PREFEITURA MUNICIPAL DE SANTO ANTÔNIO DA ALEGRIA

PLANO DIRETOR DE MACRODRENAGEM DE SANTO ANTÔNIO DA ALEGRIA - SP

VOLUME I

JUNHO DE 2010

ÍNDICE GERAL **2**

ÍNDICE DE FIGURAS **5**

ÍNDICE DE QUADROS **6**

EQUIPE TÉCNICA **8**

APRESENTAÇÃO **9**

1. CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA DE PROJETO **10**

1.1. CARACTERIZAÇÃO REGIONAL 10

1.2. CARACTERIZAÇÃO MUNICIPAL 15

1.2.1. Breve histórico *15*

1.2.2. Localização e acessos *16*

1.2.3. Caracterização Socioeconômica *18*

1.2.3.1. População 18

1.2.3.2. Estatísticas vitais e saúde 18

1.2.3.3. Educação 20

1.2.3.4. Indicadores sócio-econômicos e ambientais 20

1.2.3.5. Fundo de participação dos municípios – FPM 25

1.2.3.6. Produto interno bruto – PIB 25

1.2.4. Limite da área de projeto *26*

1.2.5. Caracterização Ambiental *29*

1.2.5.1. Climatologia 29

1.2.5.2. Cobertura Vegetal do município 31

1.2.5.3. Geologia 35

1.2.5.4. Pedologia 39

1.2.5.5. Geomorfologia 42

1.2.5.6. Uso do solo do município 47

1.2.5.7. Hidrografia 50

1.2.6. Sistema de saneamento básico existente *51*

1.2.6.1. Abastecimento de água 51

1.2.6.2. Esgoto sanitário 51

1.2.6.3. Resíduos sólidos 52

1.2.7. Usos dos recursos hídricos *54*

2. ESTUDOS HIDROMETEREOLÓGICOS **59**

2.1. CARACTERIZAÇÃO DO REGIME PLUVIAL 59

2.2. CARACTERIZAÇÃO DO REGIME FLUVIAL 61
2.2.1. Resultados da aplicação da Distribuição de Máximos de Método Log-Pearson, tipo III para os dados do posto fluviométrico 62
3. CÁLCULO DAS VAZÕES DE PROJETO 67
3.1. METODOLOGIA 67
3.2. TRAÇADO DAS SUB-BACIAS HIDROGRÁFICAS 69
3.3. DADOS POR SUB-BACIA 71
3.4. CONSIDERAÇÕES GERAIS PARA O CÁLCULO DAS VAZÕES 72
3.5. VAZÕES MÁXIMAS "PARCIAL" DAS SUB-BACIA 77
3.6. VAZÕES TOTAIS POR SEÇÃO (TRAVESSIA) 78
4. CARACTERIZAÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM EXISTENTE 80
4.1. VISITA TÉCNICA 80
4.2. SEÇÕES CADASTRADAS NA VISITA TÉCNICA 80
4.2.1. Travessia – 01 80
4.2.2. Travessia – 02 81
4.2.3. Travessia - 03 83
4.2.4. Travessia – 04 85
4.2.5. Travessia – 05 86
4.2.6. Travessia – 06 87
4.3. VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE HIDRAÚLICA DAS SEÇÕES CADASTRADAS 87
4.3.1. Galerias circulares 90
4.3.1.1. TR 90
4.3.1.2. TR – 04 91
4.3.2. Canais abertos - Pontes 91
4.3.2.1. TR – 02 91
4.3.2.2. TR - 03 92
4.3.2.3. TR – 05 93
4.3.3. Conclusão 94
5. ALTERNATIVAS E PROPOSTAS 95
5.1. TR – 01 95
5.2. TR – 02 97
5.3. TR – 04 98
6. HIERARQUIZAÇÃO DA IMPLANTAÇÃO DAS OBRAS 100
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 101
ANEXO 01 - MÉTODO LOG-PEARSON III 104

ANEXO 02 – MÉTODO DO I-PAI-WU 106

ANEXO 03 – FORMULAÇÃO DE MANNING 111

ANEXO 04 – DETALHE DAS SEÇÕES CADASTRADAS 112

ANEXO 05 – PROPOSTAS DE ADEQUAÇÃO DAS TRAVESSIAS 113

ANEXO 06 – MAPAS 114

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Localização da UGRHI 08 no Estado e as sub-bacias que a compõem. 11
Figura 2: Municípios da UGRHI 08. 12
Figura 3: Cobertura vegetal. 14
Figura 4: Suscetibilidade a processos erosivos. 15
Figura 5 - Municípios limítrofes de Santo Antônio da Alegria 16
Figura 6 - Localização do município de Santo Antônio da Alegria no 17
Figura 7: Acesso ao município de Santo Antonio da Alegria 17
Figura 8 – Travessias 28
Figura 9 – Tipos vegetacionais 34
Figura 10 - Geologia do município de Santo Antonio da Alegria 37
Figura 11 - Pedologia da área em estudo 40
Figura 12 – Pedologia do Município de Santo Antonio da Alegria 42
Figura 13 - Geomorfologia do município de Santo Antonio da Alegria. 47
Figura 14 - Uso e cobertura de Santo Antônio da Alegria -1988 48
Figura 15 - Uso e cobertura de Santo Antônio da Alegria -2003 48
Figura 16 – Imagem do Google Earth 50
Figura 17 – Curva de permanência dos dados do posto fluviométrico 61
Figura 18 - Vazão média mensal do posto fluviométrico 4C- 002 62
Figura 19 – Diagrama Unifilar simplificado da metodologia proposta 68
Figura 20 – Sub-bacias de Santo Antonio da Alegria 70
Figura 21 – Diagrama unifilar 78
Figura 22 –Foto da TR -01 81
Figura 23 - Fotos da TR-02 83
Figura 24 – Fotos da TR -03 85
Figura 25 – Foto da TR -04 (Vista de jusante) 86
Figura 26 – Foto da travessia 05 87
Figura 27 – Seção circular 90
Figura 28 – Coeficiente de distribuição espacial de chuva. 107

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1- Evolução da população de 2000 -2010 18
Quadro 2- Informações de estatísticas vitais e saúde do ano de 2008....19
Quadro 3 – Educação em Santo Antônio da Alegria....20
Quadro 4 - Evolução dos Índices que compõem o IPRS....22
Quadro 5: IDH-M de Santo Antônio da Alegria em 2000. 24
Quadro 6: Indicadores Ambientais – IPRS 2007. 25
Quadro 7 - Indicadores de Produto e Renda....26
Quadro 8 - Evolução dos Setores quanto à participação no total do Valor Adicionado (%). 26
Quadro 9 - Temperaturas mensais máximas, médias e mínimas e precipitação média mensal 30
Quadro 10: Principais Tipos de Vegetação de Santo Antônio da Alegria....33
Quadro 11 – Geologia de Santo Antonio da Alegria....38
Quadro 12 – Geologia da are em estudo 39
Quadro 13 – Pedologia da área de estudo 41
Quadro 14 – Pedologia do município....41
Quadro 15 – Legenda de cores das figuras Figura 14 e Figura 15 49
Quadro 16 - Área cultivada do município de Santo Antônio da Alegria 49
Quadro 17: Proporção de Moradores por Tipo de Abastecimento de Água (%). 51
Quadro 18: Proporção de Moradores por tipo de Instalação Sanitária.....52
Quadro 19: Proporção de Moradores por Tipo de Destino de Lixo. 52
Quadro 20 - Usos privados de Santo Antônio da Alegria 55
Quadro 21 – Usos públicos de Santo Antonio da Alegria....58
Quadro 22 – Condições da série de dados pluviométricos....60
Quadro 23 – Médias mensais e médias anual dos postos analisados 60
Quadro 24 – Dados do posto fluviométrico 61
Quadro 25 - Dados de vazão máximas diárias disponíveis na série do posto 4C -002. 63
Quadro 26 – Dados analisados do posto 5C- 013 para o ajuste à distribuição de Log-Pearson tipo III 64
Quadro 27 – Resumo dos parâmetros....65
Quadro 28 – Vazões Máximas pelo Método Log-Pearson Tipo III 65

Quadro 29 – Dados das sub-bacias.....71
Quadro 30 – Previsão de máximas intensidades de chuva - São José do Rio Pardo [mm/h].....73
Quadro 31 –Previsão de máximas intensidades de chuva – Serrana [mm/h].....74
Quadro 32 – Vazões máximas das sub-bacias.....77
Quadro 33 – Resumo das vazões de projeto das travessias cadastradas 79
Quadro 34 – Características das bacias 88
Quadro 35 – Valores mínimos de folga sobre dimensionamento.....88
Quadro 36 – Limites de velocidade.....89
Quadro 37 - Capacidade de escoamento da TR - 02 92
Quadro 38 –Capacidade de escoamento da TR - 03.....93
Quadro 39 –Capacidade de escoamento da TR - 05.....93
Quadro 40 – Vazão de projeto e capacidade de escoamento.....94
Quadro 41 – Características da seção proposta na travessia TR-01.....96
Quadro 43 – Características da seção proposta na travessia TR-02.....97
Quadro 41 – Características da seção proposta na travessia TR-01.....98
Quadro 43 – Valores de $K_p(s=0)$ 105
Quadro 44 – Grau de impermeabilização do solo em função do uso.....109
Quadro 45 – Coeficiente volumétrico de escoamento (C_2).....109

Profissional	Especialidade
Engenheiro Marcelo Malheiros Duclerc Verçosa	Hidrologia, Hidráulica e Educação Ambiental
Engenheiro Raphael Machado	Hidrologia Computacional
Engenheiro Luiz Fernando de Araujo	Hidrologia e Hidráulica
Engenheira Dea Carolina Thieme	Hidrologia, Hidráulica e SIG

Trata-se de relatório previsto no contrato firmado entre a PREFEITURA MUNICIPAL DE SANTO ANTÔNIO DA ALEGRIA e a VM ENGENHARIA DE RECURSOS HÍDRICOS LTDA., empresa brasileira registrada no CNPJ sob o nº. 04.257.647/0001-54 com sede à Rua Dom Pedro II, nº. 1241, São Carlos - SP.

Este relatório consubstancia o Relatório Final do "Estudo de Macro-Drenagem do Município de Santo Antônio da Alegria – SP", que contempla:

- Levantamento e análise de dados existentes;
- Levantamento de dados e caracterização da área do projeto;
- Levantamento cadastral e topográfico – Serviços de apoio;
- Estudos Hidrológicos e Hidráulicos;
- Caracterização e diagnóstico do sistema existente;
- Estudos de alternativas/concepção geral do sistema proposto;

1. CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA DE PROJETO

1.1. CARACTERIZAÇÃO REGIONAL

Neste item do trabalho será elaborada a caracterização regional correspondente aos dados da Bacia Hidrográfica dos Rios Sapucaí-Mirim/Grande (CBH-SMG), na qual o município de Santo Antonio da Alegria está inserido.

As informações apresentadas foram modificadas do Plano de Bacia da Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos do Sapucaí-Mirim/Grande (UGRHI 08) (CBH-SMG, 2008), instituída pela lei estadual nº 9.034/94.

De acordo com o Relatório Zero (IPT, 1999 citado em CBH-SMG, 2008), a área da Bacia calculada a partir da base cartográfica na escala 1:250.000, com a aplicação do software MapInfo Professional, versão 5.01, foi de 9.175,42 km².

A UGRHI 08 é definida pelas bacias hidrográficas do Rio Sapucaí (porção paulista), do Rio Canoas (porção paulista), do Rio do Carmo e de outras bacias de cursos d'água, de menor porte. Todas as citadas bacias têm exutórios independentes no Rio Grande.

A BH-SMG é dividida em 7 sub-bacias (Alto Sapucaí - SB1-AS, Médio Sapucaí - SB2-MS, Baixo Sapucaí - SB3-BS, Ribeirão do Jardim/Córrego do Lageado - SB4-RJCL, Rio do Carmo - SB5-RdC, Afluente do Rio Grande - SB6-ARG e Rio Canoas - SB7-RC), as quais foram ordenadas aproximadamente de sudeste para noroeste e de oeste para leste. A Figura 1 apresenta a localização da UGRHI 08 no Estado e as sub-bacias que a compõem.

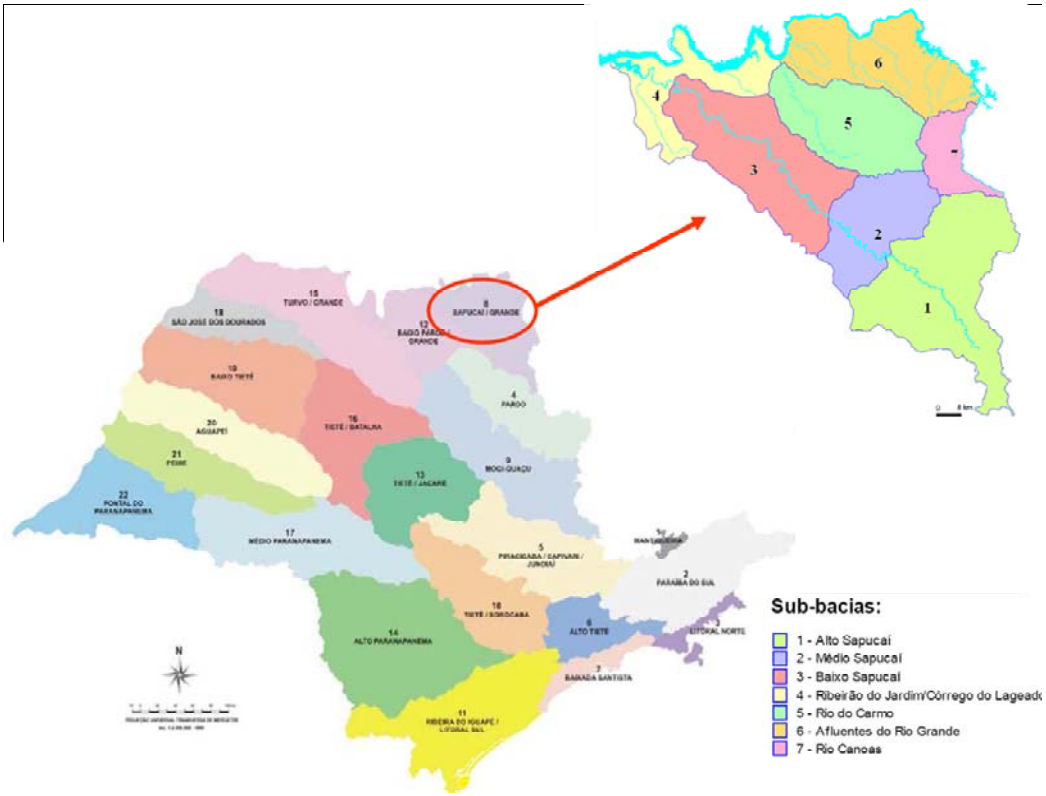


Figura 1: Localização da UGRHI 08 no Estado e as sub-bacias que a compõem.

Fonte: modificada de CBH-SMG, 2008.

Dos 22 municípios com sede na BH-SMG, 6 possuem parte de suas áreas em UGRHIs adjacentes, enquanto que 2 municípios com sede em outras UGRHIs possuem parte de suas áreas na UGRHI 08. Os municípios que compõe a UGRHI 08 são: Aramina, Batatais, Buritizal, Cristais Paulista, Franca, Guaíra, Guará, Igarapava, Ipuã, Itirapuã, Ituverava, Jeriquara, Miguelópolis, Nuporanga, Patrocínio Paulista, Pedregulho, Restinga, Ribeirão Corrente, Rifaina, Santo Antônio da Alegria, São Joaquim da Barra e São José da Bela Vista (Figura 2).

Figura 2: Municípios da UGRHI 08.

Fonte: modificada de CBH-SMG, 2008.

De acordo com CBH-SMG (2008), as sub-bacias que concentram maior número de habitantes, são, em ordem decrescente, a sub-bacia do Médio-Sapucaí (290.255 habitantes), a sub-bacia do Alto Sapucaí (94.884 habitantes) e a sub-bacia do Baixo Sapucaí (78.619 habitantes). A população destas três sub-bacias totaliza 463.758 habitantes, e representam 70,48% do total da UGRHI 08 (aproximadamente 658.000 habitantes).

Os municípios da UGRHI 08 apresentam bons índices no que diz respeito ao saneamento básico, principalmente no tocante ao abastecimento de água. Para a totalidade dos municípios da UGRHI, o abastecimento de água é de 100% de atendimento, embora as perdas na rede de distribuição situem-se em uma média de 32,82%, o que indica que um terço de toda a água tratada na Bacia é perdida antes de chegar aos consumidores.

A situação dos sistemas de esgotamento sanitário para a região está em conformidade com a que ocorre em boa parte do Estado de São Paulo: enquanto a coleta de esgotos atinge índices médios satisfatórios, cerca de 97,27%, o tratamento encontra-se em estágio de implementação e desenvolvimento. Este quadro tende a melhorar, uma vez que, devido à articulação do CBH-SMG, aos recursos financeiros do FEHIDRO (Fundo Estadual de Recursos Hídricos) e à ação efetiva dos órgãos gestores da área ambiental. Atualmente, a UGRHI 08 conta com 18 dos 22 municípios efetuando o tratamento dos esgotos sanitários, e espera atingir, num horizonte próximo, o índice de 100% de coleta e tratamento de seu esgoto doméstico, o que representará, certamente, um enorme avanço na qualidade de vida dos habitantes desta região.

Destaca-se, na UGRHI 08 a pequena cobertura vegetal existente (Figura 3), seja ela natural ou reflorestada. Pode-se verificar que, nas porções mais a montante (SB1-AS, SB6-ARG e SB7-RC), a cobertura vegetal é relativamente maior. Em termos numéricos, constata-se o total de 73.210,50 ha de cobertura vegetal na Bacia, sendo 12.009,46 ha relativos a reflorestamento, de forma que o total geral perfaz apenas 7,98% do território da UGRHI.

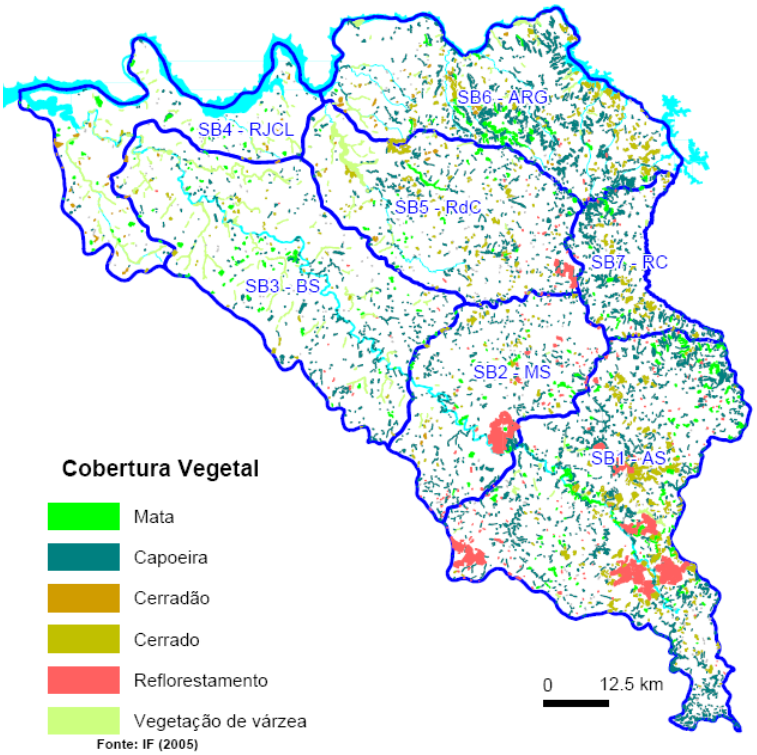


Figura 3: Cobertura vegetal.

Fonte: CBH-SMG, 2008.

Uma conseqüência da cobertura vegetal deficiente é o aumento da ocorrência de erosão dos solos (Figura 4), constatando-se que a Bacia apresenta uma porção de muito alta suscetibilidade a processos erosivos, nas Sub-Bacias SB1-AS, SB7-RC e partes das Sub-Bacias SB2-MS, SB5-RdC e SB6-ARG. Dados de estudos efetuados por DAEE-IPT (IPT, 1997 citado em CBH-SMG, 2008) indicam a existência de 229 feições erosivas lineares de grande porte (ravinas e voçorocas), sendo que apenas na SB1-AS constataram-se 140 feições.

No que diz respeito à SB1-AS, a situação se agrava, considerando-se que grande parte do seu território corresponde à área de ocorrência não-confinada do sistema aquífero Guarani, o qual se constitui no manancial subterrâneo de maior potencialidade produtiva por poço da UGRHI, mas que também possui as maiores vulnerabilidades à contaminação.

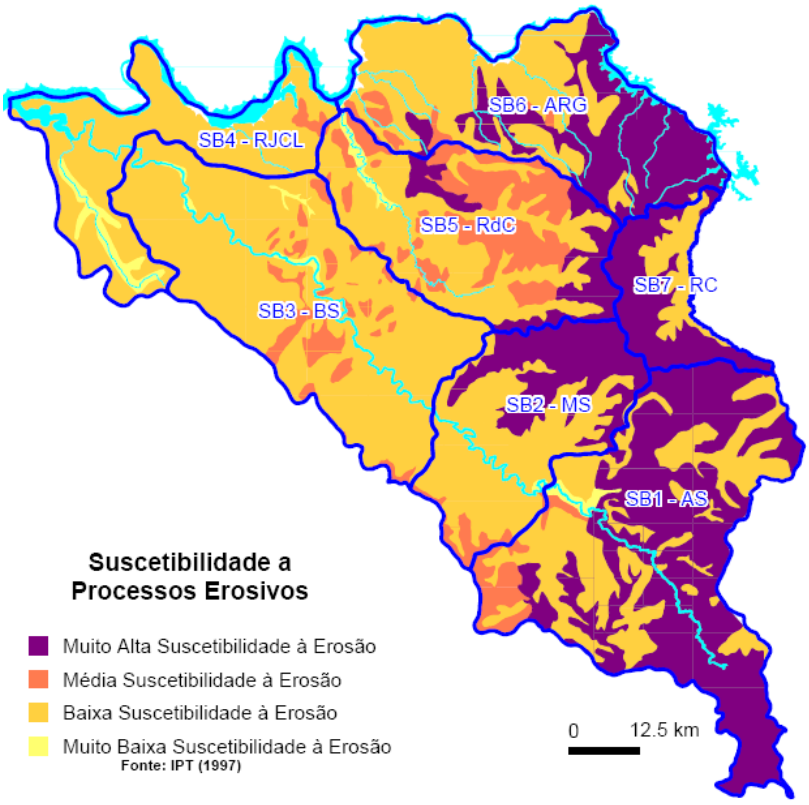


Figura 4: Suscetibilidade a processos erosivos.

Fonte: CBH-SMG, 2008.

1.2. CARACTERIZAÇÃO MUNICIPAL

1.2.1. BREVE HISTÓRICO

Conforme o SEADE, seu núcleo inicial formou-se às margens do Ribeirão Pinheirinho (município de Batatais), local de parada obrigatória daqueles que transitavam entre as fronteiras de São Paulo e Minas Gerais. A capela de Cuscuzeiro, fundada por Francisco Antônio Mafra, em 1860, constituiu-se no marco inicial do povoado que foi elevado à categoria de freguesia em 28 de fevereiro de 1866 com o nome de Santo Antonio da Alegria, em território de Batatais. Em 3 de abril de 1873, foi transferida para o município de Cajuru, e se tornou vila, em 10 de março de 1885. Muito tempo depois, em 3 de novembro de 1936, incorporou-se a Santo Antonio da Alegria o território compreendido entre a nascente do Córrego da Angola e o Rio Pinherinho, pertencente até então ao Estado de Minas Gerais.

