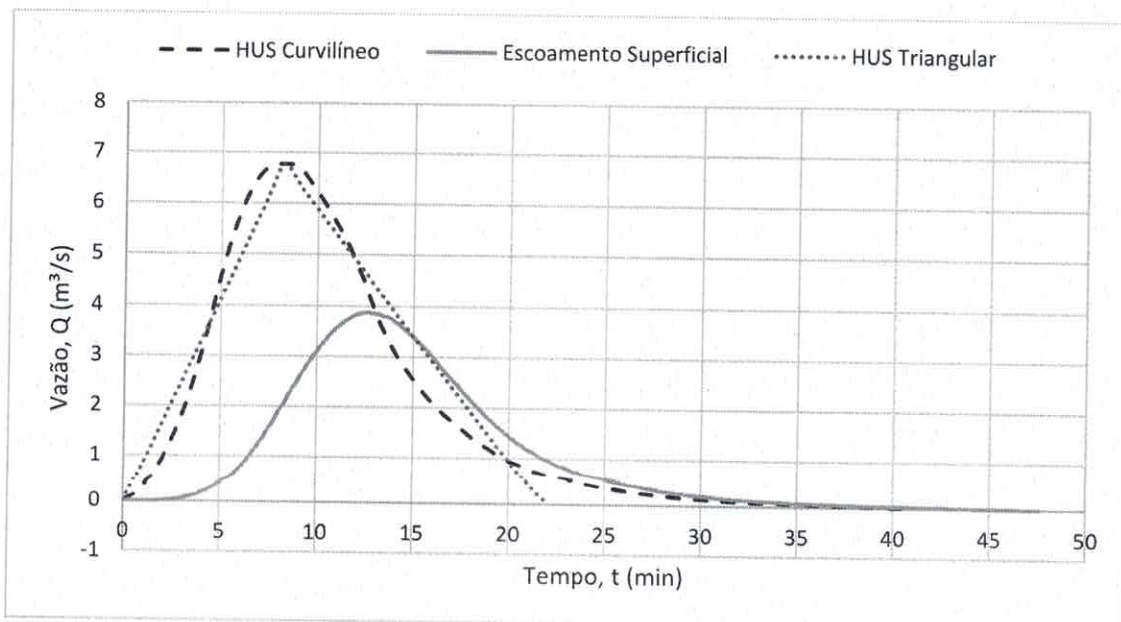


Figura 4.12: Hidrogramas Unitários Sintéticos e Hidrograma do escoamento Superficial produzido pela chuva efetiva calculada pelo SCS

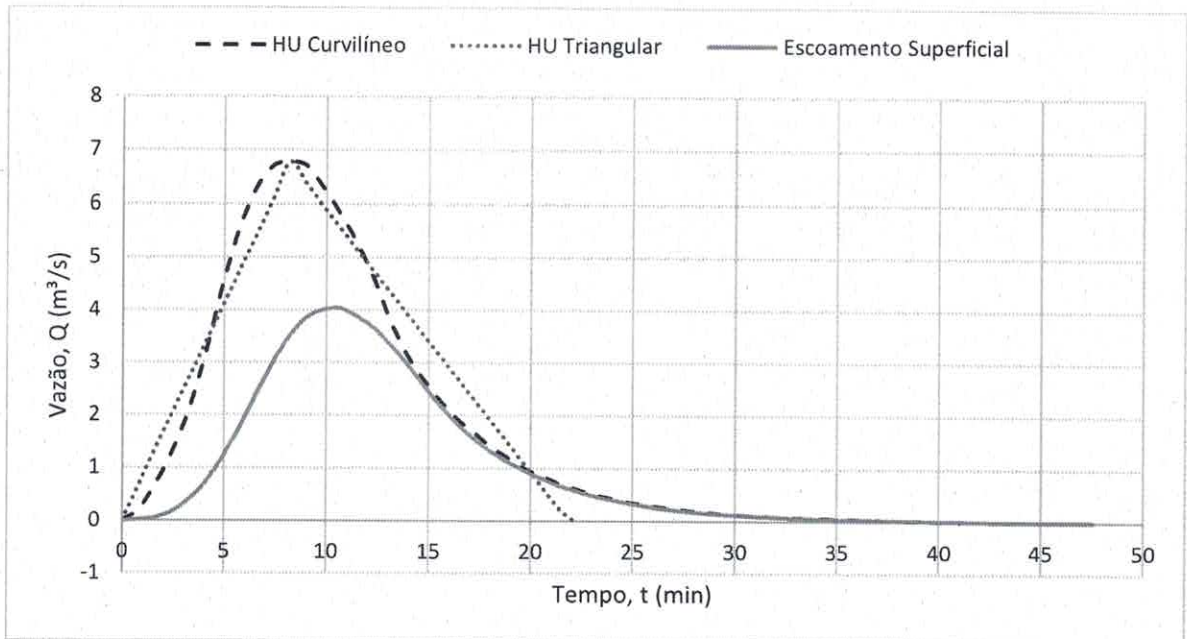


Figura 4.13: Hidrogramas Unitários Sintéticos e hidrograma do escoamento Superficial produzido pela chuva efetiva calculada pelo Método do Índice  $\phi$