Os municípios limítrofes localizados no estado de São Paulo são: Altinópolis, Cássia dos Coqueiros e Cajurú; já os localizados no estado de Minas Gerais são: São Sebastião do Paraíso, Itamogi e Monte Santo de Minas.

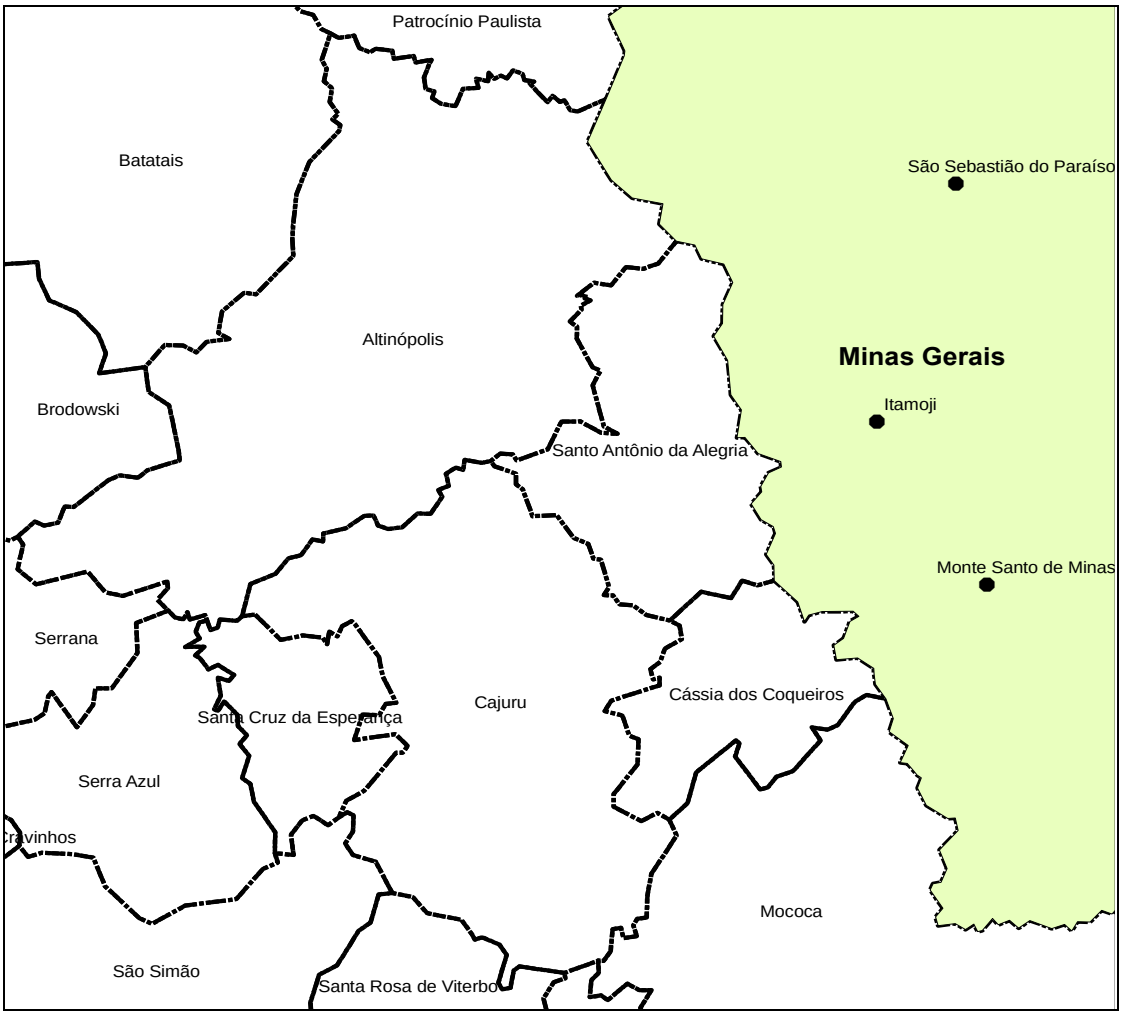


Figura 5 - Municípios limítrofes de Santo Antônio da Alegria

Fonte: VM Engenharia de Recursos Hídricos (2010)

1.2.2. LOCALIZAÇÃO E ACESSOS

O município de Santo Antônio da Alegria localiza-se a uma latitude 21º05'13"sul e a uma longitude 47º09'04" oeste, estando a uma altitude de 791 metros.

Figura 6 - Localização do município de Santo Antônio da Alegria no Estado de São Paulo.

Fonte: http://pt.wikipedia.org/wiki/Santo_Antônio_da_Alegria

O acesso ao município pode ser feito pela rodovia SP 351, como se pode observar na Figura 7.

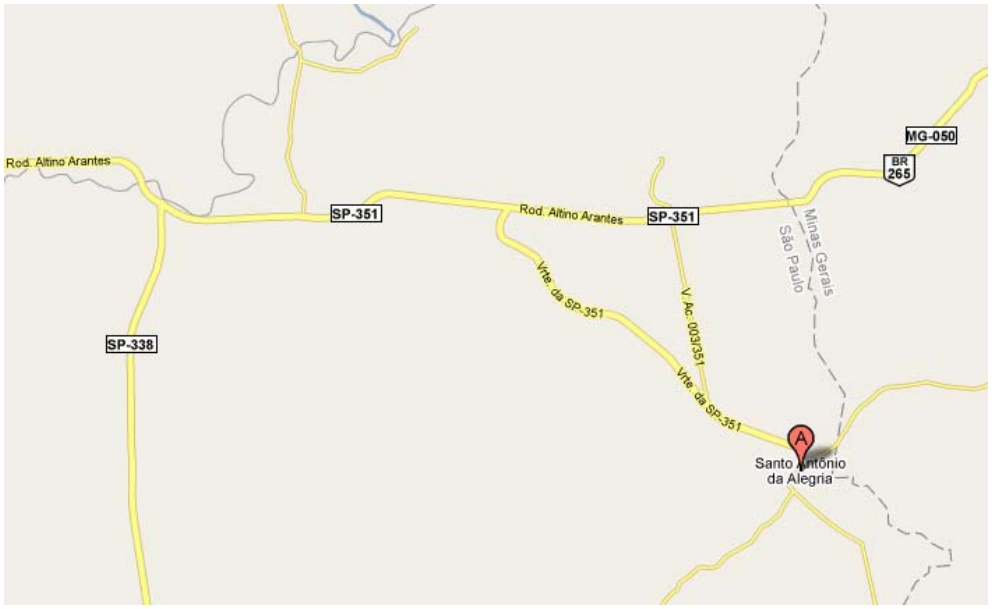


Figura 7: Acesso ao município de Santo Antonio da Alegria

Fonte: Google Maps. Disponível em http://maps.google.com.br/?hl=pt-BR.

1.2.3. CARACTERIZAÇÃO SOCIOECONÔMICA

1.2.3.1. POPULAÇÃO

De acordo com dados da Fundação SEADE, o município de Santo Antônio da Alegria possuía em 2010 uma população estimada de 6.367 habitantes, com densidade demográfica igual a 20,56 habitantes/km² e taxa Geométrica de Crescimento Anual da População no período de 2000/2010 de 1,01% a.a. O Quadro 1 mostra a evolução da população total, urbana e rural entre os anos de 2000 e 2010, demonstrando o aumento pouco expressivo da população no município.

ANO	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010
Pop. total	5.757	5.820	5.882	5.946	6.011	6.076	6.133	6.191	6.249	6.308	6.367
Pop. Rural	1.568	1.575	1.582	1.589	1.597	1.604	1.609	1.614	1.618	1.623	-
Pop.Urbana	4.189	4.245	4.300	4.357	4.414	4.472	4.524	4.577	4.631	4.685	-

Quadro 1- Evolução da população de 2000 -2010

Fonte: Fundação SEADE

O grau de urbanização do município em 2010 é de 74,27 %, sendo que em 2000 esse grau era aproximadamente 72,76%.

A população masculina é predominante sendo que em 2010 estima-se haver 105,45 homens para cada 100 mulheres.

O índice de envelhecimento da população que é dado pelo número de pessoas com 60 anos ou mais para cada 100 entre 0 a 14 anos e é equivalente a 69,60%.

1.2.3.2. ESTATÍSTICAS VITAIS E SAÚDE

A taxa de natalidade municipal no ano de 2008 foi de 10,88. Essa taxa é relativa à relação entre os nascidos vivos, ocorridos e registrados em 2008, e a população do município multiplicado por 1000 (Equação 1).

$$T_{natalidade} = \frac{Nascidos_vivos}{População_{aomeiodoperíodo}} \times 1.000$$

Equação 1: Taxa de natalidade.

A taxa de fecundidade geral, no mesmo período, foi de 41,34. Essa taxa é relativa à relação entre o número de nascidos vivos ocorridos no município e a população feminina em idade fértil (15 a 49 anos) (Equação 2).

$$T_{fecundidade} = \frac{Nascidos_vivos}{População_feminina_{15a49anos}} \times 1.000$$

Equação 2: Taxa de fecundidade geral.

A taxa de mortalidade municipal no ano de 2008 da população entre 15 e 34 anos foi de 90,83 por cem mil habitantes nessa faixa etária. Essa taxa representa a relação entre os óbitos da população dessa faixa etária e a população dessa mesma faixa etária (Equação 3).

$$T_{mortalidade} = \frac{Óbitos_{15a34anos}}{População_{15a34anos}} \times 100.000$$

Equação 3: Taxa de mortalidade da população entre 15 e 34 anos.

O quadro abaixo apresenta os valores acima citados e outros, como também a relação desses com os índices do estado de São Paulo.

Quadro 2 - Informações de estatísticas vitais e saúde do ano de 2008

Estatísticas Vitais e Saúde	Ano	Município	Estado
Taxa de Natalidade (Por mil habitantes)	2008	10,88	14,63
Taxa de Fecundidade Geral (Por mil mulheres entre 15 e 49 anos)	2008	41,34	51,76
Taxa de Mortalidade Infantil (Por mil nascidos vivos)	2008	-	12,56
Taxa de Mortalidade na Infância (Por mil nascidos vivos)	2008	-	14,56
Taxa de Mortalidade da População entre 15 e 34 Anos (Por cem mil habitantes nessa faixa etária)	2008	90,83	120,75
Taxa de Mortalidade da População de 60 Anos e Mais (Por cem mil habitantes nessa faixa etária)	2008	3.717,03	3.656,94
Mães Adolescentes (com menos de 18 anos) (Em %)	2008	11,76	7,13
Mães que Tiveram Sete e Mais Consultas de Pré-natal (Em %)	2008	82,09	76,89
Partos Cesáreos (Em %)	2008	44,12	56,69
Nascimentos de Baixo Peso (menos de 2,5kg) (Em %)	2008	7,81	9,03
Gestações Pré-termo (Em %)	2008	6,25	8,27

Fonte: Fundação SEADE

1.2.3.3. EDUCAÇÃO

O município conta com:

- Conselho de Acompanhamento e Controle Social do Fundef implantado em 1998;
- Conselho Municipal de Educação implantado em 1998;
- Conselho Municipal de Alimentação Escolar implantado em 2000;
- Plano de Carreira e Remuneração do Magistério Municipal implantado em 1998.
- Serviço de Transporte escolar mantido pela Prefeitura

O quadro abaixo mostra os principais indicadores da educação no município, como também os índices no estado.

Quadro 3 – Educação em Santo Antônio da Alegria

Educação	Ano	Município	Estado
Taxa de Analfabetismo da População de 15 Anos e Mais (Em %)	2000	6,96	6,64
Média de Anos de Estudos da População de 15 a 64 Anos	2000	7,51	7,64
População de 25 Anos e Mais com Menos de 8 Anos de Estudo (Em %)	2000	58,25	55,55
População de 18 a 24 Anos com Ensino Médio Completo (Em %)	2000	40,68	41,88

Fonte: Fundação SEADE

1.2.3.4. INDICADORES SÓCIO-ECONÔMICOS E AMBIENTAIS

1.2.3.4.1. ÍNDICE PAULISTA DE RESPONSABILIDADE SOCIAL – IPRS

Santo Antônio da Alegria, que em 2006 pertencia ao Grupo 5, esse grupo reúne os municípios mais desfavorecidos, tanto em riqueza com nos indicadores sociais.

No que se refere à riqueza, o município ocupa a 578ª posição no ranking de riqueza. O indicador agregado de Santo Antônio da Alegria (25) estava abaixo da média estadual (52), no período de 2004 e teve pequeno crescimento até o ano de 2006 (27), ainda se mantendo abaixo da média.

Comportamento das variáveis que compõem esta dimensão no período 2004-2006:

• o consumo anual de energia elétrica por ligação no comércio, na agricultura e nos serviços variou de 4,6 MW para 5,2 MW;

• o consumo de energia elétrica por ligação residencial passou de 1,4 MW para 1,5 MW;

• o rendimento médio do emprego formal elevou-se de R$ 557 para R$ 578;

• o valor adicionado per capita diminuiu de R$ 4.987 para R$ 4.138.

Embora tenha somado pontos nesse escore, o indicador agregado permaneceu abaixo da média estadual.

No que se refere à longevidade, o município apresenta índice igual a 70 inferior à média estadual que é de 72 pontos (2006). O comportamento das variáveis que compõem esta dimensão no período 2004-2006 foi o seguinte:

• a taxa de mortalidade infantil (por mil nascidos vivos) decresceu de 17,6 para 12,6;

• a taxa de mortalidade perinatal (por mil nascidos) reduziu de 22,6 para 17,7;

• a taxa de mortalidade das pessoas de 15 a 39 anos (por mil habitantes) diminuiu de 1,6 para 1,4;

• a taxa de mortalidade das pessoas com 60 anos e mais (por mil habitantes) cresceu de 37,7 para 39,3.

Santo Antônio da Alegria mesmo somando pontos no escore de longevidade não conseguiu avançar no ranking da longevidade, portanto não diminuiu o índice de mortalidade.

No que se refere à escolaridade, o município em 2006 ocupava a 641ª entre os municípios paulistas e apresenta índice (42) inferior a média estadual (65).

O comportamento das variáveis que compõem esta dimensão no período 2004-2006 foi o seguinte:

• a proporção de pessoas de 15 a 17 anos que concluíram o ensino fundamental variou de 55,1% para 56,5%;

• o porcentual de pessoas de 15 a 17 anos com pelo menos quatro anos de estudo aumentou de 98,3% para 99,9%;

• a proporção de pessoas de 18 a 19 anos com ensino médio completo cresceu de 33,1% para 37,2%;

• a taxa de atendimento à pré-escola entre as crianças de 5 a 6 anos elevou-se de 46,9% para 41,3%.

Santo Antônio da Alegria somou vários pontos nesse escore. Entretanto, permaneceu abaixo da média estadual.

O Quadro 4 apresenta a evolução dos índices que compõem o IPRS para o município obtido nos anos de 2004 e 2006.

Quadro 4 - Evolução dos Índices que compõem o IPRS

Índice Paulista de Responsabilidade Social - IPRS	Ano	Município	Estado
Dimensão Riqueza	2004	25	52
	2006	27	55
Dimensão Longevidade	2004	65	70
	2006	70	72
Dimensão Escolaridade	2004	39	54
	2006	42	65

Fonte: Fundação SEADE

1.2.3.4.2. ÍNDICE DE DESENVOLVIMENTO HUMANO – IDH

O índice de desenvolvimento humano (IDH) é uma medida comparativa que engloba três dimensões: riqueza, educação e esperança média de vida. É uma maneira padronizada de avaliação e medida do bem-estar de uma população. O índice foi desenvolvido em 1990 pelo economista paquistanês Mahbub ul Haq, e vem sendo utilizado desde 1993 pelo Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento no seu relatório anual.

Os critérios para avaliação são: educação, longevidade e renda; apresentados a seguir:

- Educação: Para avaliar a dimensão da educação o cálculo do IDH considera dois indicadores. O primeiro, com peso dois, é a taxa de alfabetização de pessoas com 15 anos ou mais de idade — na maioria dos países, uma criança já concluiu o primeiro ciclo de estudos (no Brasil, o Ensino Fundamental) antes dessa idade. Por isso a medição do analfabetismo se dá, tradicionalmente a partir dos 15 anos. O segundo indicador é o somatório das pessoas, independentemente da idade, matriculadas em algum curso; seja ele fundamental, médio ou superior; dividido pelo total de pessoas entre 7 e 22 anos da localidade. Também entram na contagem os alunos dos cursos de supletivo, de classes de aceleração e de pós-graduação universitária, nesta área também está incluído o sistema de equivalências, apenas classes especiais de alfabetização são descartadas para efeito do cálculo;
- Longevidade: O item longevidade é avaliado considerando a esperança de vida ao nascer. Esse indicador mostra a quantidade de anos que uma pessoa nascida em uma localidade, em um ano de referência, deve viver. Ocultamente há uma sintetização das condições de saúde e de salubridade no local, já que a expectativa de vida é fortemente influenciada pelo número de mortes precoces;
- Renda: A renda é calculada tendo como base o produto interno bruto (PIB) per capita do país. Como existem diferenças entre o custo de vida de um país para o outro, a renda medida pelo IDH é em dólar PPC (paridade do poder de compra), que elimina essas diferenças.

Para calcular o IDH de uma localidade faz-se a seguinte média aritmética:

$$IDH = \frac{L + E + R}{3}$$

Em que:

- L = longevidade;
- E = educação;
- R = renda.

Para calcular os índices em separado utilizam-se as seguintes fórmulas:

$$L = \frac{EV - 25}{60} \qquad E = \frac{2TA + TE}{3} \qquad R = \frac{\log_{10} PIBpc - 2}{2,60206}$$

Em que:

- EV = esperança média de vida;
- TA = taxa de alfabetização;
- TE = taxa de escolarização;
- log10PIBpc = logaritmo decimal do PIB per capita.

O índice varia de 0 (zero) (nenhum desenvolvimento humano) até 1 (um) (desenvolvimento humano total), sendo a classificação apresentada deste modo:

- IDH entre 0 e 0,499: desenvolvimento considerado baixo;
- IDH entre 0,500 e 0,799: desenvolvimento considerado médio;
- IDH entre 0,800 e 1: desenvolvimento considerado alto.

O Quadro 5 apresenta os IDH-M do município, enquadradado na classificação acima como desenvolvimento médio, e a posição do mesmo no ranking dos municípios para o ano de 2000.

Quadro 5: IDH-M de Santo Antônio da Alegria em 2000.

IDHM	0,77
IDHM - Ranking dos Municípios	397

Fonte: Fundação SEADE.

1.2.3.4.3. INDICADORES AMBIENTAIS

O índice paulista de responsabilidade social (IPRS), ja apresentado, inclui os indicadores ambientais apresentados no Quadro 6.

Quadro 6: Indicadores Ambientais – IPRS 2007.

População Total (habitantes)	6.367
Produto Interno Bruto (em milhões de reais)	47,6
Produto Interno Bruto per Capita (em reais)	7.745
Existência de Unidade de Conservação Ambiental Municipal	não
Existência de Legislação Ambiental	sim
Existência de Unidade Administrativa Direta	sim
Atribuições da Prefeitura na Área Ambiental:	
Fiscalização:	não
Gestão de Recursos Hídricos	não
Gestão de Recursos Ambientais	não
Licenciamento Ambiental	não
Existência de Ações ou Programas promovidos pela Prefeitura na Área Ambiental sobre:	
Recomposição da Vegetação Nativa e Manutenção de Áreas Verdes	sim
Recuperação de Áreas Degradadas	sim
Conservação da Água e de Mananciais	sim
Controle de Poluição Atmosférica	sim
Existência de Cadastro das Condições Ambientais de Áreas:	
Contaminadas e com passivos ambientais	não
De risco de enchentes, desmoronamentos, erosão e outras condições	não

Fonte: IPRS no Município de Santo Antônio da Alegria. Disponível em: http://www.seade.gov.br/projetos/iprs/ajuda/mun3547908.pdf.

1.2.3.5. FUNDO DE PARTICIPAÇÃO DOS MUNICÍPIOS – FPM

O valor total da receita municipal por transferências da cota-parte do FPM, no ano de 2007 foi de R$ 3.931.769,00

1.2.3.6. PRODUTO INTERNO BRUTO – PIB

O Produto Interno Bruto – PIB no município de Santo Antônio da Alegria em 2007 foi de R$ 54.360.000,00, com evolução significativa do valor apresentado no ano de 2002 igual a R$ 34.010.000,00. O PIB per capta também apresentou aumento expressivo neste período, atingindo um índice de aproximadamente 63% de aumento (Quadro 7).

Quadro 7 - Indicadores de Produto e Renda

	2002	2003	2004	2005	2006	2007
PIB (Em milhões de reais correntes)	34,01	37,24	44,43	47,58	47	54,36
PIB per Capita (Em reais correntes)	5.726,77	6.197,57	7.312,68	7.741,31	7.563,56	9.030,40
Participação no PIB do Estado (Em %)	0,006646	0,006422	0,006905	0,006545	0,005856	0,006022

Fonte: Fundação SEADE

O Quadro 8 mostra o percentual de participação por setor no valor adicionado total do município de Santo Antônio da Alegria e sua evolução ao longo do período de 2002 a 2007.

Quadro 8 - Evolução dos Setores quanto à participação no total do Valor Adicionado (%).

Participação no Total do Valor Adicionado (%)	2002	2003	2004	2005	2006	2007
Serviços	64,52	65,46	67,23	65,61	64,11	61,97
Agropecuária	27,56	26,87	24,58	26,53	27,63	30,63
Indústria	7,92	7,67	8,2	7,87	8,26	7,4

1.2.4. LIMITE DA ÁREA DE PROJETO

Esse Plano Diretor de Macrodrengem tem como foco principal a zona urbana do município, pois essa, tal como na maioria dos municípios brasileiros tem sofrido com problemas relacionados à drenagem urbana, causados principalmente pelo processo de ampliação e adensamento da urbanização, assim como pela falta de planejamento adequado.

A área urbana de Santo Antônio da Alegria localiza-se nos entre os cursos d´águas córrego dos Lourenços, ribeirão do Pinheirinho, além de um afluente desse último.

Não existem dentro da área urbana do município interferências em cursos d´águas. As interferências existentes estão localizadas ao redor da área urbana, elas são constituídas por pontes de acesso ao município.

As travessias significativas para a elaboração do plano de macrodrenagem do município estão apresentadas na Figura 8.

O mapa apresentado na Folha 01 - “Mapa das interferências” mostra a localização das interferências de interesse para o plano de macrodrenagem, assim como as bacias hidrográficas e a rede hidrográfica. A partir dessas áreas serão realizados os estudos hidrológicos para a determinação da vazão de projeto a partir da qual serão dimensionados dispositivos para contenção da cheia em locais propícios a ocorrência de inundações.