No hidrograma do escoamento superficial, a vazão máxima encontrada corresponde à vazão de projeto. Perceptivelmente, como foram gerados dois hidrogramas de escoamento superficial, há também dois valores a serem admitidos como vazões de projeto, a seguir:

$$Q_s (P_{\text{efet}} \text{ pelo método SCS}) = 3,87 \text{ m}^3/\text{s}$$

e

$$Q_s (P_{\text{efet}} \text{ pelo método Índice } \phi) = 4,04 \text{ m}^3/\text{s}$$

Além de muito próximos, esses valores comparam relativamente bem com aquele obtido pelo método racional ( $Q_s=4,32\text{m}^3/\text{s}$ )

## 5 DIMENSIONAMENTO DO CANAL

### 5.1 Considerações iniciais

O dimensionamento do canal foi realizado utilizando-se o *software* Canal produzido pelo Grupo de Pesquisa em Recursos Hídricos (GPRH), da Universidade Federal de Viçosa, e disponibilizado no site do GPRH gratuitamente.

Para o dimensionamento, o programa permite a escolha diferentes seções transversais assim como da incógnita do problema (largura da base, profundidade do canal, vazão e outros). Dessa forma, ao selecionar a incógnita, o projetista deve entrar com os demais dados para obter a dimensão do canal desejado. O canal projetado é apresentado em um relatório final fornecido pelo próprio programa.

Nesta seção, são detalhados os procedimentos para o dimensionamento de dois tipos de canal, de seção trapezoidal e retangular, considerando-se dois tipos de revestimento, pedra argamassada e gabião. Os resultados obtidos foram relatados nas tabelas 5.2, 5.4, 5.6 e 5.8. Os relatórios gerados pelo programa encontram-se no Anexo I deste trabalho.

A título de ilustração, apresenta-se a interface do programa Canal utilizado no dimensionamento do canal do Córrego do Azedo, na figura 5.1.



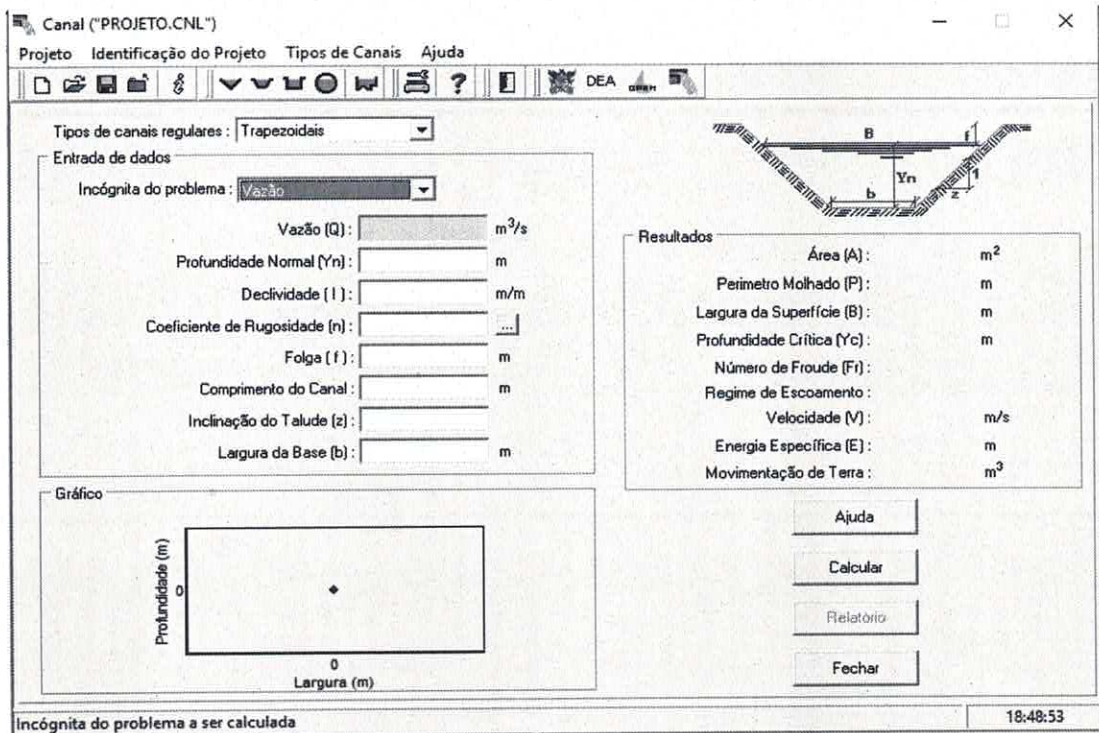


Figura 5.1: Interface do programa computacional utilizado para dimensionamento de canais

## 5.2 Características de projeto

### 5.2.1 Vazão de projeto

No desenvolvimento deste trabalho, determinou-se a vazão de projeto por dois diferentes modelos de transformação chuva-vazão, o Método Racional e o Método do Hidrograma Unitário Sintético do SCS. Este último, proporcionou a obtenção de dois valores diferentes para a vazão de projeto, conforme detalhado no item 4.3.2.

Para o cálculo das dimensões dos canais, considerou-se o valor da vazão encontrada por meio do método Racional com o intuito de favorecer a segurança, uma vez que o valor escolhido é ligeiramente maior que aqueles fornecidos pelo método do SCS.

### 5.2.2 Revestimento do canal

Para cada uma das duas seções transversais propostas, foram utilizados dois diferentes tipos de revestimento, gabião e pedra argamassada, escolhidos por serem opções suficientemente seguras e de rápida execução e baixo custo.

Os valores dos coeficientes de rugosidade, para cada um dos dois tipos de revestimento, foram determinados de acordo com a Tabela 3.11.

### 5.3 Dimensionamento do canal de seção retangular mista

O dimensionamento do canal retangular foi realizado em duas etapas pois, foi necessário o dimensionamento de uma seção mista com a inclusão de uma canaleta trapezoidal no fundo do canal retangular. A canaleta tem como objetivo compatibilizar a seção transversal do canal para as vazões de média intensidade, que são mais frequentes que as vazões de projeto, e assim, evitar a deposição de sedimentos e, conseqüentemente, a formação de pequenos leitos meandrados. A vazão de dimensionamento da canaleta de fundo equivale a 1% da vazão de projeto.

- Dimensionamento do canal retangular com canaleta trapezoidal de fundo e revestimento em pedra argamassada ( $n = 0,025$ )

Dados	Canal	Canaleta
Vazão Q (m <sup>3</sup> /s)	4,37	0,04
Declividade (I) m/m	0,029	0,029
Coefficiente de rugosidade n	0,025	0,025
Folga (m)	0,20	0,00
Comprimento do canal (m)	244,0	244,0
Inclinação do talude	01:01	01:01
Largura da base (m)	2,00	0,10

Tabela 5.1: Dados utilizados no dimensionamento do canal retangular revestido em pedra argamassada

Resultados	Canal	Canaleta
Profundidade Normal (m)	0,61	0,14
Área (m <sup>2</sup> )	1,22	0,035
Largura da superfície (m)	2,00	0,39
Número de Froude	1,458	1,218
Velocidade (m/s)	3,6	1,2
Movimentação de terra (m <sup>3</sup> )	396,20	8,50
Perímetro molhado (m)	3,20	0,51
Profundidade crítica (m)	0,79	0,16
Regime de escoamento	Supercrítico	Supercrítico
Energia específica (m)	1,26	0,21

Tabela 5.2: Resultados obtidos no dimensionamento do canal retangular revestido em pedra argamassada

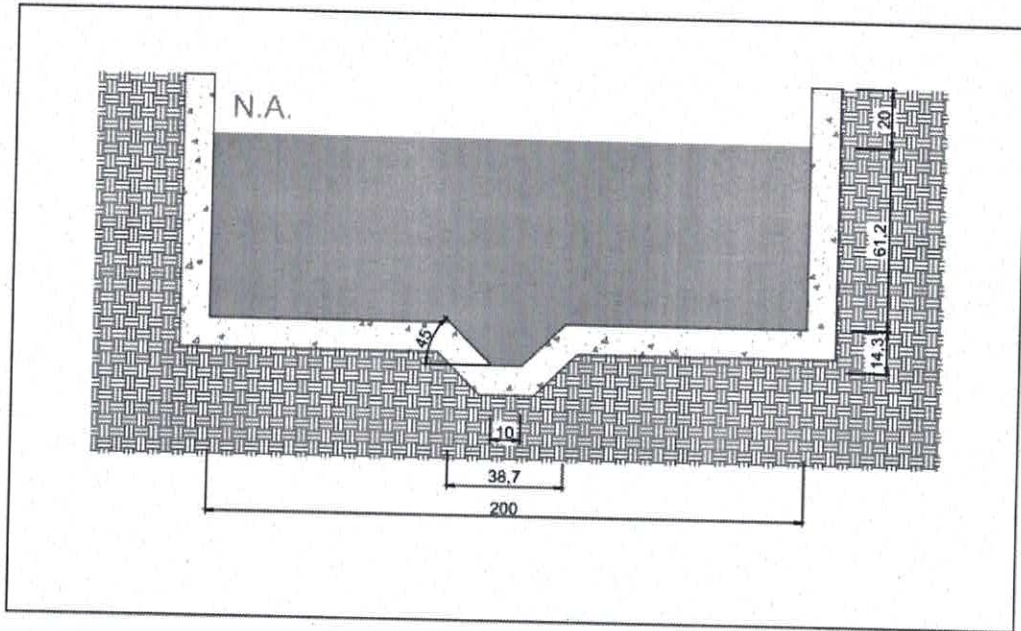


Figura 5.2: Corte transversal do canal retangular revestido em pedra argamassada (medidas em cm)