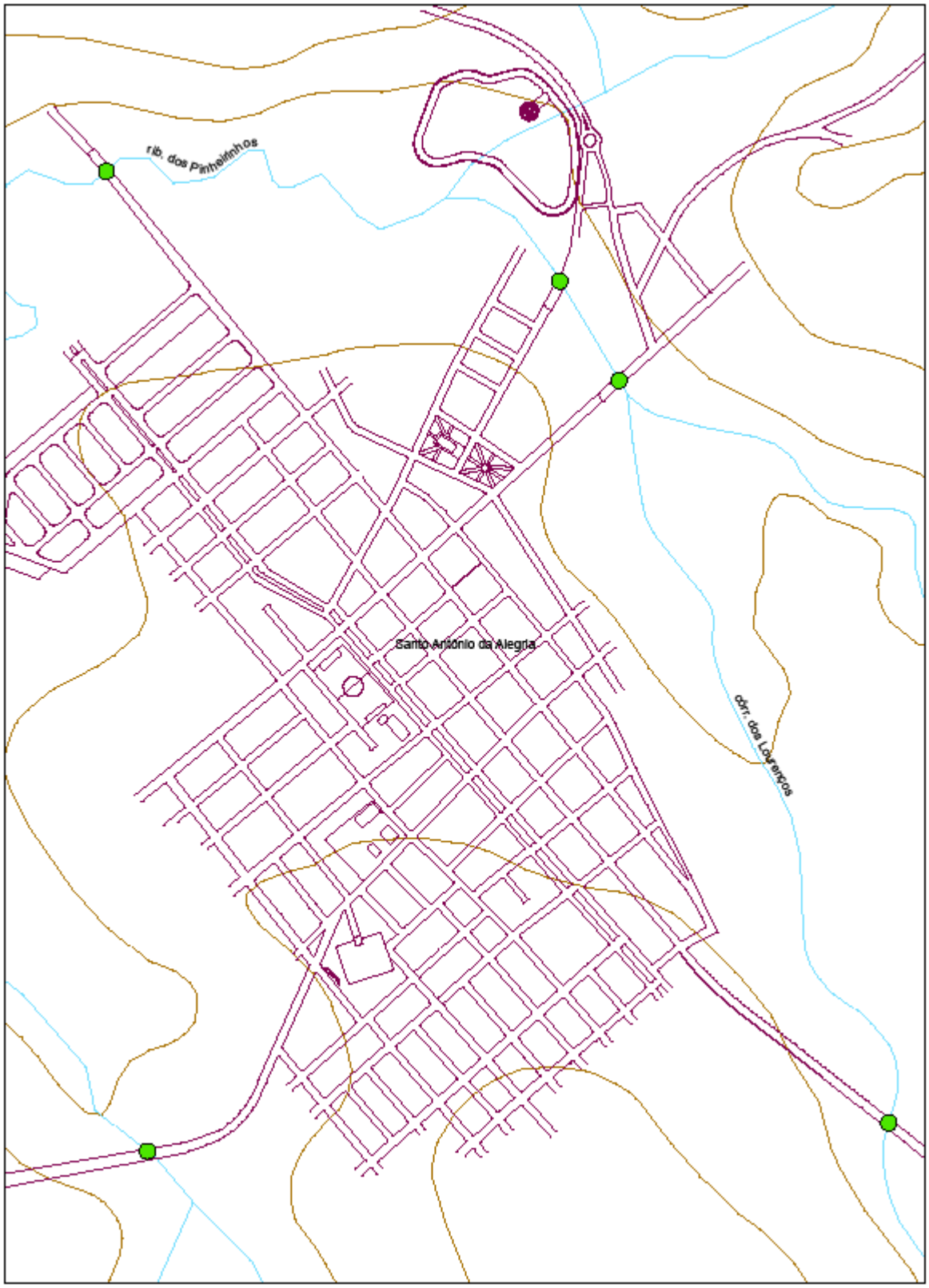


Figura 8 – Travessias

1.2.5. CARACTERIZAÇÃO AMBIENTAL

1.2.5.1. CLIMATOLOGIA

De acordo com CEPAGRI, o estado de São Paulo está cortado pelo trópico de Capricórnio e possui praticamente todo seu território entre os paralelos 20 e 25º sul. Pode, assim, ser considerado como de características tipicamente tropicais. Grande parte dele, porém, por se achar em áreas montanhosas de altitude, onde as temperaturas se mostram bastante amenas, pode ser classificada como tropical de altitude. As chuvas são em geral abundantes, sobretudo na estação estival, tornando o clima, tropical úmido, uma condição que favorece enormemente a agricultura e a pecuária em geral.

Segundo a classificação climática de Köppen, o Estado de São Paulo abrange seis tipos climáticos distintos, todos correspondentes a climas úmidos. O tipo que compreende a maior área é o "Cwa". Toma toda a parte central do planalto, sendo caracterizado pelo clima tropical de altitude, com inverno seco e verão quente. Algumas áreas serranas, com o verão ameno, nela encravadas, são classificadas no tipo "Cwb".

As regiões mais baixas, a noroeste, situadas nas proximidades dos rios Paraná e Grande, mais quentes, pertencem ao tipo "Aw", tropical chuvoso com inverno seco. Ao sul do planalto, margens do rio Paranapanema, e do vale do rio Ribeira de Iguape, aparecem faixas de clima tropical, com verão quente, sem estação seca de inverno, do tipo "Cfa". As áreas serranas, mais altas, das serras do Mar e da Mantiqueira, com verão ameno e chuvoso o ano todo, têm o clima classificado como "Cfb". Finalmente, a faixa litorânea recebe a classificação "Af", caracterizada pelo clima tropical chuvoso, sem estação seca.

Santo Antônio da Alegria está localizada, segundo o CEPAGRI, em área onde o tipo climático, conforme a classificação de Köppen é o Cwa. A sigla

de classificação segue a seguinte ordem de nomenclatura: a primeira letra é equivalente ao grupo, a segunda é indicador de tipo de clima e a terceira é um indicativo de subtipo de clima. Nessa ordem:

"C": Clima temperado ou temperado quente, cuja descrição é a seguinte:

- Climas mesotérmicos;
- Temperatura média do ar dos 3 meses mais frios compreendidas entre -3°C e 18°C;
- Temperatura média do mês mais quente > 10°C;
- Estações de Verão e Inverno bem definidas;

"w": Chuvas de verão

"a": Temperatura média do ar no mês mais quente > 22°C.

A seguir apresentam-se alguns dados sobre o clima do município de Santo Antônio da Alegria:

- Altitude média 800 m

Quadro 9 - Temperaturas mensais máximas, médias e mínimas e precipitação média mensal

MÊS	TEMPERATURA DO AR (ºC)			CHUVA (mm)
	Mínima média (°C)	Máxima média (°C)	Média (°C)	
Janeiro	17,8	28,7	23,2	291,7
Fevereiro	17,9	28,7	23,3	227,3
Março	17,3	28,6	22,9	185,1
Abril	14,8	27,5	21,1	82,1
Maio	12,1	25,8	19	52,9
Junho	10,8	24,9	17,9	31,2
Julho	10,4	25,2	17,8	20,8
Agosto	11,8	27,6	19,7	22,1
Setembro	13,9	28,9	21,4	73
Outubro	15,7	28,9	22,3	137,2
Novembro	16,3	28,6	22,5	206,7
Dezembro	17,3	28,3	22,8	287,5

Fonte: CEPAGRI - UNICAMP

1.2.5.2. COBERTURA VEGETAL DO MUNICÍPIO

Em 2003, Olga Kotchetkoff-Henriques realizou o levantamento da vegetação natural do município de Ribeirão Preto (651 km2) para desenvolvimento de sua tese de Doutorado "Caracterização da vegetação natural em Ribeirão Preto, SP: bases para conservação", nesse levantamento foram encontrados 102 remanescentes florestais (sendo 99 com vegetação natural correspondendo a 3,8% da área do município), enquadrados em quatro grupos de vegetação: Floresta Estacional Semidecidual (1,37%), Floresta Estacional Decidual (1,06%), Floresta Estacional Semidecidual com Influência Fluvial Permanente (Mata Paludícola – 0,64%) e Cerrado (0,83%). A área mapeado engloba 57 municípios de toda a região da ABAG-RP (Associação Brasileira de Agronegócios de Ribeirão Preto). Abaixo seguem as descrições dessas coberturas vegetais:

- Floresta Estacional Semidecidual (IBGE, 1991): como o nome diz, este tipo de vegetação está condicionado a estacionalidade climática (verão chuvoso e inverno seco ou clima subtropical sem seca, mas com intenso frio, temperaturas médias abaixo de 15ºC) e pela queda das folhas durante o período seco, em 20 a 50% das árvores caducifólias da floresta. Na região da ABAG-RP esta vegetação aparece com formações: Aluvial (vegetação em zona ciliar com encharcamento temporário do solo); Submontana (na faixa de 50 a 500m entre 16º até 24º latitude S) e Montana (acima de 16º de latitude Sul entre 400 a 1500 m de altitude). Hoje, as pequenas extensões de florestas estacionais semidecíduas correspondem às Unidades de Conservação e a matas residuais em propriedades privadas.
- Floresta Estacional Decidual (IBGE, 1991): esta vegetação também está relacionada a estacionalidade com uma época chuvosa seguida de longo período de estiagem, com mais de 50% de

árvores caducifólias na floresta. Este tipo de floresta aparece sobre solos litólicos (solos rasos) e as espécies apresentam adaptações fisiológicas e morfológicas, impingindo-as tolerância e/ou resistência à deficiência hídrica. Na região da ABAG-RP, aparece a formação Montana, nas encostas e topo de alguns morros nos limites da cuesta basáltica com o planalto ocidental.

- Floresta Paludosa (Floresta Higrófila): é um tipo de floresta que ocupa áreas com solo permanentemente encharcado com menor diversidade de espécies em relação às outras florestas. Na região da ABAG-RP ocorre em áreas com solos pouco drenados, principalmente.
- Savana (Cerrado): originalmente ocupava 14% da superfície total do Estado de SP, incluindo fitofisionomias variáveis desde campo limpo, avançando para campo sujo (savana gramíneo-lenhosa), campo cerrado (savana arborizada), cerrado sensu strictu até cerradão (savana florestada), com manchas dispersas no interior do planalto, sobretudo na margem oriental do planalto ocidental e na depressão interior (região da ABAG-RP), localizado nos solos mais pobres. Atualmente, pouco restou dessa cobertura vegetal original, menos de 1% em todo Estado (SMA, 2000). Os cerrados permaneceram preservados na região da ABAG-RP até por volta de 1960-70 quando foram substituídos pela cultura da cana-de-açúcar. Mas mesmo assim, a região possui a maior área remanescente preservada do Estado, que é a Estação Ecológica do Jataí, no Município de Luís Antônio (IFSP, 2002). A instituição do ICMS ecológico (Imposto sobre Circulação de Mercadorias e Serviços) nos estados que fazem parte da região do Cerrado, como o Estado de SP, tem incentivado a criação de áreas protegidas com

planejamento ambiental e manejo sustentável dos sistemas produtivos da região.

Os principais tipos vegetacionais mapeados foram as Florestas Estacionais num total de 82 360,0 ha; o Cerrado com 71 377,7 ha; as Florestas Secundárias com 58 956,2 ha e a vegetação ripária com 380 987,0 ha (Tabela 1). Aqui a vegetação ripária é entendida como a vegetação na faixa ciliar, como a floresta não aluvial dos barrancos, a floresta sob condição aluvial, a floresta paludosa e muita área de campos úmidos

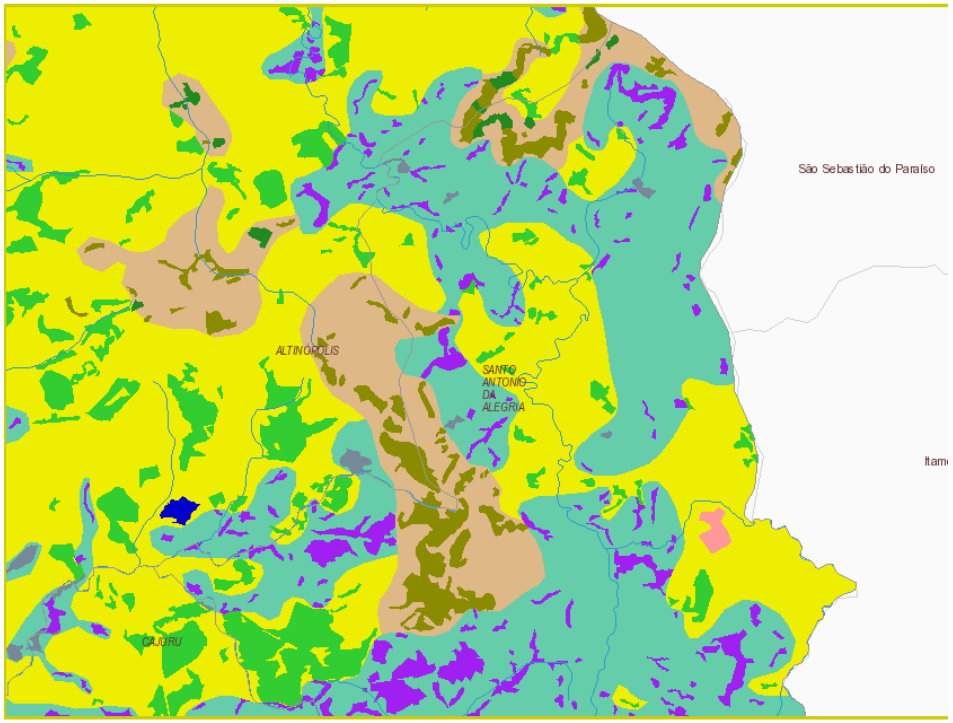
No município de Santo Antônio da Alegria foram identificados os seguintes tipos vegetacionais, conforme mostra o Quadro 10.

Quadro 10: Principais Tipos de Vegetação de Santo Antônio da Alegria

Cerrado (ha)	Floresta Estacional (ha)	Floresta Secundária (ha)	Vegetação Ripária (ha)
1892,5	803,9	2424,7	3061,

Fonte: Sistema de Gestão Territorial ABAG/RP EMBRAPA. Disponível em http://www.abagrp.cnpm.embrapa.br/areas/vegetacao.htm.

A Figura 9 mostra também a tipologia vegetacional do município, conforme dados gráficos do Mapeamento elaborado pelo programa Biota-FAPESP para todo o estado de São Paulo, observando-se que predominam no município as biotas: Savana e Floresta Estacional Semidecidual. O mapa apresentado nessa figura foi gerado em 11 de maio 2010.



Legenda

- **Biota - Divisa Estadual**
- Brasil - Divisa Municipal
- Biota - Agrupamento: Floresta Ombrófila Densa
- *Biota - Floresta Ombrófila Densa Alto-Montana*
- *Biota - Floresta Ombrófila Densa Montana*
- *Biota - Floresta Ombrófila Densa Submontana*
- *Biota - Floresta Ombrófila Densa das Terras Baixas*
- Biota - Vegetação Secundária da Floresta Ombrófila Densa Alto-Montana
- Biota - Vegetação Secundária da Floresta Ombrófila Densa Montana
- Biota - Vegetação Secundária da Floresta Ombrófila Densa Submontana
- Biota - Vegetação Secundária da Floresta Ombrófila Densa das Terras Baixas
- Biota - Agrupamento: Floresta Ombrófila Mista
- *Biota - Floresta Ombrófila Mista Alto-Montana*
- *Biota - Floresta Ombrófila Mista Montana*
- Biota - Vegetação Secundária da Floresta Ombrófila Mista Alto-Montana
- Biota - Vegetação Secundária da Floresta Ombrófila Mista Montana
- Biota - Agrupamento: Floresta Estacional Semidecidual
- *Biota - Floresta Estacional Semidecidual*
- Biota - Vegetação Secundária da Floresta Estacional Semidecidual
- **Biota - Agrupamento: Savana**
- Biota - Savana Florestada
- Biota - Savana
- Biota - Savana Arborizada
- **Mangue**
- Biota - Floresta Arbórea/Arbustiva-herbácea de terrenos marinhos lodosos
- Biota - Floresta Arbórea/Arbustiva-herbácea sobre Sedimentos Marinhos Recentes
- Biota - Floresta Arbórea/Arbustiva-herbácea em Região de Várzea
- **Contato Floresta Ombrófila Densa/Floresta Ombrófila Mista**
- Biota - Floresta Ombrófila em Contato Floresta Ombrófila/Floresta Ombrófila Mista Alto-Montana
- Biota - Floresta Ombrófila em Contato Floresta Ombrófila/Floresta Ombrófila Mista Montana
- Biota - Vegetação Secundária da Floresta Ombrófila Mista em Contato Floresta Ombrófila/Floresta Ombrófila Mista Alto-Montana
- Biota - Vegetação Secundária da Floresta Ombrófila Mista em Contato Floresta Ombrófila/Floresta Ombrófila Mista Montana
- Biota - Vegetação Secundária da Floresta Ombrófila em Contato Floresta Ombrófila /Floresta Ombrófila Mista

Figura 9 – Tipos vegetacionais

Fonte: Biota FAPESP. Disponível em http://www.cria.org.br/mapcria.

1.2.5.3. GEOLOGIA

Segundo descrição do Relatório Zero (CBH-SMG, 2000) para caracterização da Geologia na área da BH-SMG, tem-se que, a formação Serra Geral, principal classe observada na região, possui rochas eruptivas constituídas por um conjunto de derrames de basaltos toleíticos de espessura individual bastante variável, desde poucos metros a mais de 50 m e extensão também individual que pode ultrapassar a 10 km. Neles intercalam-se arenitos com as mesmas características dos arenitos da Formação Botucatu, a maioria com estruturas típicas de dunas e outros indicando deposição subaquosa.

A espessura máxima da formação foi medida em sondagem em Cuiabá Paulista (Pontal do Paranapanema, Estado de São Paulo), indicando 1.700 m de derrames. Tal pacote adelgaça-se para as bordas do Planalto Ocidental, onde as serras basálticas possivelmente não alcançam um terço desse valor (IPT 1981a citado em CBH-SMG, 2000). Na área da Bacia do Sapucaí Mirim / Grande expõem-se principalmente na porção norte, região de Paulo de Faria e Riolândia, onde a faixa de rochas basálticas atinge largura da ordem de 12 km ao longo da margem esquerda do rio Grande, em toda a porção leste e parte da região central da unidade. As espessuras obtidas em mapa nesta área alcançam 100 m, uma vez que tais rochas afloram da cota 400 m a 500 m em relação ao nível do mar, aproximadamente. Outra faixa expressiva de afloramento situa-se ao longo do baixo rio Turvo e próximo à confluência com o rio Preto, com extensão da ordem de 50 km e largura, na maior parte da faixa, de 5 km.

Os derrames são constituídos por rochas de coloração cinza escura a negra, em geral afaníticas. Nos derrames mais espessos, a zona central é maciça, microcristalina e apresentas e fraturada por juntas subverticais de contração (disjunção colunar). A parte superior dos derrames, numa

espessura que pode alcançar 20 m nos mais espessos (LEINZ et al. 1966 citado em CBH-SMG, 2000), aparecem vesículas e amígdalas (estas parcial ou totalmente preenchidas por calcedônia, quartzo, calcita, zeólitas e nontronita), além de grandes geodos que podem ocorrer na sua parte mais profunda. A porção basal dos derrames também pode apresentar tais características, porém em espessura e abundância sensivelmente mais reduzidas.

Tanto a base como o topo dos grandes derrames apresentam juntas horizontais, o que deve ser resultado, pelo menos em parte, do escoamento laminar da lava no seu interior.

O contato superior da formação com as unidades da Bacia Bauru é discordante, marcado por importante superfície erosiva (RICCOMINI 1995, citado em CBH-SMG, 2000), cujo desenvolvimento resultou na destruição dos aparelhos vulcânicos e na exposição de diques e outras estruturas subvulcânicas (ALMEIDA 1986 citado em CBH-SMG, 2000).

No município de Santo Antonio da Alegria predomina os Grupos: Bauru, São Bento e Tubarão,assim como a presença de rochas intrusivas, de acordo com Mapa Geológico do Estado de São Paulo (IPT, 1981), na escala 1:500.000, como mostra o Quadro 11, representado a legenda da Figura 10.

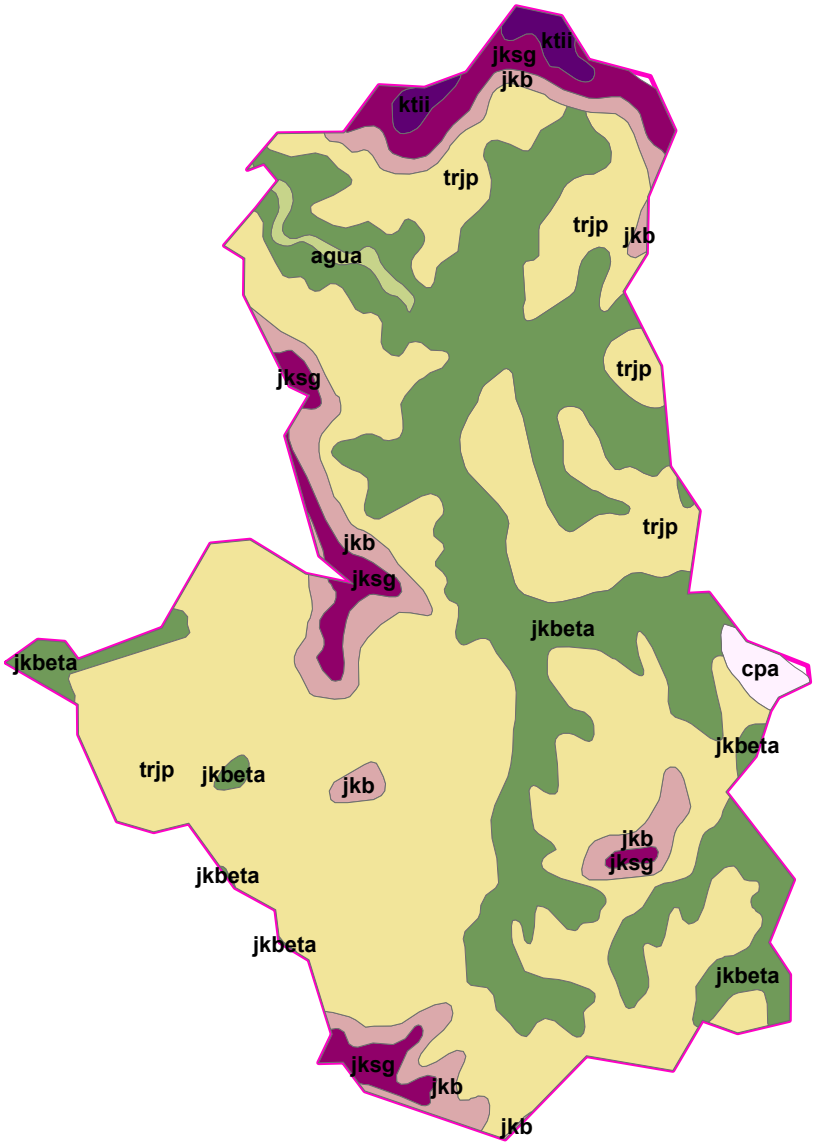


Figura 10 - Geologia do município de Santo Antonio da Alegria

Fonte: Digitalização do Mapa Geológico do Estado de São Paulo (1981) – IPT -1:500.000.

Quadro 11 – Geologia de Santo Antonio da Alegria

EON	ERA	PERÍODO	GRUPO/ COMPLEXO/ FORMAÇÃO			SÍMBOLO	LITOLOGIA
FANEROZÓICO	MESOZÓICA	Jurássico	GRUPO BAURU	Formação Marília	Formação Itaqueri	KTii	Sedimentos correlatos á formação Itaqueri: arenitos conglomerá-ticos limonitizados, siltitos e conglomera-dos oligomíticos
		Triássico	GRUPO SÃO BENTO	Formação Serra Geral		JKsg	Rochas vulcânicas básicas em derrames basálticos de coloração cinza a negra, com intercalações de arenitos finos a médios, de estratificação cruzada.
				Formação Botucatu		Jkb	Arenitos eólicos avermelhados de granulação fina a média com estratificações cruzadas de médio a grande porte.
				Formação Pirambóia		TrJp	Arenitos finos a médios, avermelhados, siltico-argilosos, de estratificação cruzada ou plano-paralela; níveis de folhelhos e arenitos argilosos de cores variadas.
			Intrusivas Básicas Tabulares			JKβ	Soleiras de diabásio, diques básicos em geral.
	PALEOZÓICA	Permiano / Carbonífero	GRUPO TUBARÃO	Formação Aquidauana		Cpa	Depósitos continentais em que predominam arenitos médios a grossos, feldspáticos de coloração vermelha-arro-xeada e, subordinadamente, arenitos finos, conglomerados, siltitos, folhelhos rítmicos e diamictitos.