- Dimensionamento do canal retangular com canaleta trapezoidal de fundo e revestimento em gabião ( $n = 0,028$ )

Dados	Canal	Canaleta
Vazão $Q$ ( $m^3/s$ )	4,37	0,044
Declividade ( $I$ ) m/m	0,029	0,029
Coefficiente de rugosidade	0,028	0,028
Folga (m)	0,20	0,00
Comprimento do canal (m)	244,0	244,0
Inclinação do talude	01:01	01:01
Largura da base (m)	2,00	0,10

Tabela 5.3: Dados utilizados no dimensionamento do canal retangular revestido em gabião.

Resultados	Canal	Canaleta
Profundidade normal	0,66	0,15
Área ( $m^2$ )	1,33	0,04
Largura da superfície (m)	2,00	0,40
Número de Froude	1,292	1,093
Velocidade (m/s)	3,3	1,1
Movimentação de terra ( $m^3$ )	421,22	9,27
Perímetro molhado (m)	3,33	0,53
Profundidade crítica (m)	0,79	0,16
Regime de escoamento	Supercrítico	Supercrítico
Energia específica (m)	1,22	0,21

Tabela 5.4: Resultados obtidos no dimensionamento do canal retangular revestido em gabião

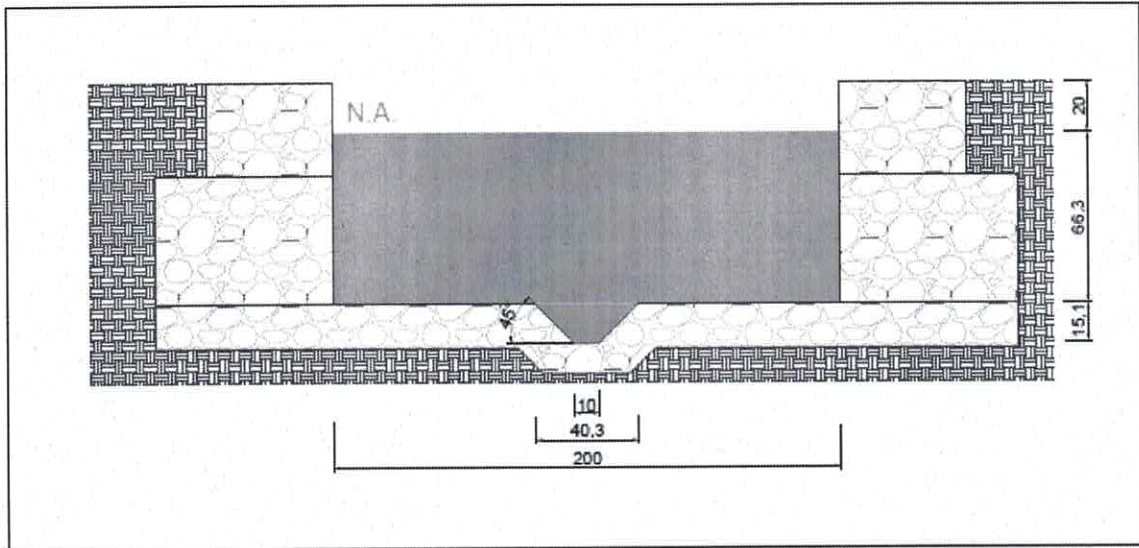


Figura 5.3: Corte transversal do canal retangular revestido em gabião (medidas em cm)

#### 5.4 Dimensionamento do canal trapezoidal

- Dimensionamento do canal trapezoidal com revestimento em pedra argamassada ( $n = 0,025$ )

Dados	Canal
Vazão $Q$ ( $m^3/s$ )	4,37
Declividade ( $I$ ) m/m	0,029
Coefficiente de rugosidade	0,025
Folga (m)	0,20
Comprimento do canal (m)	244,0
Inclinação do talude	1:1
Largura da base (m)	1,00

Tabela 5.5: Dados utilizados no dimensionamento do canal trapezoidal revestido em pedra argamassada

Resultados	Canal
Profundidade normal	0,70
Área ( $m^2$ )	1,19
Largura da superfície (m)	2,40
Número de Froude	1,674
Velocidade (m/s)	3,7
Movimentação de terra ( $m^3$ )	416,00
Perímetro molhado (m)	3,00
Profundidade crítica (m)	0,92
Regime de escoamento	Supercrítico
Energia específica (m)	1,40

Tabela 5.6: Resultados obtidos no dimensionamento do canal trapezoidal revestido em pedra argamassada

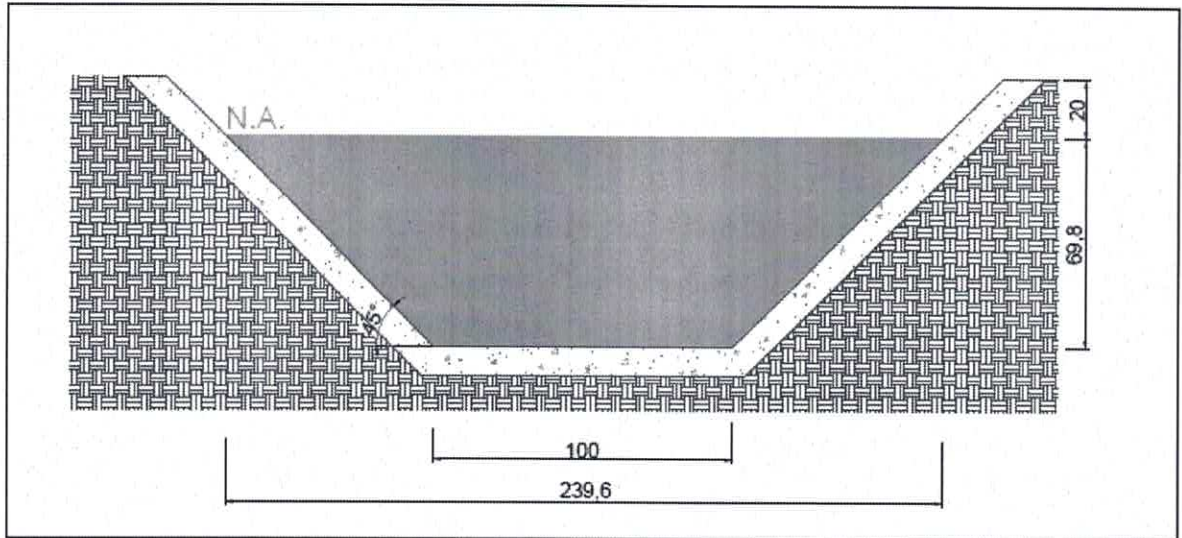


Figura 5.4: Corte transversal do canal trapezoidal revestido em pedra argamassada (medidas em cm)

- Dimensionamento do canal trapezoidal com revestimento em gabião ( $n = 0,028$ )

Dados	Canal
Vazão $Q$ ( $m^3/s$ )	4,37
Declividade ( $I$ ) m/m	0,029
Coefficiente de rugosidade	0,028
Folga (m)	0,20
Comprimento do canal (m)	244,0
Inclinação do talude	1:1
Largura da base (m)	1,00

Tabela 5.7: Dados utilizados no dimensionamento do canal trapezoidal revestido em gabião

Resultados	Canal
Profundidade normal (m)	0,74
Área ( $m^2$ )	1,30
Largura da superfície (m)	2,50
Número de Froude	1,503
Velocidade (m/s)	3,4
Movimentação de terra ( $m^3/s$ )	445,2
Perímetro molhado (m)	3,10
Profundidade crítica (m)	0,92
Regime de escoamento	Supercrítico
Energia específica (m)	1,33

Tabela 5.8: Resultados obtidos no dimensionamento do canal trapezoidal revestido em gabião

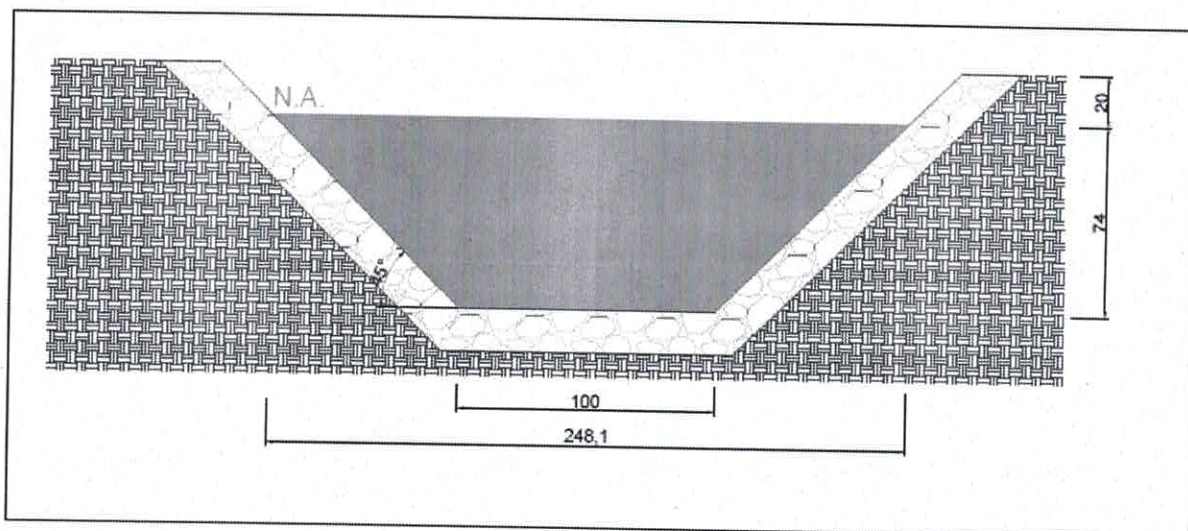


Figura 5.5: Corte transversal do canal trapezoidal revestido em gabião (medidas em cm)

De acordo com os resultados obtidos, é possível observar que, em todos os canais dimensionados, o regime de escoamento resultou supercrítico, situação indesejável por poder levar à ocorrência de um ressalto hidráulico, especialmente na seção exutória, onde o canal passa é novamente canalizado (o transporte no trecho final até a descarga no córrego do Passa Dez se faz por meio de um bueiro).