A área em estudo está localizada quase em sua totalidade no Estado de Minas Gerais, portanto além de alguns das formações apresentadas no Quadro 11, o local ainda possui os seguintes tipos de formações geológicas apresentadas a seguir.

Os dados sobre a geologia da área pertencente ao município de Minas Gerais foram retirados do "Mapa Geológico do Estado de Minas Gerias", levantamento em escala 1: 1.000.000, produto resultado da parceria da Companhia do Desenvolvimento Econômico de Minas Gerais e a CPRM – Serviço Geológico do Brasil, de 2003.

Quadro 12 – Geologia da are em estudo

EON	ERA	PERÍODO	ÉPOCA	10^6 anos	Formação	Grupo	Complexo	Símbolo	Litologia
Fanerozóico	Mesozóico	Cretáceo	Inferior (K1)	96-135	Serra Geral	-	-	K1βsg	basalto com intercalações de arenito e diques de diabásio
	Mesozóico	Triásssico/ Permiano	Inferior (T1) / Lopingiano (P3)	250	Pirambóia	-	-	P3T1p	Arenito, lentes de folhetos e interlaminação de arenito e folheto
	Paleozóico	Carbonífero	Pensilvaniano	295-395	Aquidauana	Itararé	-	C2a	Arenito, conglomerado, siltito e foheto
Proterozóico	Neoproterozóico	Toniano	-	850-1000	-	Andrelândia	-	NPax	xisto
			-	850-1000	-	Carrancas	Varginha-Guaxupé	NPvg	granulito
			-	850-1000	-	Carrancas	Varginha-Guaxupé	Npvog	ortognaisse migmatítico

Em anexo, na "Folha 03 – Mapa geológico" está apresentado em maior detalhe as características geológicas do município, assim como toda a área em estudo.

1.2.5.4. PEDOLOGIA

A área em estudo está localizada nos Estados de São Paulo e Minas Gerais, por tal motivo, os dados sobre sua pedologia são compostos por duas parte, a primeira, no Estado de São Paulo, retirada do Mapa Pedológico do Estado de São Paulo em escala 1: 500.000, porém a parte constante no Estado de Minas Gerais, foi obtida no banco de dados do "Mapa Interativo do

IBGE", composto pelos levantamentos exploratórios de solos produzidos pelo Projeto RadamBrasil ao longo das décadas de 1970 e 1980, complementados por outros estudos mais detalhados de solos produzidos principalmente pela Embrapa e pelo IBGE, em escala 1:1.000.000. Esse mapa interativo de solos identifica os diferentes tipos de solos encontrados no Brasil e utiliza pela primeira vez a nomenclatura e as especificações recomendadas pelo Sistema Brasileiro de Classificação de Solos - SBCS da Embrapa (1999). A divisão entre os dois tipos de levantamento pode ser observada nas figuras a seguir com limite dos Estados.

A seguir estão apresentadas a pedologia da área de estudo como também de todo o município de Santo Antônio da Alegria.

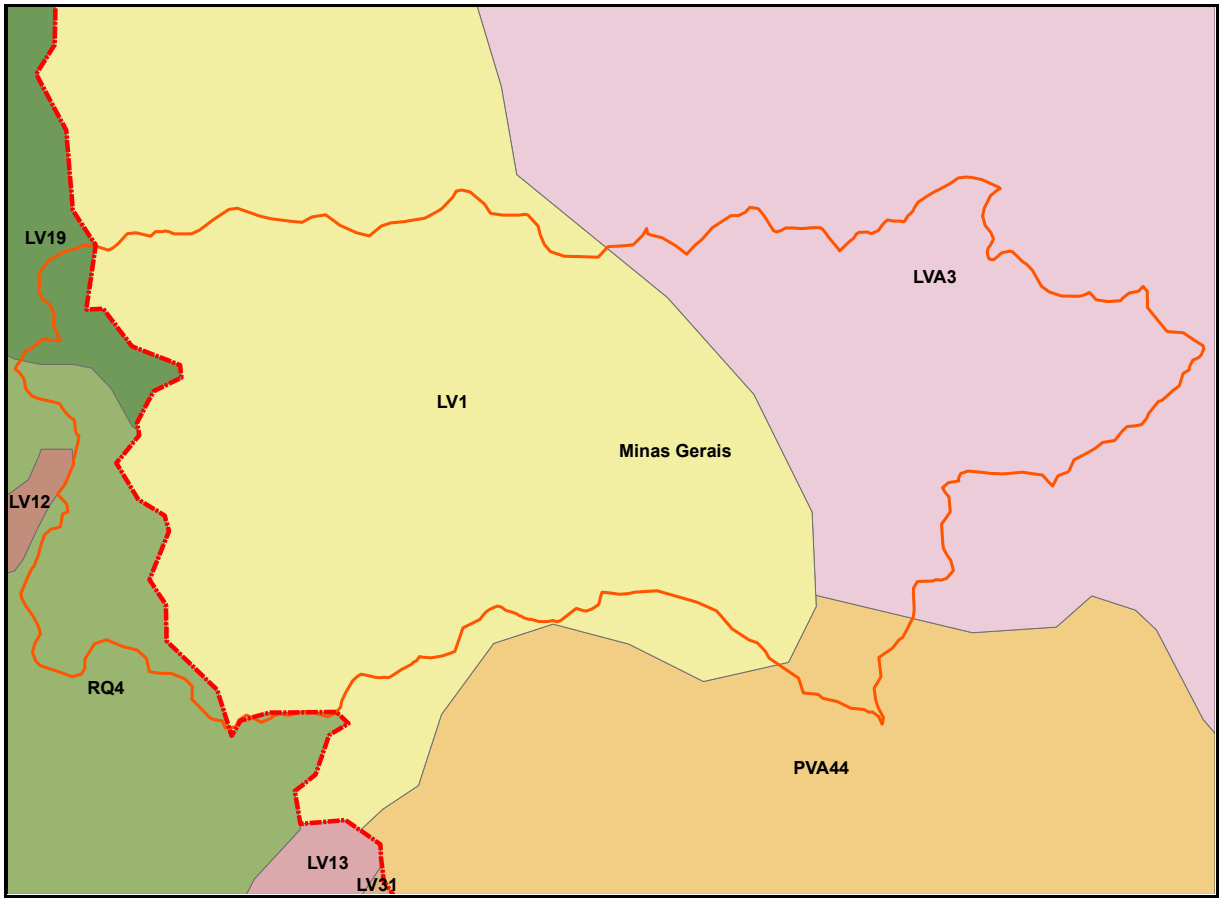


Figura 11 - Pedologia da área em estudo

O Quadro 13 apresenta os tipos de solo encontrados dentro da área em estudo e também a descrição desses ou mesmo de seus componentes.

A Figura 11 mostra os dois levantamentos distintos: RADAM BRASIL e do IAC - Instituto Agronômico, sendo primeiro, em escala 1:1. 000.000 e o segundo em escala 1:500.000, como citado anteriormente.

Quadro 13 – Pedologia da área de estudo

TIPO	CLASSE	DESCRIÇÃO	PROJETO
LV19	LATOSSOLO VERMELHO	Distroférricos, textura argilosa, A moderado, relevo suave ondulado e ondulado.	IAC
	LATOSSOLO VERMELHO	Distróficos, textura média, A moderado, relevo suave ondulado e ondulado.	
LV1	Latossolo Vermelho	LV Distroférrico	RADAM BRASIL
LVA3	Latossolo Vermelho-Amarelo	LVA Distrófico	RADAM BRASIL
RQ4	NEOSSOLOS QUARTZARÊNICOS	Órticos, A fraco e moderado, distróficos, relevo suave ondulado e plano.	IAC
	LATOSSOLO VERMELHO AMARELO	A moderado, textura média,distróficos, relevo suave ondulado e plano	
PVA44	Argilossolo Vermelho-Amarelo	PVA Distrófico + PVA Eutrófico + LV Distrófico	RADAM BRASIL

Na Figura 12, estão apresentados todos os tipos de solo do município de Santo Antonio da Alegria. Os dados pedológicos do município são relativos ao levantamento de em escala 1: 500.000 do IAC – Instituto Agronômico de 1999. Esses diferentes tipos de solos são encontrados no Quadro 14.

Em anexo está apresentado a "Folha 04 – Mapa pedológico".

Quadro 14 – Pedologia do município

TIPO	CLASSE	DESCRIÇÃO	PROJETO
LV12	LATOSSOLOS VERMELHOS	Distroférricos, A moderado, textura argilosa, relevo ondulado e suave ondulado	IAC
LV13	LATOSSOLOS VERMELHOS	Distroférricos, A moderado, textura argilosa, relevo forte ondulado e ondulado	
RQ4	NEOSSOLOS QUARTZARÊNICOS	Órticos, A fraco e moderado, distróficos, relevo suave ondulado e plano	
	LATOSSOLO VERMELHO AMARELO	A moderado, textura média,distróficos, relevo suave ondulado e plano	
LV19	LATOSSOLO VERMELHO	Distroférricos, textura argilosa e Distróficos , textura média, ambos A moderado, relevo suave ondulado e ondulado	

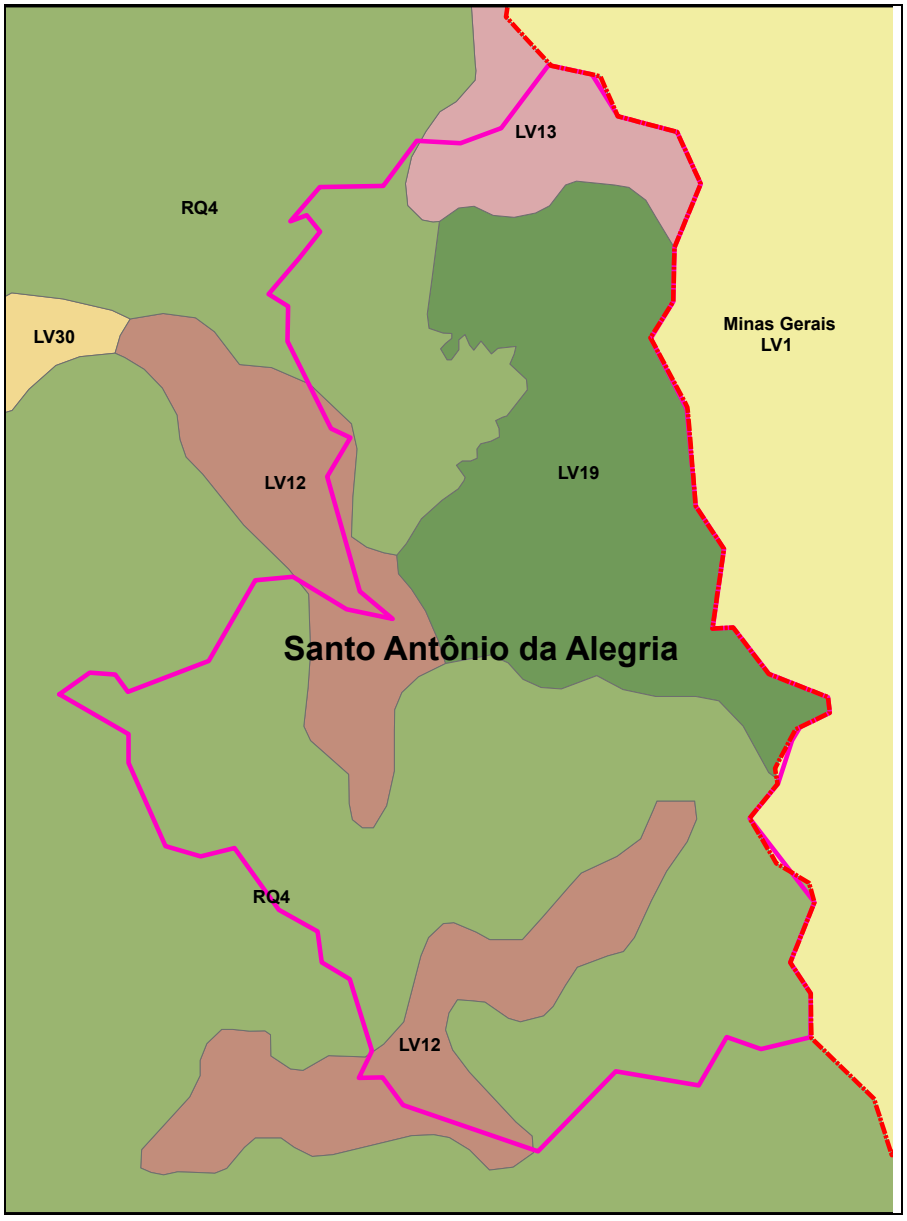


Figura 12 – Pedologia do Município de Santo Antonio da Alegria

1.2.5.5. GEOMORFOLOGIA

A Bacia Hidrográfica Sapucaí-Mirim/Grande está inserida em sua maior parte na Província Geomorflógica das Cuestas Basálticas e parcialmente na Província do Planalto Ocidental Paulista, (ALMEIDA, 1964 e IPT, 1981b citados em CBH-SMG, 2000). Conforme dados do Relatório Zero (CBH-SMG, 2000), estas províncias podem ser caracterizadas da seguinte forma:

O Planalto Ocidental é definido, por Almeida (1964 citado em CBH-SMG, 2000), corresponde geologicamente aos derrames basálticos que cobrem as unidades sedimentares do final do ciclo de deposição da Bacia do Paraná; e às coberturas sedimentares que, por sua vez, foram depositadas na Bacia Bauru, acima desses basaltos.

Este relevo demonstra-se "monótono", levemente ondulado, de colinas. A densidade de drenagem apresenta fortes variações entre os sistemas de relevo reconhecidos e até mesmo no interior de um mesmo sistema. De modo geral, as cabeceiras de curso d'água exibem uma maior ramificação da drenagem e, consequentemente, densidades médias até altas.

Geralmente a drenagem é de baixa densidade e apresenta padrão subdendrítico. Os vales são abertos com presença de planícies aluviais interiores restritas, podendo ocorrer eventualmente, lagoas perenes ou intermitentes.

Analisando a morfoescultura do relevo, Ross & Moroz (1997) citado em CBH-SMG (2000) consideraram que a área da Bacia do Sapucaí-Mirim/Grande está inserida no Planalto Centro Ocidental e nos Planaltos Residuais de Franca e Batatais (unidades morfoesculturais), que correspondem à morfoestrutura da Bacia Sedimentar do Paraná.

Também estão representadas cartograficamente as planícies fluviais, que correspondem às áreas descontínuas da morfoescultura (Planalto Ocidental Paulista).

As planícies são terrenos planos, de natureza sedimentar fluvial quaternária, geradas por processos de agradação (deposição de sedimentos), que correspondem às áreas sujeitas a inundações periódicas. Os terraços fluviais também são áreas planas ou levemente inclinadas, poucos metros mais elevados que as planícies fluviais e, portanto, quase sempre livre de inundações.

As planícies fluviais apresentam declividades inferiores a 2% e posicionam-se em diferentes níveis altimétricos. São formadas por sedimentos fluviais arenosos e argilosos inconsolidados e os solos são do tipo Glei Húmico e Glei Pouco Húmico.

O potencial de fragilidade destas planícies é muito alto por serem áreas sujeitas a inundações periódicas, com lençol freático pouco profundo e sedimentos inconsolidados sujeitos a acomodações constantes.

As Cuestas Basálticas, por sua vez, caracterizam-se morfologicamente por apresentar um relevo escarpado nos limites com a Depressão Periférica, seguido de uma sucessão de grandes plataformas estruturais de relevo suavizado, inclinadas para o interior em direção à calha do rio Paraná. Estas duas feições principais constituem a escarpa e o reverso das cuestas.

Quanto à constituição litológica, tem-se que a Província é denominada por derrames de rochas eruptivas básicas, superpostos, extensos de várias dezenas até mais de uma centena de quilômetros, e espessos de várias dezenas de metros. Os derrames recobriram depósitos das formações Pirambóia e Botucatu, basicamente formados por arenitos de origem fluvial ou eólica, respectivamente. Lentes de arenitos eólicos, sobre os basaltos, encontram-se muitas vezes intercaladas nos derrames. Dentro deste contexto destacam-se os seguintes sistemas de relevo:

a) Planícies fluviais;

b) Colinas amplas;

c) Colinas médias;

d) Colinas pequenas com espigões locais;

e) Morros amplos;

f) Morrotes alongados e espigões;

g) Morros arredondados;

h) Mesas basálticas;

i) Encostas não escarpadas;

j) Escarpas festonadas.

O território do município de Santo Antonio da Alegria possui as seguintes formas de relevo, conforme Mapa Geomorfológico do Estado de São Paulo (SÃO PAULO, 1981), em escala 1:1.000.000:

- RELEVO DE DEGRADAÇÃO, EM PLANALTOS DISSECADOS:
  - Relevo colinoso (predominam baixas declividades, até 5 % e amplitudes locais inferiores a 100 metros:
    - Colinas amplas – predominam interflúvios com área superior a 4 km², topos extensos e aplainados, vertentes com perfis retilíveos de alta declividade. Drenagem de baixa densidade, vales abertos - (212).
    - Colinas médias – predominam interflúvios com ares de 1 a 4 km², topos aplainados , vertentes com perfis convexos a retilíneos. Drenagem de média a baixa densidade, padrão sub-retangular, vales abertos a fechados, planícies aluviais interiores restristas, presença eventual de lagoas perenes ou intermitentes - (213).
  - Relevo de morrotes (predominam declividades médias a altas – acima de 15% e amplitudes locais inferiores a 100 metros):
    - Morrotes alongados e espigões – predominam interflúvios sem orientação preferencial, topos angulosos a achatados, vertentes ravinadas com perfis retilíneos. Drenagem de média a alta densidade, padrão dendrítico, vales fechados – (234).
- RELEVOS RESIDUAIS SUPORTADOS POR LITOLOGIAS PARTICULARES:
  - Sustentados por maciços basálticos:

- Mesas basálticas - morros testemunhos isolados (peões e baús), topos aplainados a arredondados, vertentes com perfis retilíneos, muitas vezes com trechos escarpados e exposições de rocha. Drenagem de média densidade, padrão pinulado a subparalelo, vales fechados – (311).

- RELEVOS DE TRANSIÇÃO:
  - Escarpas (predominam declividades altas, acima de 30% e amplitudes maiores a 100 metros):
  - Escarpas festonadas – desfeitas em anfiteatros separados por espigões, topos angulosos, vertentes com perfis retilíneos. Drenagem de alta densidade, padrão subparalelo a dendritico, vales fechados – (521).

A Figura 13 mostra a seguir, apresenta a distribuição desses tipos de relevo ao longo do município.

O mapa geomorfológico completo está apresentado em anexo na "Folha 05 – Mapa geomorfológico".

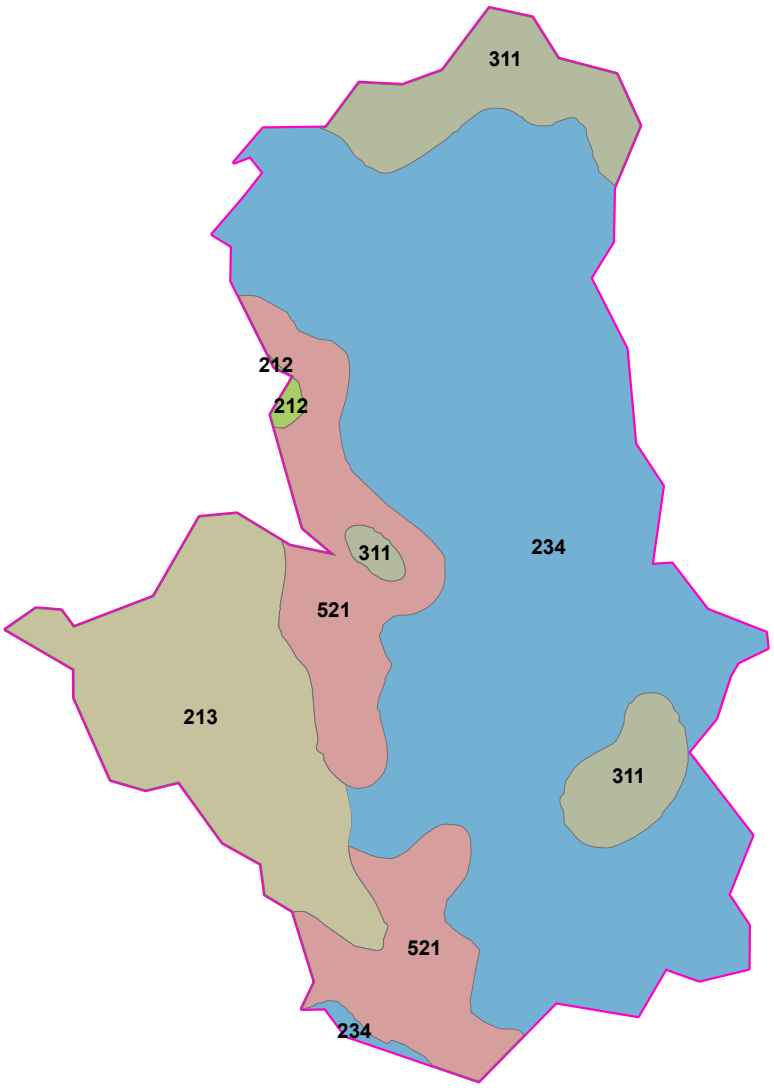


Figura 13 - Geomorfologia do município de Santo Antonio da Alegria.

Fonte: Mapa Geomorfológico do Estado de São Paulo – IPT

1.2.5.6. USO DO SOLO DO MUNICÍPIO

A seguir estão apresentadas duas figuras, correspondentes aos anos de 1988 e 2003 que apresentam os usos do solo do município. Tais figuras são adaptações do Mapa de Uso e Cobertura das Terras na Área de Atuação da Associação Brasileira do Agronegócio – Região de Ribeirão Preto (ABAG/RP), elaborado pela Embrapa Monitoramento por Satélite com Apoio da FAPESP – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo desses mesmos anos. Abaixo das figuras está apresentada a legenda de cores.

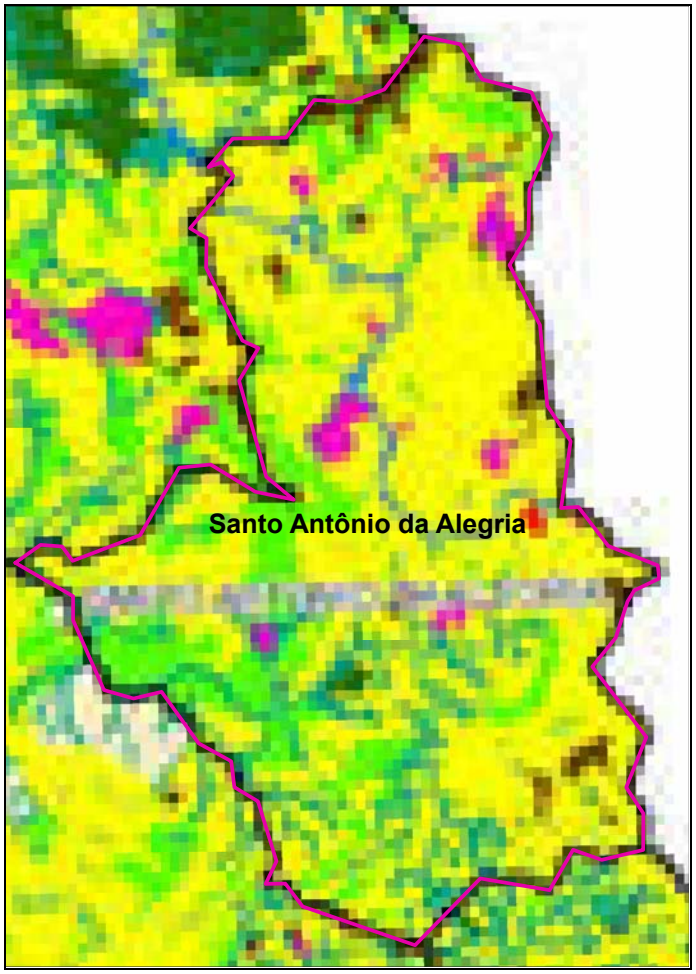


Figura 14 - Uso e cobertura de Santo Antônio da Alegria -1988

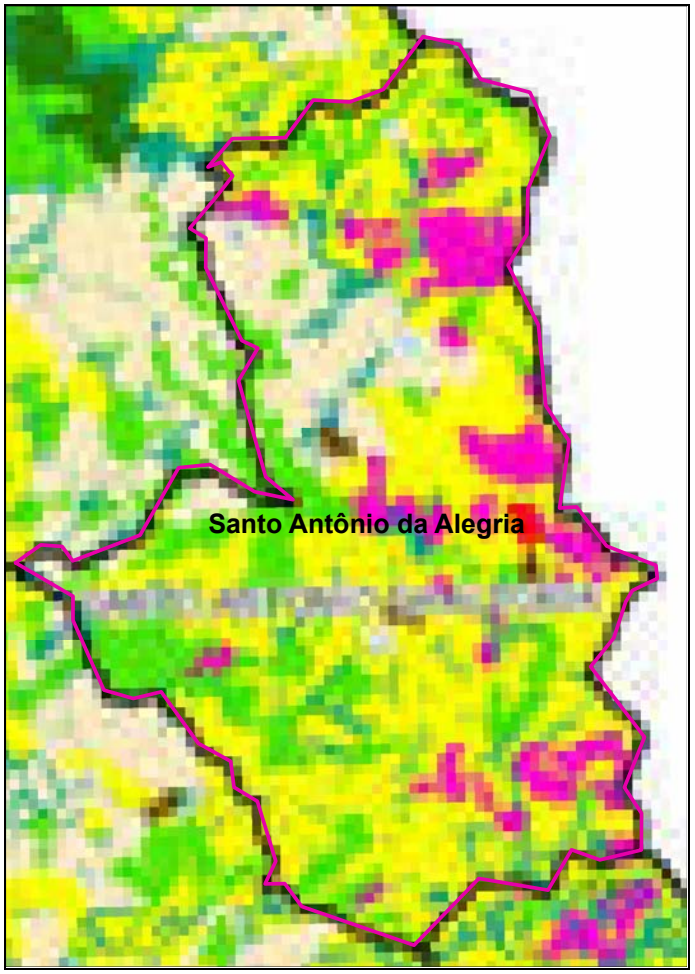


Figura 15 - Uso e cobertura de Santo Antônio da Alegria -2003

Quadro 15 – Legenda de cores das figuras Figura 14 e Figura 15

Áreas Agrícolas	
	Cana-de-açúcar
	Pastagem
	Fruticultura
	Cultura Anual
	Silvicultura
	Cafeicultura
	Cultura Anual – Pivôs de Irrigação
	Seringueira
Vegetação Natural	
	Vegetação Ripária
	Remanescente de Vegetação Natural
Áreas Antropizadas	
	Área Urbana
	Outros
	Mineração
	Corpos d'água

Fonte: Mapa de Uso e Cobertura das Terras na Área de Atuação da Associação Brasileira do Agronegócio – Região de Ribeirão Preto (ABAG/RP) – Embrapa/FAPESP

Os tipos de culturas normalmente encontradas no município, de acordo com dados do Levantamento Censitário das Unidades de Produção Agropecuária do Estado de São Paulo – LUPA da Coordenadoria de Assistência Técnica Integral – CATI são: braquiária, cana de açúcar e o café, como se pode observar no Quadro 16.

Quadro 16 - Área cultivada do município de Santo Antônio da Alegria

CULTURA	**TOTAL (ha)**
Braquiária	11.553,90
Cana-de-açúcar	3.926,10
Café	2.029,40
Laranja	1.615,60
Eucalipto	830,60
Milho-silagem	698,10
Milho	608,40
Gramas	179,10
Colonião	147,00
Outras gramíneas para pastagem	114,10
Tomate envarado	111,20
Manga	65,80
Capim - napier	59,20
Soja	42,00
Abacate	24,20

Tangerina	5,50
Maracuja	4,80
Arroz	4,40
Sorgo	4,00
Uva rustica	3,60
Feijão	2,00
Mandioca	1,00
Pimenta	1,00
Acerola	0,30
Alface	0,20

Fonte: LUPA 2007 – 2008

1.2.5.7. HIDROGRAFIA

A rede hidrográfica que compreende a área em estudo do município de Santo Antônio da Alegria é formada pelo ribeirão do Pinheirinho e por seu afluente córrego dos Lourenços. Esses cursos d´águas circundam a área urbana do município.

O ribeirão do Pinheirinho é um afluente do rio Sapucaí – Mirim, desaguando nesse juntamente com o ribeirão Tomba – Perna.

Figura 16 – Imagem do Google Earth

1.2.6. SISTEMA DE SANEAMENTO BÁSICO EXISTENTE

1.2.6.1. ABASTECIMENTO DE ÁGUA

O município de Santo Antônio da Alegria possui sistema de abastecimento de água sob responsabilidade da SAE – Serviço de Água e Esgoto, sendo que, de acordo com dados do Relatório de Situação da Bacia do Sapucaí-Mirim Grande (200), a captação que abastece a rede municipal é 100% subterrânea contando com 3 poços.

Conforme dados do IBGE apud Caderno de Informações de Saúde DATASUS o abastecimento de água no município é realizado também por fontes particulares, conforme mostra o Quadro 17.

Quadro 17: Proporção de Moradores por Tipo de Abastecimento de Água (%).

Abastecimento Água	1991	2000
Rede geral	58,36	72,72
Poço ou nascente (na propriedade)	39,94	27,28
Outra forma	1,69	-

Fonte: IBGE/Censos

Observa-se pelo quadro acima que as fontes de abastecimento diversas da rede pública têm reduzido sua abrangência ao longo do período entre 1991 e 2000, o que evidencia aumento da cobertura da rede no município.

1.2.6.2. ESGOTO SANITÁRIO

O sistema de esgotamento sanitário está sob responsabilidade da SAE – Serviço de Água e Esgoto. O percentual de atendimento da coleta, conforme dados da CBH-SMG (2008) é de 100%, o que correspondia a 6.020 habitantes no período da pesquisa, sendo que 4.451 se refere à população urbana.

O município possui sistema de tratamento do esgoto coletado, em 100% do esgoto coletado, com eficiência de 89%, segundo Plano de Bacia da CBH-SMG. O corpo receptor é o ribeirão do Pinheirinho, e a carga

poluidora potencial é de 266 kg.DBO/dia, sendo remanescente do tratamento 29 kg.DBO/dia.

Conforme dados do IBGE apud Caderno de Informações de Saúde DATASUS o esgotamento sanitário no município é realizado também por fontes diversas da rede pública, conforme mostra o Quadro 18.

Quadro 18: Proporção de Moradores por tipo de Instalação Sanitária.

Instalação Sanitária	1991	2000
Rede geral de esgoto ou pluvial	57,4	72,1
Fossa séptica	13,9	0,6
Fossa rudimendar	24,4	26,5
Vala	0,3	-
Rio, lago ou mar	-	0,5
Outro escoadouro	-	0,2
Não sabe o tipo de escoadouro	-	-
Não tem instalação sanitária	4,1	0,1

Fonte: IBGE/Censos

Assim como ocorre no abastecimento de água, a rede pública de esgotamento sanitário apresentou, entre o período de 1991 e 2000 aumento em sua cobertura, reduzindo assim a ocorrência de instalações sanitárias individuais.

1.2.6.3. RESÍDUOS SÓLIDOS

O município de Santo Antônio da Alegria gera em média 1,8 tonelada/dia de resíduos sólidos diariamente, sendo que o IQR (Índice de Qualidade de Aterros medido pela CETESB) em 2008 era de 9,3, ou seja, enquadramento "A" - a disposição destes resíduos encontra-se em condições adequadas, conforme avaliação do referido órgão.

Conforme dados do IBGE apud Caderno de Informações de Saúde DATASUS os resíduos sólidos no município são destinados de formas diversas, conforme mostra Quadro 19.

Quadro 19: Proporção de Moradores por Tipo de Destino de Lixo.

Coleta de lixo	1991	2000
Coletado	58,13	73,00
Queimado (na propriedade)	33,34	20,22
Enterrado (na propriedade)	4,26	2,96
Jogado	3,29	3,17
Outro destino	0,97	0,64

Fonte: IBGE/Censos

A cobertura do sistema de coleta de resíduos sólidos no município apresentou aumento de 25,5% entre os anos de 1991 e 2000, reduzindo assim a destinação inadequada destes.

1.2.7. USOS DOS RECURSOS HÍDRICOS

No Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE o município de Santo Antônio da Alegria apresenta diversas usos consultivos cadastrados, captações superficiais e subterrâneas, como também interferências em recursos hídricos. A grande maioria dos processos de captação de água é para uso privado, apresentados no Quadro 20. Os usos públicos estão listados separadamente no Quadro 21.

O município capta cerca de 512m³/h em usos privadas e 113 m³/h para usos públicos, conforme o cadastro do DAEE. Além das captações e lançamentos existem interferências em recursos hídricos cadastrados no DAEE.

Quadro 20 - Usos privados de Santo Antônio da Alegria

Nome do Rio/Aquífero	Autos	Usuário	Finalidade do Uso	Uso	Situação Administrativa	Vazão (m³/h)	Hora/Dia	UTM-Norte (Km)	UTM-Leste (Km)
-	9304394	AQUICULTOR	DESSED	CAPTACAO SUPERFICIAL	REQ INDEFERIDO	0,2	24	7674,25	269,2
FORMACAO SERRA GERAL	9304683	US.RURAL	SANITAR	CAPTACAO SUBTERRANEA	LIC PERFURACAO	2	3	7673,55	273,92
FORMACAO SERRA GERAL	9302982	US.RURAL	RURAL	CAPTACAO SUBTERRANEA	LIC PERFURACAO	2	5	7669,48	269,25
FORMACAO SERRA GERAL	9301436	US.URBANO	SANITAR	CAPTACAO SUBTERRANEA	LIC PERFURACAO	0	0	7674,91	269,99
-	9301025	US.RURAL	SANITAR	LANCAMENTO SUPERFICIAL		0	0	0	0
-	9300513	US.RURAL	SANITAR	LANCAMENTO SUPERFICIAL		0	0	0	0
-	28326	INDUSTRIAL		LANCAMENTO SUPERFICIAL		3	3	0	0
-	28326	INDUSTRIAL		CAPTACAO SUPERFICIAL		0	0	0	0
SAPUCAI,R/SAPUCAI-MIRIM,R/PINHEIRINHO,RIB DO	9300902	IRRIGANTE	IRRIGAC	CAPTACAO SUPERFICIAL		30	6	7673,25	272,4
SAPUCAI,R/SAPUCAI-MIRIM,R/PINHEIRINHO,RIB DO	9301025	US.RURAL	RURAL	CAPTACAO SUPERFICIAL	PORTARIA	1	5	7672,45	272,41
LOURENCOS,COR DOS	9302264	IRRIGANTE	IRRIGAC	CAPTACAO SUPERFICIAL	PORTARIA	55	10	7665,88	277,03
SNA1 CROCOTO,COR	9300467	AQUICULTOR	HIDROAG	LANCAMENTO SUPERFICIAL	PORTARIA	5,5	24	7674,99	273,24
SNA1 CROCOTO,COR	9300467	AQUICULTOR	HIDROAG	CAPTACAO SUPERFICIAL	PORTARIA	5,5	24	7675,01	273,52
SNA1 CROCOTO,COR DO	9300513	US.RURAL	LAZ/PAI	BARRAMENTO	DESATIVADO	0	0	7679,75	274,62

Nome do Rio/Aquífero	Autos	Usuário	Finalidade do Uso	Uso	Situação Administrativa	Vazão (m³/h)	Hora/Dia	UTM-Norte (Km)	UTM-Leste (Km)
SNA1 CROCOTO,COR DO	9300513	US.RURAL	SANITAR	CAPTACAO SUPERFICIAL	PORTARIA	1	12	7680,1	274,65
PIMENTA,COR DA	9304322	US.RURAL	SANITAR	CAPTACAO SUPERFICIAL	CADASTRADO	3	1	7653,49	272,29
SNA2 PIMENTA,COR DA	9300559	PECUARISTA	DESSED	BARRAMENTO	PORTARIA	0	0	7656,9	272,05
BAU,RIB DO	9302244	IRRIGANTE	IRRIGAC	CAPTACAO SUPERFICIAL	ENVIADO A ANA	150	8	7661,76	278,61
TOMBA-PERNA,RIB	9304527	AVICULTOR	IRRIGAC	CAPTACAO SUPERFICIAL	ENVIADO A ANA	5	12	7673,16	273,83
TOMBA-PERNA,RIB	9304527	AVICULTOR	IRRIGAC	CAPTACAO SUPERFICIAL	ENVIADO A ANA	150	12	7672,84	273,85
CAPAO,COR DO	9303520	IRRIGANTE	IRRIGAC	CAPTACAO SUPERFICIAL	PORTARIA	90	10	7671,39	273,92
SNA1 CAPAO,COR DO	9302201	PECUARISTA	DESSED	LANCAMENTO SUPERFICIAL	PORTARIA	1	24	7670,63	274,02
SNA1 CAPAO,COR DO	9302201	PECUARISTA	DESSED	CAPTACAO SUPERFICIAL	PORTARIA	1	24	7670,65	274,07
SNA1 CAPAO,COR DO	9302201	PECUARISTA	DESSED	LANCAMENTO SUPERFICIAL	PORTARIA	1	24	7670,65	274,2
SNA1 CAPAO,COR DO	9302201	PECUARISTA	DESSED	CAPTACAO SUPERFICIAL	PORTARIA	1	24	7670,67	274,4
SNA1 CAPAO,COR DO	9302201	PECUARISTA	SANITAR	CAPTACAO SUPERFICIAL	PORTARIA	0,1	24	7670,64	274,55
CONGONHAL,COR DO	9304494	IRRIGANTE	SANITAR	CAPTACAO EM NASCENTE	CADASTRADO	0,3	1	7674,43	274,71
SNA1 SAPUCAI-MIRIM,R	9302968	US.RURAL	SANITAR	CAPTACAO SUPERFICIAL	PORTARIA	0,5	24	7675,71	270,37
SNA1 SAPUCAI-MIRIM,R	9302968	US.RURAL	GERACAO	LANCAMENTO SUPERFICIAL	PORTARIA	2	24	7675,72	270,3
SNA1 SAPUCAI-MIRIM,R	9302968	US.RURAL	GERACAO	CAPTACAO SUPERFICIAL	PORTARIA	2	24	7675,75	270,35

Nome do Rio/Aquífero	Autos	Usuário	Finalidade do Uso	Uso	Situação Administrativa	Vazão (m³/h)	Hora/Dia	UTM-Norte (Km)	UTM-Leste (Km)
SNA1 SAPUCAI-MIRIM,R	9304394	AQUICULTOR	HIDROAG	LANCAMENTO SUPERFICIAL	REQ INDEFERIDO	4,14	24	7674,42	269,18
SNA1 SAPUCAI-MIRIM,R	9304394	AQUICULTOR	HIDROAG	LANCAMENTO SUPERFICIAL	REQ INDEFERIDO	7,8	24	7674,37	269,17
SNA1 SAPUCAI-MIRIM,R	9304394	AQUICULTOR	HIDROAG	CAPTACAO SUPERFICIAL	REQ INDEFERIDO	12,14	24	7674,1	269,05

Quadro 21 – Usos públicos de Santo Antonio da Alegria

Nome do Rio/Aquífero	Autos	Usuário	Finalidade do Uso	Uso	Situação Administrativa	Vazão (m³/h)	Hora/Dia	UTM-Norte (Km)	UTM-Leste (Km)
SAPUCAI,R/SAPUCAI-MIRIM,R/PINHEIRINHO,RIB DO	9300553	PUBLICO		LANCAMENTO SUPERFICIAL		14,00	24	7,667.10	276,25
SAPUCAI,R/SAPUCAI-MIRIM,R/PINHEIRINHO,RIB DO	9300553	PUBLICO	SANITAR	LANCAMENTO SUPERFICIAL	ENVIADO A ANA	10,42	24	7,666.05	275,45
SAPUCAI,R/SAPUCAI-MIRIM,R/PINHEIRINHO,RIB DO	9300553	PUBLICO	SANITAR	LANCAMENTO SUPERFICIAL	ENVIADO A ANA	45,00	24	7,666.85	275,75
LOURENCOS,COR DOS	9300553	PUBLICO		CAPTACAO SUPERFICIAL		5,00	24	7,665.25	277,25
LOURENCOS,COR DOS	9300553	PUBLICO		CAPTACAO SUPERFICIAL		13,00	24	7,662.86	278,1
SNA1 PINHEIRINHO,,RIB DO	9300553	PUBLICO	LAZ/PAI	BARRAMENTO	PORTARIA	0,00	0	7,667.25	276,5
FORMACAO SERRA GERAL - BOTUCATU	9300553	PUBLICO	AB.PUBL	CAPTACAO SUBTERRANEA	PORTARIA	30,00	20	7,665.67	276,62
FORMACAO SERRA GERAL - BOTUCATU	9300553	PUBLICO	AB.PUBL	CAPTACAO SUBTERRANEA	PORTARIA	15,00	20	7,665.61	277,41
FORMACAO SERRA GERAL - BOTUCATU	9300553	PUBLICO	AB.PUBL	CAPTACAO SUBTERRANEA	PORTARIA	30,00	20	7,665.78	276,79
FORMACAO SERRA GERAL - BOTUCATU	9300553	PUBLICO	AB.PUBL	CAPTACAO SUBTERRANEA	PORTARIA	20,00	20	7,667.40	277,32

2. ESTUDOS HIDROMETEREOLÓGICOS

A contratada realizou levantamento de dados hidrometereológicos de Santo Antônio da Alegria, como também dos municípios limítrofes.

2.1. CARACTERIZAÇÃO DO REGIME PLUVIAL

Os postos pluviométricos existentes, conforme informações do Banco de Dados do DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica, no município em estudo assim como nos municípios limítrofes, são:

C4-001: Município de Santo Antonio da Alegria;

C4-102: Município de Cássia dos Coqueiros;

B4-802AN: Município de Altinópolis;

C4-823AN: Município de Cajuru;

Dentro os postos acima citados, somente os postos de Santo Antonio da Alegria e de Cássia dos Coqueiros possuem dados consistentes, o primeiro possui série histórica de 1959 a 2004 e o segundo, de 1972 a 2004. Já o posto de Altinópolis possui três meses de medição de dados e o de Cajuru possui seis meses.

Os dados dos dois postos pluviométricos, Santo Antonio da Alegria e Cássia dos Coqueiros, foram analisados para se obter as médias mensais e a média anual das medições destes.

O resultado dessa análise está apresentado abaixo, nos Quadro 22 e Quadro 23.

Quadro 22 – Condições da série de dados pluviométricos

Posto Pluviométrico	Dados de Série Histórica			
Código DAEE	**Início**	**Final**	**Condições da série de dados**	**Período (anos)**
C4-001	1959	2004	Ótimo	45
C4-102	1971	2004	Bom	33

Quadro 23 – Médias mensais e médias anual dos postos analisados

Posto Pluviométrico	Precipitação Média Mensal (mm)												
Código DAEE	**Jan**	**Fev**	**Mar**	**Abr**	**Mai**	**Jun**	**Jul**	**Ago**	**Set**	**Out**	**Nov**	**Dez**	**Total Anual**
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	
C4-001	291,82	229,52	180,56	95,57	67,27	42,19	37,24	32,75	82,40	141,17	201,36	306,65	1708,49
C4-102	277,43	191,15	191,26	106,28	67,65	32,12	33,55	36,02	90,68	138,21	192,47	263,08	1619,91
Médias Mensais	284,62	210,34	185,91	100,93	67,46	37,15	35,39	34,38	86,54	139,69	196,92	284,86	1664,20

2.2. CARACTERIZAÇÃO DO REGIME FLUVIAL

O município de Santo Antonio da Alegria possui um posto fluviométrico localizado próximo à área urbana. O posto é de responsabilidade do DAEE - Departamento de Águas e Energia Elétrica, seus principais dados podem ser encontrados no Quadro abaixo.

Quadro 24 – Dados do posto fluviométrico

Código DAEE	Código ANA	Nome	Sub-bacia	Rio	Responsável	Operadora
4C-002	61772000	Santo Antônio da Alegria	61	Ribeirão do Pinheirinho	CPFL	FCTH/DAEE-SP

A série de vazões do posto fluviométrico citado possui dados entre 1959 e 2004, dentre os quais para os estudos estatísticos de máxima os dados dos anos hidrológicos de 1966 , 2003 e 2004 foram descartados por causa de significativas lacunas de dados.

A seguir é apresentada a curva de permanência da vazão, calculada com base nos dados do posto fluviométrico citado.

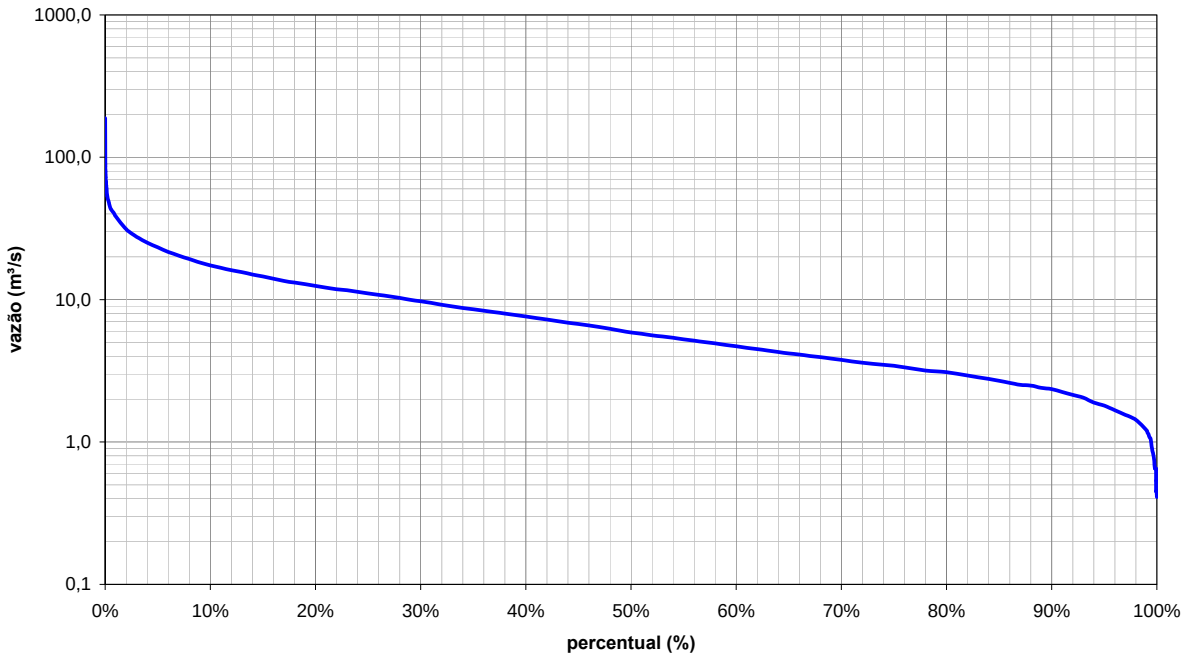


Figura 17 – Curva de permanência dos dados do posto fluviométrico 4C-002

A distribuição das vazões médias mensais está mostrada a seguir.