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 6.1 Conclusão

A caracterização física e hidrológica de uma bacia hidrográfica é um ponto crucial no desenvolvimento de projetos de drenagem, porém, em ocasiões diversas, a falta de recursos para a determinação precisa destas características dificulta a obtenção de parâmetros essenciais para o dimensionamento e este pode acabar apresentando-se, por muitas vezes, ineficiente.

No caso específico deste trabalho, em que se tratou de uma bacia urbana com área relativamente pequena, as vazões obtidas por meio de dois métodos de transformação chuva-vazão, que consideram diferentes características da bacia, apresentaram valores muito próximos, o que leva a crer que, mesmo utilizando alguns parâmetros estimados por meio de ferramentas computacionais, há coerência nos resultados obtidos.

No dimensionamento do canal para a vazão de projeto, o escoamento resultou supercrítico e, conforme discutido na seção 5, podendo resultar um ressalto hidráulico na seção exutória, onde o escoamento passa a ser transportado novamente em galeria subterrânea, havendo grande possibilidade de inundação na região de montante em épocas chuvosas.

Após uma análise dos dados, conclui-se que a declividade do álveo é a provável causa das altas velocidades do escoamento e, conseqüentemente, do alto valor para o número de Froude obtido. De qualquer forma, as soluções propostas com o revestimento do canal natural poderão resolver os problemas de solapamento das margens do córrego do Azedo nas áreas próximas à igreja Nossa Senhora de Lourdes, mesmo constatando-se o problema a ser gerado junto à seção exutória, com possível formação do ressalto hidráulico.

## **6.2 Sugestões para trabalhos futuros**

Como propostas para trabalhos futuros, pode-se apresentar:

Levantamento planialtimétrico do leito do córrego, para definição mais precisa da declividade do álveo. Feito isso, um novo dimensionamento poderá ser feito prontamente feito adotando-se a vazão de projeto de 20 anos de recorrência produzida neste trabalho. Acredita-se que a correção na declividade resultará em escoamento subcrítico, descartando a possibilidade de ressalto hidráulico na seção exutória.

Sugere-se, ainda, a determinação da vazão de projeto por outros modelos de transformação chuva-vazão para completar o estudo comparativo e ampliar a discussão em torno do modelo de maior aplicabilidade para a microbacia em questão e, possivelmente, para bacias semelhantes.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BARBOSA, A.R. (2014). *Elementos de Hidrologia Aplicada*. Universidade federal de Ouro Preto, Escola de Minas - Notas de Aula
- BARBOSA, A.R. (2016). *Elementos de Hidrologia Aplicada*. Universidade federal de Ouro Preto, Escola de Minas - Notas de Aula
- CARVALHO, D.F & SILVA, L.D.B (2006) – *Hidrologia*. Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro - Notas de aula.
- FEAM (2006). *Orientações básicas para drenagem urbana* - Fundação Estadual do Meio Ambiente, Governo do Estado de Minas Gerais.
- FENDRICH, R. (2008). *Canais de drenagem em pequenas bacias hidrográficas*. Curitiba, O Autor.
- GPRH UFV (2016). *Software Canal*. Disponível em: <<http://www.gprh.ufv.br/?area=softwares>>. Acesso em 15 de agosto de 2016.
- LINSLEY, R.K. & FRANZINI, J.B. (1978). *Engenharia de Recursos Hídricos*. Tradução e adaptação de Luiz Américo Pastorino. EDUSP, Ed. McGraw-Hill do Brasil. São Paulo (SP)
- MASH, F.D. (1984). *Hydrology*. HEC 19 – Stottler Stag & Associates – Architects, Engineers, Planners, Inc., USA.
- PINTO, N.L.S (e outros), (1976). *Hidrologia Básica*. São Paulo, Ed Edgard Blutchter.
- SÃO PAULO, (2005). Secretaria de Estado de Energia, Recursos Hídricos e Saneamento – Departamento de Águas e Energia Elétrica. *Guia prático para projetos de pequenas obras hidráulicas*.
- SÃO PAULO, (2012), Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. *Manual de drenagem e manejo de águas pluviais: aspectos tecnológicos; fundamentos*. – v. 2.



SILVEIRA, A.L.L. (2005). *Desempenho de Fórmulas de Tempo de Concentração em Bacias Urbanas e Rurais*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos – v. 10, nº 1, Jan/Mar 2005, p. 5-23.