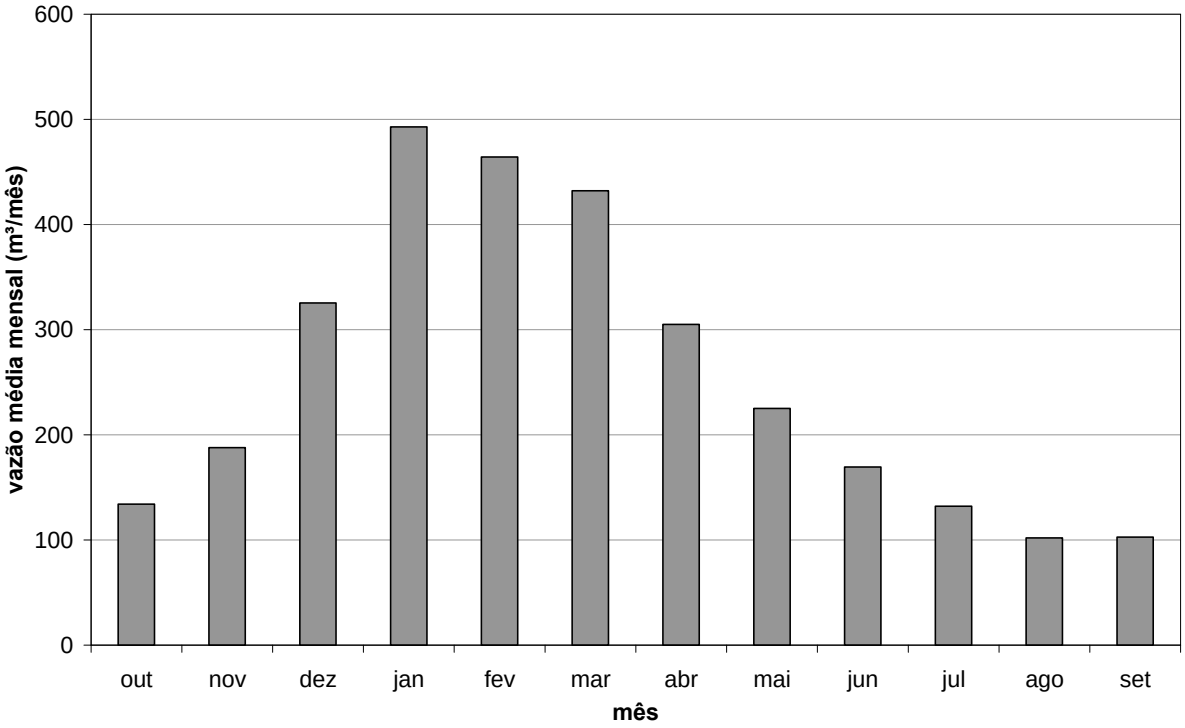


Figura 18 - Vazão média mensal do posto fluviométrico 4C- 002

Por meio da série histórica de vazões médias diárias desse foi realizado estudo hidrológico das vazões máximas, que pode ser encontrado no item 2.2.1.

2.2.1. Resultados da aplicação da Distribuição de Máximos de Método Log-Pearson, tipo III para os dados do posto fluviométrico

Este item baseia-se na metodologia apresentada no ANEXO 01.

Da série dos dados de vazão média diária do posto fluviométrico citado, três anos hidrológicos foram descartados do ajuste estatístico por causa de significativas lacunas de dados que nele se observou.

Quadro 25 - Dados de vazão máximas diárias disponíveis na série do posto 4C -002.

Q.máx (m³/s)	Data	Utilizado
27,30	jan/1960	SIM
41,03	fev/1961	SIM
37,05	fev/1962	SIM
35,47	dez/1962	SIM
14,84	mai/1964	SIM
41,95	fev/1965	SIM
41,95	jan/1966	NÃO
42,88	jan/1967	SIM
47,85	dez/1967	SIM
16,78	dez/1968	SIM
26,51	abr/1970	SIM
12,81	mar/1971	SIM
36,07	fev/1972	SIM
36,07	nov/1972	SIM
53,35	jan/1974	SIM
46,38	fev/1975	SIM
39,37	mar/1976	SIM
51,36	jan/1977	SIM
37,38	jan/1978	SIM
33,01	fev/1979	SIM
30,50	jan/1980	SIM
63,72	jan/1981	SIM
72,53	mar/1982	SIM
188,08	fev/1983	SIM
52,25	dez/1983	SIM
37,31	jan/1985	SIM
30,67	mar/1986	SIM
81,37	dez/1986	SIM
46,37	fev/1988	SIM
36,11	fev/1989	SIM
43,38	jan/1990	SIM
70,54	jan/1991	SIM
90,34	jan/1992	SIM
36,91	fev/1993	SIM
25,41	jan/1994	SIM
54,97	fev/1995	SIM
45,22	jan/1996	SIM
42,95	jan/1997	SIM
43,09	fev/1998	SIM
62,12	mar/1999	SIM
89,45	jan/2000	SIM
14,80	jan/2001	SIM
67,91	jan/2002	SIM
16,99	dez/2002	NÃO
13,87	jun/2004	NÃO

42 anos hidrológicos da série do posto fluviométrico puderam ser utilizados nos ajustes estatísticos. Estes estão apresentados a seguir em ordem decrescente, já correlacionados com o tempo de recorrência e com sua variável reduzida "Y".

Quadro 26 – Dados analisados do posto 5C- 013 para o ajuste à distribuição de Log-Pearson tipo III

TR	Q.máx.ord	y (variável reduzida)	y-μ	(y-μ)²	(y-μ)³
42,00	188,08	5,237	1,504	2,261	3,401
21,00	90,34	4,504	0,771	0,594	0,457
14,00	89,45	4,494	0,761	0,579	0,440
10,50	81,37	4,399	0,666	0,443	0,295
8,40	72,53	4,284	0,551	0,304	0,167
7,00	70,54	4,256	0,523	0,274	0,143
6,00	67,91	4,218	0,485	0,235	0,114
5,25	63,72	4,154	0,421	0,178	0,075
4,67	62,12	4,129	0,396	0,157	0,062
4,20	54,97	4,007	0,274	0,075	0,021
3,82	53,35	3,977	0,244	0,059	0,014
3,50	52,25	3,956	0,223	0,050	0,011
3,23	51,36	3,939	0,206	0,042	0,009
3,00	47,85	3,868	0,135	0,018	0,002
2,80	46,38	3,837	0,104	0,011	0,001
2,63	46,37	3,837	0,104	0,011	0,001
2,47	45,22	3,812	0,078	0,006	0,000
2,33	43,38	3,770	0,037	0,001	0,000
2,21	43,09	3,763	0,030	0,001	0,000
2,10	42,95	3,760	0,027	0,001	0,000
2,00	42,88	3,758	0,025	0,001	0,000
1,91	41,95	3,736	0,003	0,000	0,000
1,83	41,03	3,714	-0,019	0,000	0,000
1,75	39,37	3,673	-0,060	0,004	0,000
1,68	37,38	3,621	-0,112	0,013	-0,001
1,62	37,31	3,619	-0,114	0,013	-0,001
1,56	37,05	3,612	-0,121	0,015	-0,002
1,50	36,91	3,608	-0,125	0,016	-0,002
1,45	36,11	3,587	-0,147	0,021	-0,003
1,40	36,07	3,585	-0,148	0,022	-0,003
1,35	36,07	3,585	-0,148	0,022	-0,003
1,31	35,47	3,569	-0,164	0,027	-0,004
1,27	33,01	3,497	-0,236	0,056	-0,013
1,24	30,67	3,423	-0,310	0,096	-0,030
1,20	30,5	3,418	-0,315	0,099	-0,031
1,17	27,3	3,307	-0,426	0,182	-0,077
1,14	26,51	3,278	-0,456	0,208	-0,095
1,11	25,41	3,235	-0,498	0,248	-0,123

1,08	16,78	2,820	-0,913	0,833	-0,761
1,05	14,84	2,697	-1,036	1,073	-1,111
1,02	14,8	2,695	-1,038	1,078	-1,120
1,00	12,81	2,550	-1,183	1,399	-1,655
Somatória		**156,789**	**0**	**10,724**	**0,178**

Com base nos dados da última tabela, foi possível calcular os parâmetros do ajuste:

Média

$$\mu = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n} Y_i = \frac{1}{42}.156{,}789 = 3{,}73$$

Desvio Padrão

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^{n} (Y_i - \mu)^2} = \sqrt{\frac{1}{42-1}.10{,}724} = 0{,}51$$

Coeficiente de Assimetria

$$s = \frac{n}{(n-1)\cdot(n-2)} \cdot \frac{1}{\sigma^3} \cdot \sum_{i-1}^{n} (Y_i - \mu)^3 = \frac{42}{(42-1).(42-2)} \cdot \frac{1}{(0{,}51)^3}.(0{,}178) = 0{,}03$$

Quadro 27 – Resumo dos parâmetros

Amostras (n)	Média (μ)	Desvio Padrão (σ)	Coeficiente de Assimetria (s)
42	3,73	0,51	0,03

A coordenada Pearson Tipo III, ou fator de frequencia, foi obtido por meio da fórmula do Kp, apresentada no ANEXO 01 já que o valor do coeficiente de assimetria "s" está no intervalo (-1< s <1).

Finalmente, abaixo estão apresentadas as vazões máximas do posto fluviométrico em função do período de retorno.

Quadro 28 – Vazões Máximas pelo Método Log-Pearson Tipo III

TR (anos)	2	5	10	25	50	100	200	1000
P (%)	50,0%	20,0%	10,0%	4,0%	2,0%	1,0%	0,5%	0,1%
K(s=0)	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
K(s)	-0,006	0,840	1,286	1,763	2,072	2,351	2,608	3,139
log Q	3,730	4,163	4,391	4,635	4,793	4,935	5,067	5,338
Q.máx (m³/s)	41,69	64,25	80,69	102,98	120,64	**139,13**	158,67	208,14

Portanto, com o acima apresentado, concluímos que para um período de retorno de 100 anos a máxima vazão do posto fluviométrico é de 139,13 m³/s.

3. CÁLCULO DAS VAZÕES DE PROJETO

No Capítulo anterior foi mostrado o cálculo pelo método Log Pearson Tipo III, da vazão máxima do posto fluviométrico Santo Antonio da Alegria para diferentes tempos de retorno.

No presente capítulo será apresentado uma metodologia alternativa para o cálculo adequado das vazões de projeto das travessias do município com a utilização dos resultados obtidos pelo método estatístico Log Pearson Tipo III, conforme Quadro 28, proposto pela Consultora.

3.1. METODOLOGIA

A VM Engenharia propôs para o cálculo da vazão de projeto das travessias, que os picos de vazões fossem somados, ou seja, à vazão do posto fluviométrico, localizado próxima a área urbana e a montante de uma das travessias em estudo, é acrescida a vazão máxima da sub-bacia, calculada com o método I PAI WU, o método I Pai Wu pode ser encontrado no ANEXO 02.

O acréscimo se dá de maneira ordenada seguindo o sentido de montante a jusante no diagrama unifilar apresentado na Figura 19. Em anexo, na "Folha06 – Mapa das sub-bacias hidrográficas" estão apresentadas a bacia do posto pluviométrico e as demais sub-bacias conforme as quais foi montada a rede de drengagem simplificada.

A metodologia utilizada não pode ser encontrada em bibliografias consagradas, porém garante a segurança das estruturas. Com exceção da bacia do posto, as bacias estudadas são consideravelmente menores. No entanto, são urbanizadas e tem tempos de concentração reduzidos. Com a metodologia adotada evita-se um erro grosseiro de apenas transladar os dados da bacia do posto fluviométrico para jusante.

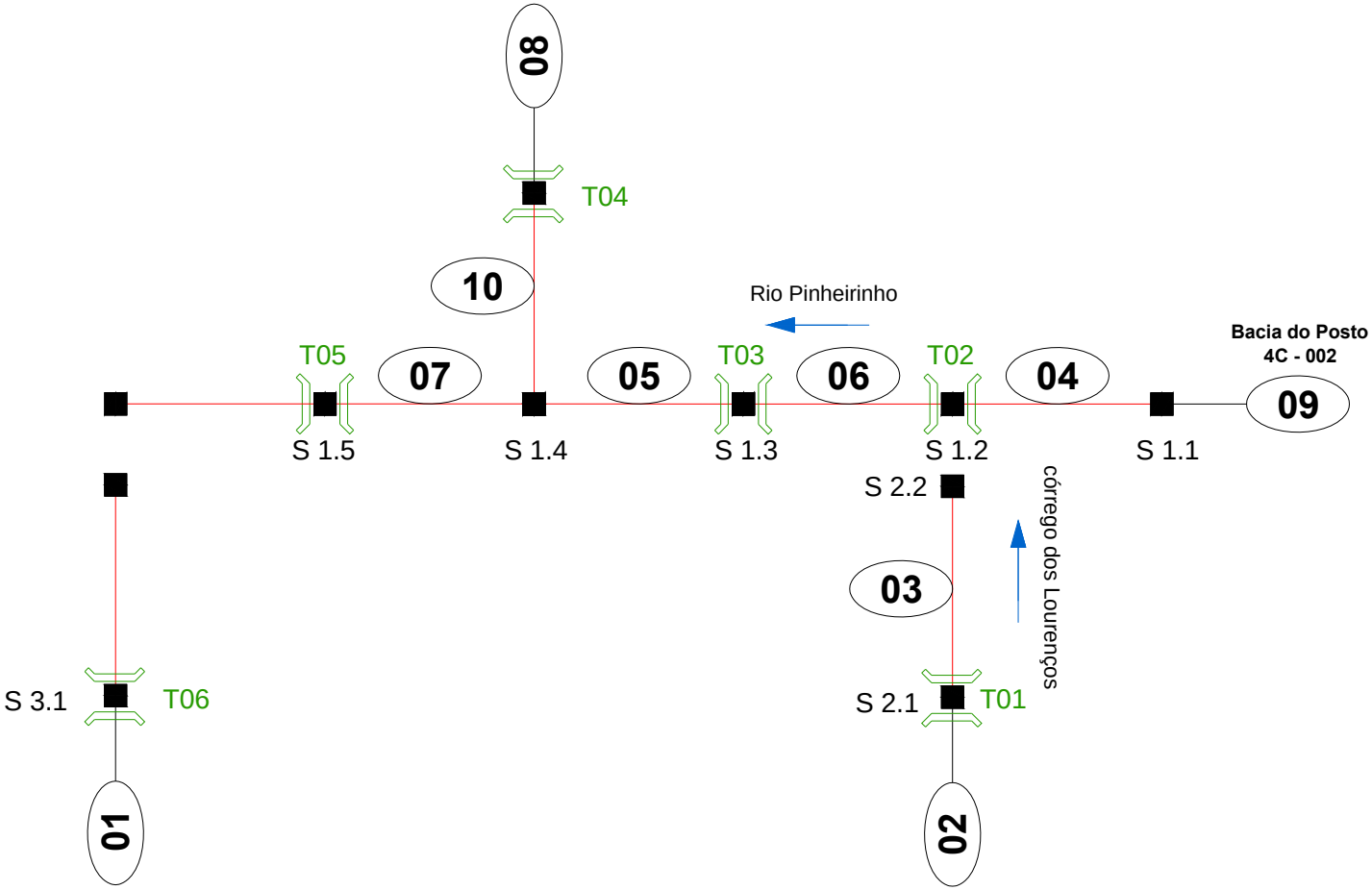


Figura 19 – Diagrama Unifilar simplificado da metodologia proposta

3.2. TRAÇADO DAS SUB-BACIAS HIDROGRÁFICAS

As bacias de contribuição, foram delimitadas a partir das fozes e confluências dos principais cursos d'água do município. Essa subdivisão se faz necessário, pois a otimização das estruturas, simulação da rede de drenagem, será realizada sobre os dados de cada sub – bacia, com a somatória dos picos de vazões.

A divisão foi realizada a partir dos exutórios dessas sub-bacias, que se constituem em: travessias, confluências e as fozes dos cursos d'águas secundários.

Tal traçado tomou como base as folhas topográficas do IBGE, em escala 1:50.000, de dois municípios do Estado de Minas Gerais: Itamoji (SF–23–V–C–II-2) e Monte Santo de Minas (SF-23-V-C-III-1), assim como o traçado dos talvegues das sub-bacias e a determinação das cotas máximas e mínimas dos talvegues.

A Figura 20 apresenta as bacias que foram traçadas, conforme citado anteriormente. Tais bacias de simulação podem ser vistas com mais detalhe no mapa em anexo.

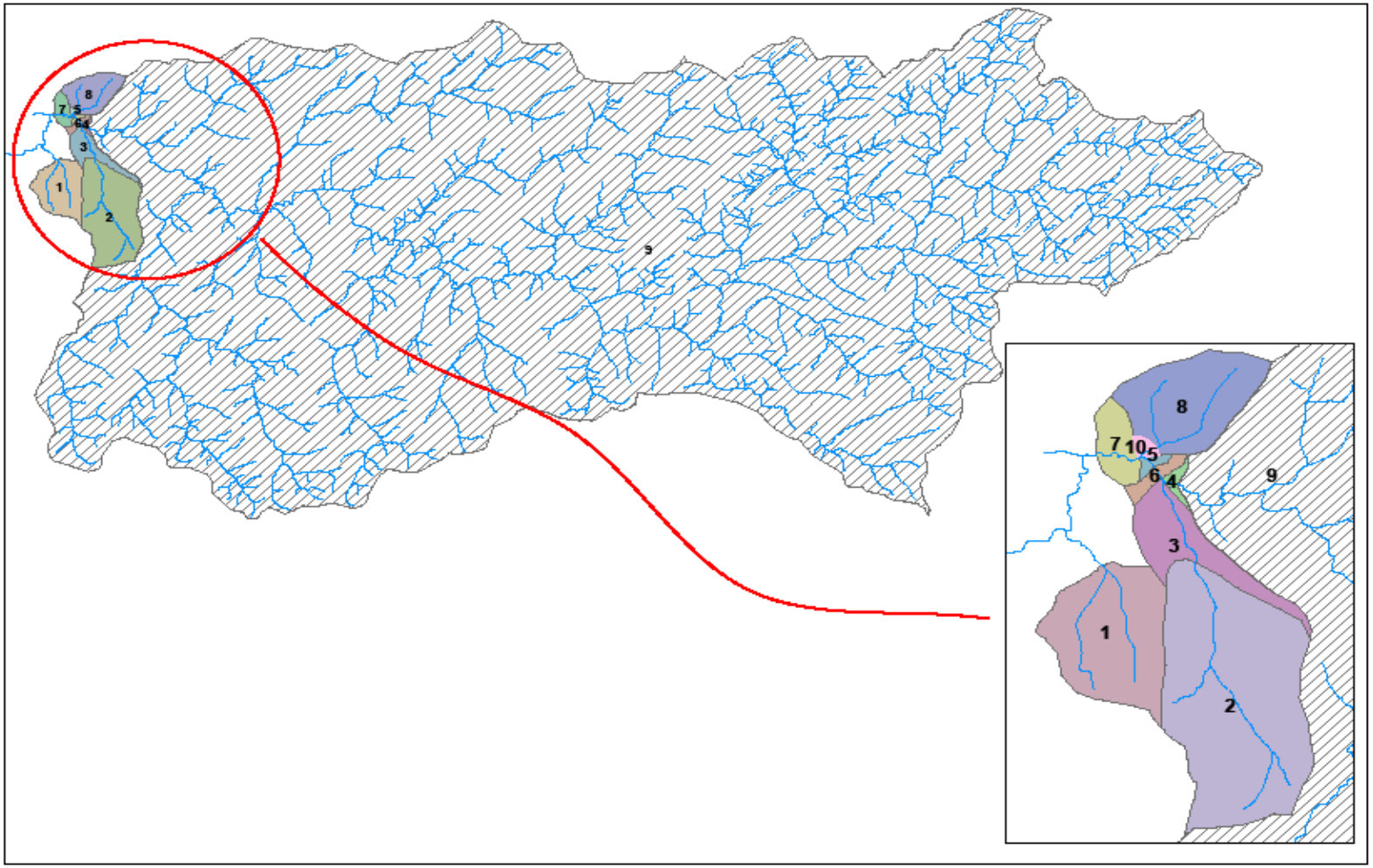


Figura 20 – Sub-bacias de Santo Antonio da Alegria

3.3. DADOS POR SUB-BACIA

Para que seja possível calcular as vazões pelo método I Pai Wu, são necessários os seguintes dados de cada sub-bacia: área, comprimento do talvegue, declividade do talvegue, coeficiente de escoamento (C_2), a intensidade da chuva adotada e o coeficiente de distribuição espacial da chuva (k).

Quadro 29 – Dados das sub-bacias

BACIA	Área da Bacia de Drenagem (km²)	Comprimento do talvegue (km)	Declividade equivalente (m/km)	C_2 Médio
1	*2,59*	*3,12*	*21,18*	*0,43*
2	*5,72*	*4,91*	*61,10*	*0,44*
3	*1,19*	*1,08*	*53,89*	*0,57*
4	*0,09*	*0,44*	*102,41*	*0,48*
5	*0,07*	*0,30*	*84,40*	*0,61*
6	*0,16*	*0,45*	*111,61*	*0,71*
7	*0,52*	*0,80*	*134,81*	*0,49*
8	*1,94*	*1,87*	*72,18*	*0,47*
9 (Posto)	-	-	-	-
10	*0,07*	*0,28*	*79,95*	*0,51*

Como se pode observar no quadro acima, as bacias são pequenas, para tais valores de áreas de bacias, independente da duração (tempo de concentração) das bacias, o valor do coeficiente de distribuição espacial será aproximadamente de 99%, por esse motivo foi adotado esse como valor único.

A classificação feita sobre a área em estudo relativo ao coeficiente volumétrico C_2 pode ser encontrado na "Folha 07 – Mapa dos coeficientes volumétricos (C_2)".

3.4. CONSIDERAÇÕES GERAIS PARA O CÁLCULO DAS VAZÕES

Além dos dados citados anteriormente, outros dois de grande relevância foram considerados para o cálculo:

Tempo de retorno: Foi adotado para a simulação tempo de retorno igual a 100 anos, pois de acordo com a Instrução Normativa do DAEE DPO nº002: "Em projetos de canalizações ou de travessias de maior importância ou porte, independentemente de sua localização, deve ser adotado o mínimo de 100 anos para o período de retorno". Mesmo no caso em que as interferências não sejam de grande porte, mas se localizem na área urbana de um município deve-se adotar um período de retorno de 100 anos.

Equação de chuva: O município de Santo Antonio da Alegria está localizado próximo a 3 município que possuem equação IDF próprias, são eles: São José do Rio Pardo, São Simão e Serrana.

Para se adotar a equação de chuva que promovesse a situação mais crítica, ou seja, a maior intensidade de chuva, para uma mesma duração e tempo de retorno, foram comparadas as três equações acima citadas, sendo que a equação de Serrana apresentou a maior intensidade.