SUDERHSA, (2002). *Manual de drenagem urbana*- Superintendência de Desenvolvimento de recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Governo do Estado do Paraná.

TUCCI, C.E.M. (organizador) (1995). *Drenagem Urbana*. Porto Alegre, Ed. UFRGS/ABRH/EDUSP. Coleção ABRH de Recursos Hídricos – v. 5.

TUCCI, C.E.M. (organizador), (1993). *Hidrologia: Ciência e Aplicação*. Porto Alegre, Ed. UFRGS/ABRH/EDUSP. Coleção ABRH de Recursos Hídricos – v. 4.

## ANEXO I

Data de emissão do relatório: 18/08/2016



# Canal

Copyright (2006) © GPRH



## RELATÓRIO

### Dimensionamento de Canais Retangulares

#### IDENTIFICAÇÃO DO PROJETO

Nome: Camila carvalho Costa

Técnico:

Estado: Minas Gerais

Empresa:

Local: Ouro Preto

Data: 18/08/2016

#### DADOS DE ENTRADA

INCÓGNITA DO PROBLEMA: Profundidade Normal

Vazão: 4,37 m<sup>3</sup>/s

Declividade: 0,0290 m/m

Folga: 0,20 m

Largura da Base: 2,00

Profundidade Normal: 0,612 m

Coeficiente de Rugosidade: 0,0250

Comprimento do Canal: 244,0 m

#### RESULTADOS

Área: 1,2237 m<sup>2</sup>

Largura da Superfície: 2,000 m

Número de Froude: 1,458

Velocidade: 3,571 m/s

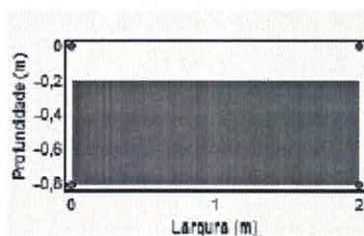
Movimentação de Terra: 396,183 m<sup>3</sup>

Perímetro Molhado: 3,224 m

Profundidade Crítica: 0,787 m

Regime de Escoamento: Supercrítico

Energia Específica: 1,262 m



Data de emissão do relatório: 18/08/2016



# Canal

Copyright (2000) © GPRH



## RELATÓRIO Dimensionamento de Canais Trapezoidais

### IDENTIFICAÇÃO DO PROJETO

**Nome:** Camila Carvalho Costa  
**Técnico:**  
**Estado:** Minas Gerais

**Empresa:**  
**Local:** Ouro Preto  
**Data:** 18/08/2016

### DADOS DE ENTRADA

**INCÓGNITA DO PROBLEMA:** Profundidade Normal

**Vazão:** 0,04 m<sup>3</sup>/s

**Declividade:** 0,0290 m/m

**Folga:** 0,00 m

**Inclinação do Talude:** 1,00

**Profundidade Normal:** 0,143 m

**Coefficiente de Rugosidade:** 0,0250

**Comprimento do Canal:** 244,0 m

**Largura da Base:** 0,10

### RESULTADOS

**Área:** 0,0349 m<sup>2</sup>

**Largura da Superfície:** 0,387 m

**Número de Froude:** 1,218

**Velocidade:** 1,146 m/s

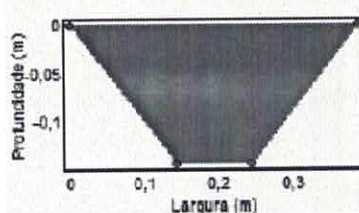
**Movimentação de Terra:** 8,518 m<sup>3</sup>

**Perímetro Molhado:** 0,506 m

**Profundidade Crítica:** 0,158 m

**Regime de Escoamento:** Supercrítico

**Energia Específica:** 0,210 m



Data de emissão do relatório: 18/08/2016



# Canal

Copyright (2000) © GPRH



## RELATÓRIO

### Dimensionamento de Canais Retangulares

#### IDENTIFICAÇÃO DO PROJETO

**Nome:** Camila carvalho Costa  
**Técnico:**  
**Estado:** Minas Gerais

**Empresa:**  
**Local:** Ouro Preto  
**Data:** 18/08/2016

#### DADOS DE ENTRADA

**INCÓGNITA DO PROBLEMA:** Profundidade Normal

**Vazão:** 4,37 m<sup>3</sup>/s

**Declividade:** 0,0290 m/m

**Folga:** 0,20 m

**Largura da Base:** 2,00

**Profundidade Normal:** 0,663 m

**Coefficiente de Rugosidade:** 0,0280

**Comprimento do Canal:** 244,0 m

#### RESULTADOS

**Área:** 1,3263 m<sup>2</sup>

**Largura da Superfície:** 2,000 m

**Número de Froude:** 1,292

**Velocidade:** 3,295 m/s

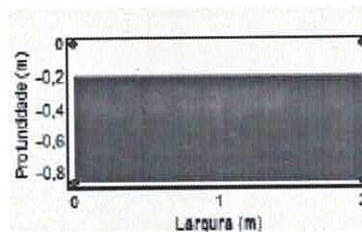
**Movimentação de Terra:** 421,223 m<sup>3</sup>