A seguir estão mostrados valores da intensidade de chuva das equações de São José do Rio Pardo e de Serrana, respectivamente Quadro 30 e A intensidade para o município de São Simão, considerando uma duração de 1 hora e tempo de retorno de 100 anos é:

$$i = T^{\alpha + \frac{\beta}{T^{\gamma}}} \left[a \cdot t + b \cdot \log\left(1 + c \cdot t\right) \right]$$

i: intensidade máxima, mm/h;

T: tempo de recorrência, anos;

t: duração, horas;

α: coeficiente que depende da duração da precipitação, se t=1 hora então 0,156;

β: coeficiente que varia com o posto considerado e a duração da precipitação, se 1< t< 6 horas, então 0,08;

γ: coeficiente que assume valor de 0,25 para todo o Brasil;

a, b, c: são coeficiente constantes para cada posto pluviográfico, sendo respectivamente iguais a 0,4 , 26, 20, no caso de São Simão.

$$i = 100^{0,156+\frac{0,08}{100^{0,25}}}\left[0,4\cdot 1+26\cdot\log\left(1+20\cdot 1\right)\right]=80,15 \quad \boldsymbol{mm/h}$$

Quadro 31, e de São Simão apresentada a equação e seu resultado para 'TR" igual a 100 anos e "t" igual a 1 hora.

Quadro 30 – Previsão de máximas intensidades de chuva - São José do Rio Pardo [mm/h]

Duração t (minutos)	Período de retorno T (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	80,40	104,70	120,80	129,80	136,20	141,10	156,10	171,10	186,00
20	63,40	81,30	93,20	99,90	104,50	108,20	119,30	130,30	141,30
30	52,70	67,10	76,70	82,10	85,80	88,70	97,70	106,60	115,40
60	35,60	45,10	51,40	54,90	57,40	59,30	65,20	**71,00**	76,80
120	22,30	28,20	32,20	34,40	36,00	37,20	40,90	44,50	48,20
180	16,50	21,00	24,00	25,60	26,80	27,70	30,50	33,30	36,00
360	9,60	12,40	14,20	15,20	15,90	16,40	18,10	19,80	21,50
720	5,50	7,10	8,20	8,80	9,30	9,60	10,60	11,60	12,60
1080	3,90	5,20	6,00	6,40	6,70	7,00	7,70	8,50	9,20
1440	3,10	4,10	4,70	5,10	5,40	5,50	6,20	6,80	7,40

A intensidade para o município de São Simão, considerando uma duração de 1 hora e tempo de retorno de 100 anos é:

$$i = T^{\alpha + \frac{\beta}{T^{\gamma}}} \left[a \cdot t + b \cdot \log(1 + c \cdot t) \right]$$

i: intensidade máxima, mm/h;

T: tempo de recorrência, anos;

t: duração, horas;

α: coeficiente que depende da duração da precipitação, se t=1 hora então 0,156;

β: coeficiente que varia com o posto considerado e a duração da precipitação, se 1< t< 6 horas, então 0,08;

γ: coeficiente que assume valor de 0,25 para todo o Brasil;

a, b, c: são coeficiente constantes para cada posto pluviográfico, sendo respectivamente iguais a 0,4 , 26, 20, no caso de São Simão.

$$i = 100^{0,156 + \frac{0,08}{100^{0,25}}} \left[0,4 \cdot 1 + 26 \cdot \log(1 + 20 \cdot 1) \right] = 80,15 \quad \boldsymbol{mm/h}$$

Quadro 31 –Previsão de máximas intensidades de chuva – Serrana [mm/h]

Duração t (minutos)	Período de retorno T (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	93,0	127,7	150,7	163,7	172,7	179,7	201,3	222,7	244,0
20	74,4	100,4	117,6	127,2	134,0	139,3	155,4	171,4	187,3
30	62,2	83,1	96,9	104,7	110,2	114,4	127,4	140,2	153,1
60	42,2	55,6	64,5	69,5	73,0	75,7	84,0	**92,3**	100,5
120	26,1	34,2	39,5	42,6	44,7	46,3	51,3	56,3	61,2
180	19,2	25,0	28,9	31,1	32,6	33,8	37,5	41,1	44,7
360	10,9	14,2	16,4	17,7	18,5	19,2	21,3	23,3	25,4
720	6,0	7,9	9,1	9,8	10,3	10,7	11,8	13,0	14,1
1080	4,2	5,5	6,4	6,9	7,2	7,5	8,3	9,1	9,9
1440	3,3	4,3	5,0	5,4	5,6	5,8	6,5	7,1	7,7

Por fim, após as comparações acima apresentadas, a equação de chuva adotada para o calculo das vazões máximas de projeto foi a do município de Serrana, localizado a aproximadamente 85 km de Santo Antônio da Alegria.

A equação do município de Serrana é do tipo "ln ln " que foram desenvolvidas entre os anos de 197 e 1982 para o estado de São Paulo, considerando séries anuais e parciais de intensidade de chuva. As equações "ln ln" possuem o seguinte formato:

$$i_{t,T} = A \cdot (t+B)^{C} + D \cdot (t+E)^{F} \cdot \left[G + H \cdot \ln\ln\left[T/T-1\right]\right]$$

Sendo que:

t é a duração da chuva, para 10 < t < 1440 minutos;

T é o tempo de retorno em anos.

A equação de Serrana foi desenvolvida com os dados das séries históricas do posto C4-038R, de 1972-1985, 1988 -1994 e 1996.

Os valores dos parâmetros da equação de Serrana são:

A	B	C	D	E	F	G	H
39,8213	25	-0,8987	9,1245	15	-0,8658	-0,4786	-0,9085

Portanto a equação fica:

$$i_{t,T} = 39{,}8213 \cdot (t+25)^{-0{,}8987} + 9{,}1245 \cdot (t+15)^{-0{,}8658} \cdot \left[-0{,}4786 - 0{,}9085 \cdot \ln\ln\left[T/T-1\right]\right]$$

Tempo de concentração:

O tempo de concentração das bacias foi determinado com a equação do "Califórnia Culverts Pratice", apresentada abaixo:

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{\Delta H}\right)^{0{,}385}$$

Sendo que:

L: comprimento do talvegue [km];

ΔH : declividade média [m/km].

Cabe salientar que a duração das chuvas foi adotada igual ao tempo de concentração e para satisfazer as condições da IDF, que é valida somente para o intervalo 10 < t <1440 min, adotou-se 10 minutos como valor mínimo de tempo de concentração. Portanto, os valores de intensidade de chuva apresentados no Quadro 32 *para as bacias que tem tempo de concentração inferior ao mínimo é o valor relativo à duração de 10 minutos.*

3.5. VAZÕES MÁXIMAS "PARCIAL" DAS SUB-BACIA

As vazões "parcias" apresentadas nessa primeira parte representam as vazões da própria sub-bacia, desconsiderando-se a área de drenagem montante a seção de interesse. A vazão máxima total está apresentada no item 3.6.

Quadro 32 – Vazões máximas das sub-bacias

BACIA	Área da Bacia de Drenagem (km²)	Comprimento do talvegue (km)	Declividade equivalente (m/km)	C_2 Médio	Tempo de Concentração calculado(min)	Intensidade de chuva (mm/h)	Vazão máxima (m³/s)	Vazão de projeto (m³/s)
1	*2,59*	*3,12*	*21,18*	*0,43*	*65,38*	*87,13*	*16,56*	*18,22*
2	*5,72*	*4,91*	*61,10*	*0,44*	*73,52*	*80,38*	*31,48*	*34,63*
3	*1,19*	*1,08*	*53,89*	*0,57*	*13,37*	*202,00*	*28,33*	*31,17*
4	*0,09*	*0,44*	*102,41*	*0,48*	*3,71**	*222,69*	*2,40*	*2,64*
5	*0,07*	*0,30*	*84,40*	*0,61*	*2,53**	*222,69*	*2,75*	*3,02*
6	*0,16*	*0,45*	*111,61*	*0,71*	*3,67**	*222,69*	*6,36*	*7,00*
7	*0,52*	*0,80*	*134,81*	*0,49*	*6,68**	*222,69*	*12,55*	*13,81*
8	*1,94*	*1,87*	*72,18*	*0,47*	*22,62*	*161,85*	*27,38*	*30,12*
9 (Posto)	-	-	-	-	-	-	*139,13*	*139,13*
10	*0,07*	*0,28*	*79,95*	*0,51*	*2,38*	*222,69*	2,14	*2,36*

* Para esses valores o tempo de concentração utilizado no cálculo da intensidade foi de 10 minutos.

3.6. VAZÕES TOTAIS POR SEÇÃO (TRAVESSIA)

Tomando como base o diagrama unifilar mostrado abaixo, pode-se concluir que as vazões máximas nas travessias são:

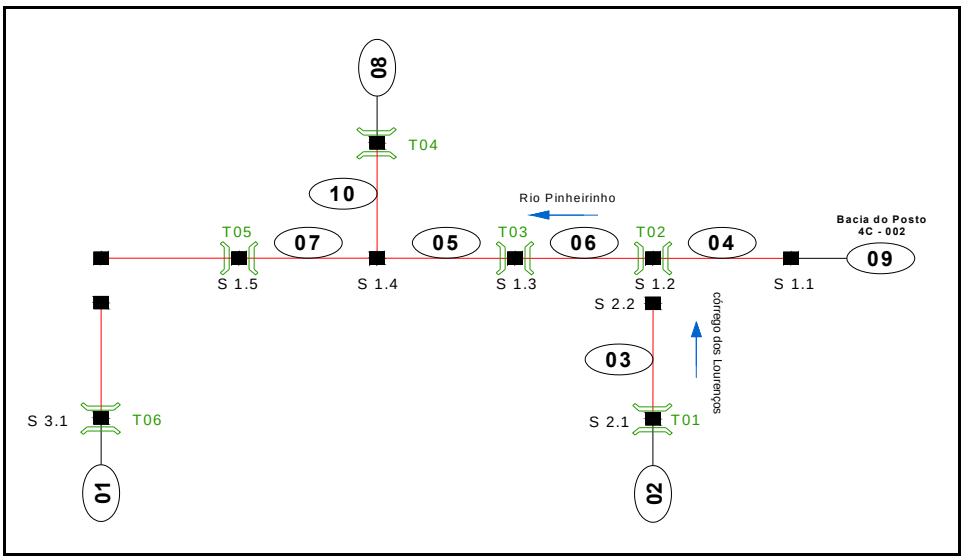


Figura 21 – Diagrama unifilar

TR – 01

$$Q_{TR-01} = Q_{Sus-bacia02} = 34{,}63\,\mathbf{m^3/s}$$

TR – 02

$$Q_{TR-02} = Q_{Sub-02} + Q_{Sub-03} + Q_{Sub-04} + Q_{Posto} = 34{,}63 + 31{,}17 + 2{,}64 + 139{,}13$$

$$Q_{TR-02} = 207{,}56 m^3/s$$

TR – 03

$$Q_{TR-03} = Q_{TR-02} + Q_{Sub-06} = 207{,}56 + 7{,}0 = 214{,}56\,m^3/s$$

TR – 04

$$Q_{TR-04} = Q_{Sub-08} = 30{,}12\,m^3/s$$

TR – 05

$$Q_{TR-04} = Q_{TR-03} + Q_{TR-04} + Q_{Sub-05} + Q_{Sub-07} + Q_{Sub-10} =$$
$$Q_{TR-04} = 214{,}56 + 30{,}12 + 3{,}02 + 13{,}81 + 2{,}36 = 263{,}86 m^3/s$$

TR – 06

$$Q_{TR-06} = Q_{Sub-01} = 18{,}22\ \text{m}^3/\text{s}$$

Quadro 33 – Resumo das vazões de projeto das travessias cadastradas

TR 01	34,63
TR 02	207,56
TR 03	214,56
TR 04	30,12
TR 05	263,86
TR 06	18,22

De posse das vazões de projeto de cada travessia em estudo, faz-se necessária a verificação hidráulica das seções disponíveis para escoamento nesses locais, caso as seções transversais das travessias não sejam suficientes será proposto adequações na rede de forma a veicular toda a vazão de projeto para período de retorno de 100 anos. A verificação hidráulica está apresentada no item 4.3.

4. CARACTERIZAÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM EXISTENTE

4.1. VISITA TÉCNICA

No dia 11 de maio de 2010, a equipe técnica contratada, da VM Engenharia de Recursos Hídricos, esteve no município de Santo Antônio da Alegria para realizar uma visita técnica e o cadastramento das seções existente, assim como a análise da rede de drenagem existente. Tal visita será apresentada por meio de fotos e o detalhe das seções cadastradas.

4.2. SEÇÕES CADASTRADAS NA VISITA TÉCNICA

As seções visitadas e cadastradas estão apresentadas a seguir, assim como o curso d´água, fotos e observações.

As localizações destes locais no município podem ser observadas no mapa em anexo, assim como os detalhes das seções transversais.

4.2.1. TRAVESSIA – 01

A travessia 01 está localizada no prolongamento da Rua Carlos de Campos, sobre o córrego dos Lourenços.

É composta por uma tubulação de concreto de 1,5 metros de diâmetro, posicionada a 45 cm abaixo da rua.

Figura 22 –Foto da TR -01

4.2.2. TRAVESSIA – 02

A travessia 02 é uma travessia aérea de grande porte (ponte) e está localizada no encontro das ruas Nove de Julho e Salma Antonio, sobre o rio Pinheirinho, logo após a foz do córrego dos Lourenços.

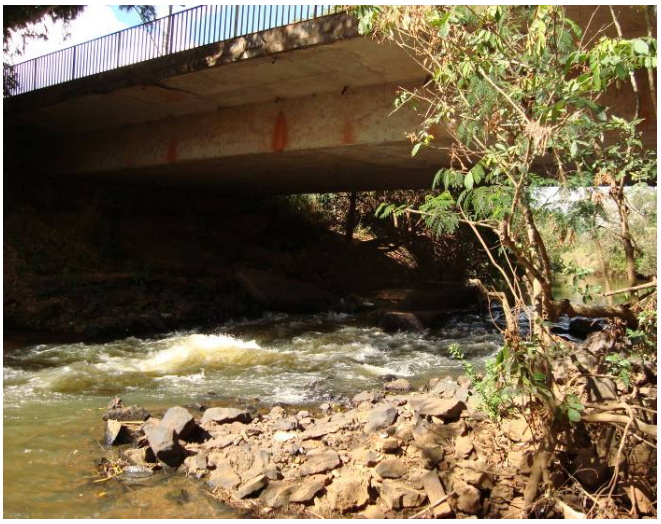


Figura 23 - Fotos da TR-02

4.2.3. TRAVESSIA - 03

A travessia 03 também é uma travessia aérea de grande porte (ponte) e está localizada no encontro das ruas Olimpio B. Freiria e Vincentino B. dos Santos, sobre o rio Pinheirinho.

Figura 24 – Fotos da TR -03

4.2.4. TRAVESSIA – 04

A travessia 04 é composta por duas tubulações de 0,8 metro de diâmetro. Junto a sua seção de jusante há uma tubulação de galeria pluvial.

Essa travessia está montante do Parque Ecológico, na Rua e Vincentino B. dos Santos.

Figura 25 – Foto da TR -04 (Vista de jusante)

4.2.5. TRAVESSIA – 05

A ponte da travessia 05 está localizado na rua Floriano Peixoto, a montante da estação de tratamento.

Figura 26 – Foto da travessia 05

4.2.6. TRAVESSIA – 06

Embora nos capítulos anteriores tenham sido apresentado dados da sub-bacia 01, relativo a travessia TR-06, essa não foi cadastrada pois não faz parte do escopo do projeto.

4.3. VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE HIDRAÚLICA DAS SEÇÕES CADASTRADAS

As travessias foram verificadas hidraulicamente utilizando a formulação de Manning descrita no ANEXO 03 em dois grupos, as galerias circulares e os canais abertos.

Para cada uma delas foi obtida a declividade média da seção para cálculo das capacidades máxima de escoamento. As principais informações estão apresentadas no abaixo.

Quadro 34 – Características das bacias

Travessia	i [%]	Bacia de referêcia	Vazão de projeto (m^3/s)	Tipo
1	2,03	2	34,63	Galeria Circular
2	0,35	2,3,4,9	207,56	Canal aberto - Ponte
3	0,35	2,3,6,4,9	214,56	Canal aberto - Ponte
4	2,55	8	30,12	Galeria Circular
5	0,44	2,3,4,5,6,7,8,9	263,86	Canal aberto - Ponte

Cabe salientar, que a verificação hidráulica foi realizada atendendo aos impostos pelo DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica em seu "Guia prático para projetos de pequenas obras hidráulicas, como também na Instrução Normativa da DPO/DAEE nº 002", quanto à folga de dimensionamento, quanto às velocidades, elas foram analisadas para todas as seções cadastradas.

Folga sobre o dimensionamento

No dimensionamento deverão ser observados os valores mínimos de folga, ou seja, bordas livres.

Quadro 35 – Valores mínimos de folga sobre dimensionamento

Obra Hidráulica	Tipo / Características	Folga sobre dimensionamento (f)
Canalização	Seção aberta	$f \geq 0{,}20\ h_{TR}$
	Seção em contorno fechado	$f \geq 0{,}20\ H$
Travessia	Aérea (pontes)	$f \geq 0{,}20\ h_{TR}$, com $f \geq 0{,}4$ m
	Intermediária (galerias)	$f \geq 0{,}20\ H$
	Bueiro	Previsto para trabalhar em carga

Sendo que:

- "h_{TR}" - profundidade da lâmina d'água correspondente à vazão máxima de projeto, associada a um período de retorno (TR), em conformidade com o estabelecido no Quadro 35;

- Canalizações em seção aberta – "f" é o desnível entre a linha d'água correspondente à máxima vazão possível de escoar sem extravasamento e a lâmina d'água correspondente à vazão máxima de projeto;
- Canalizações em contorno fechado: "H" é a altura máxima da seção transversal, medida internamente;
- Travessias aéreas: "f" é o desnível entre a face inferior da estrutura de sustentação do tabuleiro da ponte e a lâmina d'água correspondente à vazão máxima de projeto;

Coeficiente de rugosidade

Para que a verificação esteja de acordo com as condições relatadas em campo foram adotados os seguintes valores para as seções dos rios, conforme Porto (1998):

- 0,040 – Arroios e rios com meandros, bancos e poços pouco profundos e limpos, em situação boa;
- 0,045 – Arroios e rios com meandros, bancos e poços pouco profundos e limpos, em situação regulares;

Restrições de velocidade

As velocidades máximas permissíveis para escoamento em canais relacionadas com o tipo de revestimento estão apresentadas abaixo:

Quadro 36 – Limites de velocidade

Revestimento	V máx (m/s)
Terra	1,5
Gabião	2,5
Pedra argamassada	3,0
Concreto	4,0

4.3.1. GALERIAS CIRCULARES

Segundo Porto (1998), o dimensionamento ou verificação de seções circulares pode ser feito com as seguintes relações geométricas:

$$A = \alpha \cdot D^2 = D^2 \cdot \frac{(\theta - SEN\theta)}{8}$$

$$Rh = \beta \cdot D = D \cdot \frac{\left(1 - SEN\,\theta/\theta\right)}{4}$$

$$Q = \frac{A \cdot Rh^{2/3} \cdot \sqrt{I}}{n}$$

Os coeficientes α e β são tabelados conforme a relação Y_0/D.

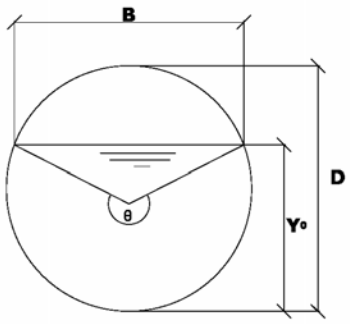


Figura 27 – Seção circular

Fonte: Porto, 1998.

Conforme Porto (1998) o escoamento da vazão máxima ocorre quando a relação lâmina/diâmetro (Y_0/D) é 0,94..

4.3.1.1. TR

Considerando os dados informados abaixo, tem se que a capacidade de escoamento é de 7,83 m³/s.

D (m)	I (m/m)	n	A_m (m²)	P_m (m)	R_h (m)	V (m/s)	Q (m³/s)
1,5	0,020	0,018	1,72	3,97	0,43	4,54	7,83

4.3.1.2. TR – 04

A travessia 04 é composta por duas tubulações de concreto, com 0,80 metros de diâmetro cada uma. A capacidade de escoamento máximo de cada uma das tubulações estão apresentadas no quadro abaixo.

D (m)	I (m/m)	n	A_m (m²)	P_m (m)	R_h (m)	V (m/s)	Q (m³/s)
0,8	0,025	0,018	0,49	2,12	0,23	3,34	1,64

Portanto, a capacidade máxima de escoamento da TR – 04 é de 3,28 m³/s.

4.3.2. CANAIS ABERTOS - PONTES

4.3.2.1. TR – 02

A ponte dessa travessia possui seção simples, sem pilares. Conforme, o Quadro 35, a folga no dimensionamento deve ser de pelo menos 20% da lamina da vazão máxima para um tempo de retorno. Portanto, a altura disponível deve ser suficiente para a lamina e sua folga.

Lâmina com freeboard		
1,2 h	=	5,03
h	=	4,19
n	=	0,040
i	=	0,0035 m/m

A seção restante, eliminando-se a área acima da cota da lamina máxima, foi compartimentada ao longo de sua altura, para o cálculo das vazões, os dados desse procedimento está exposto quadro abaixo, do qual pode ser retirado o valor da capacidade de escoamento, para a lâmina máxima de 4,19m.

Quadro 37 - Capacidade de escoamento da TR - 02

h (m)	B(m)	A(m²)	P(m)	Rh(m)	A.Rh$^{2/3}$	Q (m³/s)
3,92	26,68	61,75	28,12	2,20	104,32	155,34
3,97	27,14	63,10	28,59	2,21	106,96	159,27
4,02	27,61	64,48	29,07	2,22	109,67	163,30
4,07	28,07	65,88	29,54	2,23	112,45	167,43
4,12	28,53	67,30	30,02	2,24	115,29	171,67
4,17	29,00	68,75	30,49	2,25	118,21	**176,02**
4,23	29,45	70,22	30,95	2,27	121,23	**180,52**
4,28	29,78	71,71	31,30	2,29	124,62	185,56
4,33	30,01	73,21	31,55	2,32	128,32	191,07
4,38	30,01	74,72	31,65	2,36	132,48	197,27
4,43	30,02	76,23	31,75	2,40	136,68	203,52
4,48	30,02	77,74	31,85	2,44	140,93	209,84

Portanto, por interpolação linear a capacidade de escoamento nessa travessia é de 177,50 m³/s.

4.3.2.2. TR - 03

Essa travessia possui seção composta, separada por dois pilares. Portanto, para o cálculo de sua capacidade a seção transversal da ponte foi dividida em três sub-seções.

Considerando a altura máxima disponível para a lamina escoamento fez-se que:

Lâmina com freeboard		
1,2 h	=	5,07
h	=	4,23
n	=	0,040
i	=	0,35

Portanto, a vazão máxima somente poderá atingir a cota de 4,23 a partir do fundo (cota mais baixa entre as três seções).

Conhecendo tal cota, obteve-se a área molhada máxima de cada sub-seção, assim como o perímetro, diferenciando-se o perímetro relativo ao escoamento em terra e o em concreto.

Quadro 38 –Capacidade de escoamento da TR - 03

PARTE	$A_{molhada}$ (m²)	P_{terra} (m)	$P_{concreto}$ (m)	Rh	A.Rh $^{2/3}$	$P_{terra} * n$	$P_{concreto} * n$	ne	Q m³/s
1	19,05	14,50	3,45	1,06	19,82	0,58	0,06	0,04	33,01
2	76,26	19,54	6,05	2,98	157,95	0,78	0,11	0,03	270,34
3	4,90	5,34	1,67	0,70	3,86	0,21	0,03	0,03	6,61
								Σ =	**309,96**

A capacidade da TR-03 é de 309,96 m³/s.