**Perímetro Molhado:** 3,326 m

**Profundidade Crítica:** 0,787 m

**Regime de Escoamento:** Supercrítico

**Energia Específica:** 1,216 m



Data de emissão do relatório: 18/08/2016



# Canal

Copyright (2000) © GPRH



## RELATÓRIO

### Dimensionamento de Canais Trapezoidais

#### IDENTIFICAÇÃO DO PROJETO

**Nome:** Camila Carvalho Costa  
**Técnico:**  
**Estado:** Minas Gerais

**Empresa:**  
**Local:** Ouro Preto  
**Data:** 18/08/2016

#### DADOS DE ENTRADA

**INCÓGNITA DO PROBLEMA:** Profundidade Normal

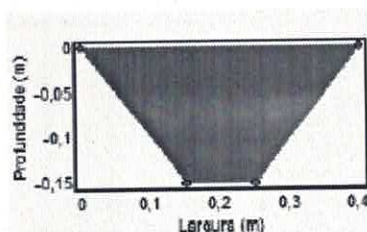
**Vazão:** 0,04 m<sup>3</sup>/s  
**Declividade:** 0,0290 m/m  
**Folga:** 0,00 m  
**Inclinação do Talude:** 1,00

**Profundidade Normal:** 0,151 m  
**Coefficiente de Rugosidade:** 0,0280  
**Comprimento do Canal:** 244,0 m  
**Largura da Base:** 0,10

#### RESULTADOS

**Área:** 0,0380 m<sup>2</sup>  
**Largura da Superfície:** 0,403 m  
**Número de Froude:** 1,093  
**Velocidade:** 1,052 m/s  
**Movimentação de Terra:** 9,274 m<sup>3</sup>

**Perímetro Molhado:** 0,528 m  
**Profundidade Crítica:** 0,158 m  
**Regime de Escoamento:** Supercritico  
**Energia Específica:** 0,208 m



Data de emissão do relatório: 18/08/2016



# Canal

Copyright (2006) © GPRH



## RELATÓRIO

### Dimensionamento de Canais Trapezoidais

#### IDENTIFICAÇÃO DO PROJETO

Nome: Camila Carvalho Costa	Empresa:
Técnico:	Local: Ouro Preto
Estado: Minas Gerais	Data: 18/08/2016

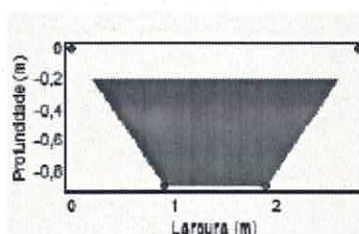
#### DADOS DE ENTRADA

**INCÓGNITA DO PROBLEMA:** Profundidade Normal

Vazão: 4,37 m <sup>3</sup> /s	Profundidade Normal: 0,698 m
Declividade: 0,0290 m/m	Coefficiente de Rugosidade: 0,0250
Folga: 0,20 m	Comprimento do Canal: 244,0 m
Inclinação do Talude: 1,00	Largura da Base: 1,00

#### RESULTADOS

Área: 1,1848 m <sup>2</sup>	Perímetro Molhado: 2,974 m
Largura da Superfície: 2,396 m	Profundidade Crítica: 0,921 m
Número de Froude: 1,674	Regime de Escoamento: Supercrítico
Velocidade: 3,688 m/s	Energia Específica: 1,391 m
Movimentação de Terra: 415,772 m <sup>3</sup>	



Data de emissão do relatório: 18/08/2016



# Canal

Copyright (2006) © GPRH



## RELATÓRIO Dimensionamento de Canais Trapezoidais

### IDENTIFICAÇÃO DO PROJETO

Nome: Camila Carvalho Costa  
Técnico:  
Estado: Minas Gerais

Empresa:  
Local: Ouro Preto  
Data: 18/08/2016

### DADOS DE ENTRADA

**INCÓGNITA DO PROBLEMA:** Profundidade Normal

Vazão: 4,37 m<sup>3</sup>/s  
Declividade: 0,0290 m/m  
Folga: 0,20 m  
Inclinação do Talude: 1,00

Profundidade Normal: 0,740 m  
Coeficiente de Rugosidade: 0,0280  
Comprimento do Canal: 244,0 m  
Largura da Base: 1,00

### RESULTADOS

Área: 1,2885 m<sup>2</sup>  
Largura da Superfície: 2,481 m  
Número de Froude: 1,503  
Velocidade: 3,392 m/s  
Movimentação de Terra: 445,205 m<sup>3</sup>

Perímetro Molhado: 3,094 m  
Profundidade Crítica: 0,921 m  
Regime de Escoamento: Supercrítico  
Energia Específica: 1,327 m