4.3.2.3. TR – 05

A travessia 05 possui mais de 68,0 metros de comprimento e 8,0 de altura disponível. Sua seção é composta por dois pilares, que devido a as grandes dimensões da ponte, estes nada interferem no escoamento.

Lâmina com freeboard		
1,2 h	=	8,41 m
h	=	7,00 m
n	=	0,045
i	=	0,0044 m/m

Seguindo o mesmo procedimento de cálculo que na travessia 03, o quadro abaixo apresentado traz os resultados de cada sub-divisão e a capacidade total.

Quadro 39 –Capacidade de escoamento da TR - 05

PARTE	$A_{molhada}$ (m²)	P_{terra} (m)	$P_{concreto}$ (m)	Rh	A.Rh $^{2/3}$	$P_{terra} * n$	$P_{concreto} * n$	ne	Q m³/s
1	79,27	28,95	3,65	2,43	143,33	1,30	0,07	0,04	225,29
2	141,70	24,77	9,22	4,17	367,11	1,11	0,17	0,04	642,84
3	25,81	11,67	4,92	1,56	34,65	0,53	0,09	0,04	61,80
								Σ =	**929,93**

A capacidade da TR-05 é de 929,93 m³/s.

4.3.3. CONCLUSÃO

Com os cálculos das capacidades de escoamento das travessias, é possível concluir que somente duas travessias possuem área capaz de escoar a vazão de projeto para período de retorno de 100 anos, sendo que as travessias 01, 02, 04, precisam ser adequadas para atenderem as condições de escoamento.

Quadro 40 – Vazão de projeto e capacidade de escoamento

Travessia	$Q_{máx}$ (m³/s)	Capacidade (m³/s)
01	34,63	7,83
02	207,56	177,50
03	214,56	309,96
04	30,12	3,28
05	263,86	929,93

As propostas de adequações estão apresentadas no item 5 - Alternativas e propostas.

Na visita técnica foram cadastradas cinco travessias apresentadas no item 4.2, destas somente duas são eficientes para o escoamento da vazão de projeto, portanto três delas necessitam de adequação.

A Contratada propõe dois tipos de adequação para a rede de drenagem:

- Redimensionamento da seção transversal da travessia, substituindo-se a travessia intermediária por uma travessia aérea (ponte);
- Implantação de reservatórios de detenção/retenção a montante da cidade, para retardar a onda de cheia.

A seguir será apresentado o dimensionamento para adequação das três travessias insuficientes (TR – 01, TR – 02, TR – 04).

5.1. TR – 01

A declividade do trecho que compreende a travessia no Córrego dos Lourenço é acentuada (cerca de 2 %). Tal condição provoca o desenvolvimento de velocidades elevadas não compatíveis com os limites estabelecidos pelo DAEE.

Desta maneira, a travessia será composta por uma aduela de concreto de 4,0 m (base) x 2,5 m (altura) com declividade longitudinal de fundo de 0,55 %. Na saída da galeria deverá ser executada uma estrutura em concreto constituída por uma queda seguida de um canal com seção retangular de fundo horizontal para compensar a diferença de declividade de fundo entre terreno natural e a canalização. O canal após a queda é necessário para dissipar a energia e controlar a erosão decorrente da queda.

Para os cálculos hidráulicos da galeria foi utilizada a fórmula de Manning, apresentada no ANEXO 03. No quadro a seguir encontra-se o resumo das características da galeria proposta:

Quadro 41 – Características da seção proposta na travessia TR-01

Seção	Aduela 4,0 m x 2,5 m
Revestimento	Concreto
Vazão de projeto	34,63 m³/s
Altura da lâmina de água	2,08 m
Borda livre[1]	0,42 m
Declividade longitudinal	0,55%
Velocidade do escoamento	4,17 m/s

A jusante do canal é recomendável executar o revestimento do fundo e margens do leito natural do córrego, a fim de proteger a estrutura contra erosão. Tal revestimento deverá constituir-se por no mínimo 2 camadas de enrocamento de pedras com diâmetro médio determinado após projeto específico do degrau e do canal de jusante.

Em anexo encontra-se uma planta onde é esquematizada a implantação e cortes da travessia e canal propostos.

É importante salientar que a estrutura deverá ser verificada em projeto específico para que seja realizado um levantamento topográfico detalhado da área, incluindo planialtimetria das margens e topobatimetria do curso d'água em seções a montante e a jusante do local da travessia. Se constatado uma diferença significativa na altura da queda resultante da conformação do projeto com o leito do córrego, devido à diferença de declividade, os cálculos hidráulicos da estrutura de queda deverão ser revistos.

[1] Distância entre a lâmina d' água na seção e a geratriz superior interna da galeria.

5.2. TR – 02

As adequações neste ponto referem-se apenas à seção sob a travessia existente.

Propõe-se a execução de um canal trapezoidal revestido com enrocamento de pedras com largura de fundo igual a 12,00 m, taludes laterais com inclinação 1 V : 1,5 H e declividade longitudinal de fundo igual a 0,35 %.

Aplicando-se o equacionamento de Manning, tem-se os seguintes resultados para a seção proposta:

Quadro 42 – Características da seção proposta na travessia TR-02

Seção	Trapezoidal
Revestimento	Enrocamento ($Ø_{médio}$ = 45 cm)
Vazão de projeto	207,56 m³/s
Declividade longitudinal	0,35%
Largura de fundo	12,00 m
Altura da lâmina de água	3,71 m
Velocidade do escoamento	3,19 m/s
Borda livre[2]	1,33 m
Altura do canal	4,45 m
Altura disponível[3]	5,04 m
Largura da superfície líquida	23,12 m
Largura superior do canal	25,35 m

O revestimento deverá ser de no mínimo 2 camadas de enrocamento de pedras com diâmetro médio ($Ø_{médio}$) de 45 cm.

[2] Diferença de cota entre a lâmina de água para a vazão máxima de projeto e a cota inferior da estrutura da ponte.

[3] Distância entre a cota do fundo e a cota inferior da estrutura da ponte.

5.3. TR – 04

Assim como no caso da travessia TR-01, a declividade do córrego, no trecho que compreende a travessia TR-04, é acentuada (aproximadamente 2,55 %). Tal condição provoca o desenvolvimento de velocidades elevadas não compatíveis com os limites estabelecidos pelo DAEE.

Desta maneira, é proposta para a travessia uma seção retangular composta por uma aduela de concreto de 4,0 m (base) x 2,5 m (altura) com declividade longitudinal de fundo de 0,50 %. Na saída da galeria deverá ser executada uma estrutura em concreto constituída por uma queda seguida de um canal retangular de fundo horizontal para compensar a diferença de declividade de fundo entre terreno natural e a canalização. O canal após a queda é necessário para dissipar a energia e controlar a erosão decorrente da queda.

Para os cálculos hidráulicos da galeria foi utilizada a fórmula de Manning, apresentada no ANEXO 03.

No quadro a seguir encontra-se o resumo das características da galeria proposta:

Quadro 43 – Características da seção proposta na travessia TR-01

Seção	Aduela 4,0 m x 2,5 m
Revestimento	Concreto
Vazão de projeto	30,12 m³/s
Altura da lâmina de água	1,94 m
Borda livre[4]	0,56 m
Declividade longitudinal	0,50%
Velocidade do escoamento	3,89 m/s

[4] Distância entre a lâmina d' água na seção e a geratriz superior interna da galeria.

A jusante do canal é recomendável executar o revestimento do fundo e margens do leito natural do córrego, a fim de proteger a estrutura contra erosão. Tal revestimento deverá constituir-se por no mínimo 2 camadas de enrocamento de pedras com diâmetro médio que serão determinados após projeto específico.

Em anexo encontra-se uma planta onde é esquematizada a adequação.

Também é importante salientar que a estrutura deverá ser verificada em projeto específico para que seja realizado um levantamento topográfico detalhado da área, incluindo planialtimetria das margens e topobatimetria do curso d'água em seções a montante e a jusante do local da travessia. Se constatado uma diferença significativa na altura da queda resultante da conformação do projeto com o leito do córrego, devido a diferença de declividade, os cálculos hidráulicos da estrutura de queda deverão ser revistos.

6. HIERARQUIZAÇÃO DA IMPLANTAÇÃO DAS OBRAS

Conforme se depreende dos assuntos apreciados no presente Plano, Santo Antônio da Alegria não apresenta problemas críticos de macrodrenagem.

Apesar de não haver problemas críticos no município, existem três travessias que precisam ser adequadas para atender a vazão de projeto para período de retorno de 100 anos.

Além disso, a empresa consultora teve a oportunidade de analisar o projeto de galerias pluviais executado pelo corpo técnico da prefeitura que envolve 100% da área urbanizada. A conclusão das obras projetadas nesse trabalho é de suma importância para que as condições de drenagem do município se mantenham.

O Volume II do Plano Diretor de Macrodrenagem apresenta as diretrizes de drenagem urbana para o município de Santo Antonio da Alegria. Nele podem ser encontrados, entre outras coisas, os tipos de medidas não estruturais propostas para controle e manutenção dos sistemas de drenagem urbana.

As propostas para hierarquização das ações com relação à drenagem são as seguintes:

Item	Ação	Prioridade
1	Ações não - estruturais, conforme exposto no Volume II desse Plano .	1
2	Conclusão das adequações e complementação do sistema de galerias de águas pluviais.	2
3	Adequação das travessias subdimensionadas do município	3

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANA – Agência Nacional de Águas. Sistema de Informações Hidrológicas – Hidroweb. Disponível em http://hidroweb.ana.gov.br/.

CANHOLI, A. P. Drenagem urbana e controle de enchentes. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

CBH-SMG - Diagnóstico da situação atual dos Recursos Hídricos e estabelecimento de diretrizes técnicas para a elaboração do Plano da Bacia Hidrográfica do Sapucaí-Mirim/Grande, 2000.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil, CDE-MG - Companhia do Desenvolvimento Econômico de Minas Gerais Mapa Geológico do Estado de Minas Gerias. Levantamento geológico (escala 1: 1.000.000), 2003.

DAEE, 2007. Instruções Normativas da DPO/DAEE 001, 002, 003 e 004. São Paulo. 30 de julho de 2007.

DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica. Manual de Cálculo de Vazões Máximas, Médias e Mínimas para as Bacias Hidrográficas do Estado de São Paulo. São Paulo, Departamento de Águas e Energia Elétrica - DAEE, 1994, 64p.

Fundação SEADE. Disponível em: < http://www.seade.gov.br

IAC, Levantamento pedológico do Estado de São Paulo (escala 1:500.000), 1981.

IBGE, Mapas Iterativos. Levantamento pedológico RADAM BRASIL(e scala 1:1. 000.000)

IPT (1981) Mapa Geomorfológico do estado de São Paulo (escala 1:1.000.000). São Paulo, Inst. de Pesq. Tecnol. Estado de São Paulo, Div. Minas e Geol. Aplicada, Monogr. 5, 126p. 1 mapa.

INSTITUTO FLORESTAL. 2002. Secretaria do Meio Ambiente do Estado SP. Seção de Manejo e Inventário Florestal. São Paulo. Disponível em: <http://www.iflorestalsp.br>.

KOTCHETKOFF-HENRIQUES, O. Caracterização da vegetação natural em Ribeirão Preto, SP: bases para conservação. Ribeirão Preto, 2003. 221 f. Tese (Doutorado em Bilogia Vegetal) - Faculdade de Filosofia, Ciências e Letras de Ribeirão Preto, Universidade de São Paulo.

MARTINEZ & MAGNI. São Paulo, Secretaria De Recursos Hídricos, Saneamento e Obras, Departamento de Águas e Energia Elétrica, Centro Tecnológico de Hidráulica e Recursos Hídricos. Equações de Chuvas Intensas do Estado de São Paulo. Convênio Departamento de Águas e Energia Elétrica e Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

PEEL, M. C. and Finlayson, B. L. and McMahon, T. A. "Updated world map of the Köppen-Geiger climate classification". 'Hydrol. Earth Syst. Sci.' 11: 1633-1644. ISSN 1027-5606. (direct: Documento final.).2007.

SARTORI, A. Avaliação da Classificação dos grupos hidrológicos do Solo para a Determinação do Excesso de Chuva do Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos. Total p. Dissertação (mestre em engenharia civil), Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, SP, 2004.

SARTORI, A. LOMBARDI NETO, F. & GENOVEZ, A. M. Classificação dos grupos hidrológicos de solos brasileiros para a estimativa da chuva excedente com o método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 1: Classificação. 2005. Revista Brasileira de Recursos Hídricos – RBRH, v.10, n.4, out/dez, pág. 05-18. 2005a.

SARTORI, A. LOMBARDI NETO, F. & GENOVEZ, A. M. Classificação dos grupos hidrológicos de solos brasileiros para a estimativa da chuva

excedente com o método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 2: Aplicação. 2005. Revista Brasileira de Recursos Hídricos – RBRH, v.10, n.4, out/dez, pág. 05-18. 2005b.

Secretaria de Estado de Energia, Recursos Hídricos Saneamento, Departamento de Águas e Energia Elétrica. Guia prático para projetos de pequenas obras hidráulicas. São Paulo, DAEE 2ª Edição, 2006.

TOMAZ, P. Best Management Practices (Melhoria da qualidade das águas pluviais), 2008.

TUCCI, C. E. M. Hidrologia: ciência e aplicação. Organizado por Carlos E. M. Tucci, André L. L. da Silveira... [et al.] – 3ª ed., primeira reimpressão. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2004. 1ª ed. 1993.

TUCCI, C.E.M., Porto, R.L.L., Barros, M.T. Drenagem Urbana, Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

O método de Pearson tipo III foi originalmente apresentado por H. A. Foster em 1924. Tal método é recomendado para situações em que se deseja determinar a vazão máxima de projeto através de dados de vazões de cheias máximas anuais (séria histórica anual).

Conforme Foster, o método requer o uso dos dados observados para se calcular a média (μ), o desvio padrão (σ) e o coeficiente de assimetria da distribuição (s). No entanto, a prática corrente consiste em transformar os dados observados em forma de logaritmos, e então calcular os parâmetros estatísticos.

Por causa desta transformação, o método é denominado de Log-Pearson tipo III.

Os seguintes símbolos são usados no método de Log-Pearson tipo III:

- n - número de eventos hidrológicos extremos considerados;
- y_i - evento hidrológico extremo anual (vazão máxima anual), m^3/s;
- Y_i - logaritmo de y_i na base 10.
- μ - média de Y_i;
- σ - desvio padrão de Y_i;
- s - coeficiente de assimetria de Y_i;
- K_p - coordenada Pearson Tipo III expressa em números de desvios padrões em relação à média, para vários períodos de retorno. (tabelado), também conhecido como fator de frequência.

Em que:

- $\mu = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^{n} Y_i$
- $\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} . \sum_{i=1}^{n} (Y_i - \mu)^2}$
- $s = \frac{n}{(n-1) \cdot (n-2)} \cdot \frac{1}{\sigma^3} \cdot \sum_{i-1}^{n} (Y_i - \mu)^3$
- $K_p(s) = \frac{2}{s} . \left(\left(\left(K_p(s=0) - \frac{s}{6} \right) . \frac{s}{6} + 1 \right)^3 - 1 \right)$, para valores -1 < s <1

Quadro 44 – Valores de $K_p(s=0)$

intervalo de recorrência (TR)	2	5	10	25	50	100	200	1000
probabilidade de ocorrência (p)	50%	20%	10%	4%	2%	1%	0,5%	0,1%
$K_p(s=0)$	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090

A aplicação da distribuição segue o roteiro:

- Selecionam-se os valores da amostra (y_i)
- Calcula-se para cada valor sua variável reduzida ($Y_i = \ln(y_i)$)
- Calculam-se os parâmetros μ , σ , s e $K_p(s)$ da amostra reduzida
- Calculam-se os valores ajustado das variáveis reduzidas $Y_{ajustado}(TR) = \mu + \sigma \cdot K_p(s, TR)$
- Calcula-se o valor ajustado da amostra $y_{ajusatdo}(TR) = e^{Y_{ajustado}(TR)}$

O método de I-Pai-Wu é um aprimoramento do Método Racional.

Nesse método além dos fatores presentes no Método racional, como: a intensidade da chuva, a distribuição espacial da chuva, o coeficiente de escoamento superficial e a área da bacia, há ainda o fator de forma da bacia, fator esse que influencia diretamente no tempo de concentração da bacia.

Em bacias circulares, toda a água escoada tende a alcançar a saída da bacia ao mesmo tempo. Já uma bacia alongada, sendo a área igual a da bacia circular, o escoamento será mais distribuído no tempo, produzindo, portanto um tempo de concentração maior.

A equação aplicada a esse método é a seguinte:

$$Q = 0{,}278 \cdot C \cdot i \cdot A^{0,9} \cdot k$$

Equação 4

Sendo que:

Q: é a vazão de cheia (m³/s)

C: coeficiente de escoamento superficial

i: intensidade de chuva crítica (mm/h)

A: área de contribuição (km²)

K: coeficiente de distribuição de chuva

A intensidade de chuva é dada pela escolha da IDF de projeto, o coeficiente de distribuição da chuva é função da área da bacia e do tempo de concentração e pode ser obtido através do gráfico da Figura 28.

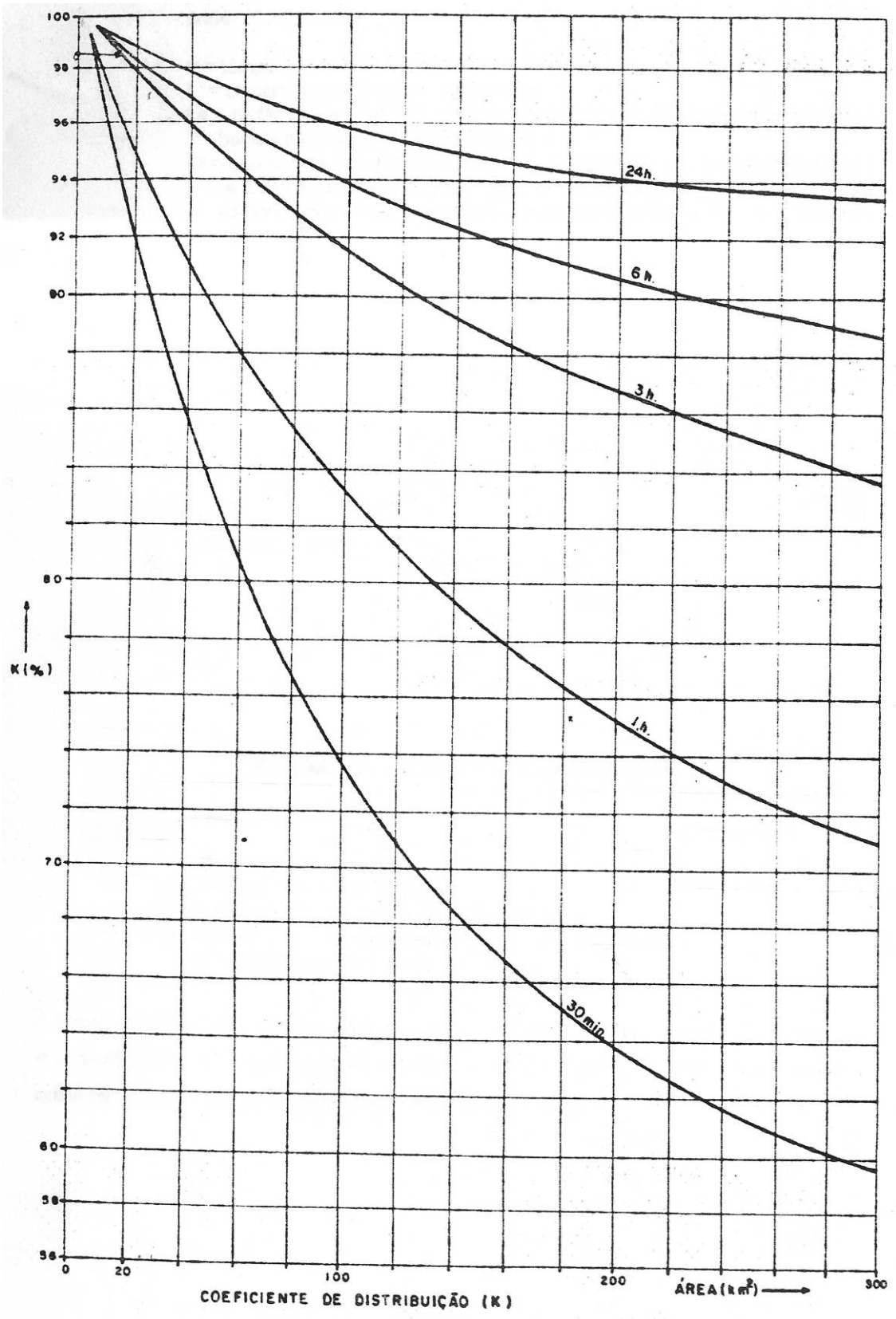


Figura 28 – Coeficiente de distribuição espacial de chuva.

O coeficiente de escoamento superficial (C) é dado por:

$$C = \frac{2}{1+F} \cdot \frac{C_2}{C_1}$$

Equação 5

Sendo que, C_1 é o fator de forma da bacia e pode ser considerado como:

$$C_1 = \frac{t_p}{t_c}$$

Equação 6

Porém esse fator é mais usualmente dado por:

$$C_1 = \frac{4}{(2+F)}$$

Equação 7

Dado que F corresponde ao coeficiente de forma, que relaciona a forma da bacia com um círculo de mesma área, ou seja, ele mede a taxa de alongamento da bacia. O coeficiente assume a unidade para bacias circulares, e pode ser estimado com a expressão abaixo:

$$F = \frac{L}{2 \cdot \left(\frac{A}{\pi}\right)^{0,5}}$$

Equação 8

Com L em km e A em km².

O coeficiente C_2 é o coeficiente volumétrico de escoamento e é definido conforme o grau de impermeabilidade do solo, que é classificado a partir do conhecimento do uso do solo, do grau de urbanização, da cobertura vegetal e do tipo do solo, conforme indicado no Quadro 45.

Quadro 45 – Grau de impermeabilização do solo em função do uso

Grau de impermeabilidade do solo	Cobertura ou tipo de solo	Uso do solo ou grau de urbanização
Baixo	com vegetação rala e/ou esparsa	zonas verdes não urbanizadas
	solo arenoso	
	terrenos cultivados	
Médio	terreno com manto fino de material poroso	zona residencial com lotes aplos (maior que 100 0m²)
	solos com pouca vegetação	
	gramados amplos	zona residencial rarefeita
	declividades médias	
Alto	terrenos pavimentados	zona residencial com lotes pequenos (100 a 1000 m²)
	solos argilosos	
	terrenos rochosos estéreis ondulados	
	vegetação quase inexistente	

Quando da existência de áreas com diferentes graus de impermeabilização o coeficiente C_2 deverá ser obtido da ponderação dos coeficientes das áreas parciais ou sub-bacias. O Quadro 46 apresenta os valores recomendados para adoção do coeficiente volumétrico.

Quadro 46 – Coeficiente volumétrico de escoamento (C_2)

Grau de impermeabilidade do solo	Coeficiente volumétrico de escoamento
Baixo	0,3
Médio	0,5
Alto	0,8

O coeficiente C2 pode ser estimado ainda a partir da relação entre o volume de chuva total e o volume de chuva efetivamente escoado, como mostrado abaixo:

$$C2 = \frac{h_q}{h_p - I_a} = \frac{h_q}{h_p - 0{,}2 \cdot S}$$

Equação 9

Os valores de altura precipitada (h_q), altura escoada (h_p) e as perdas iniciais (I_a=-,2 S) podem ser obtidos através do método NRCS.

No método de I-Pai-Wu a vazão de cheia determinada pelos coeficientes acima descritos deve ser aumentada em 10 % para se obter a vazão máxima de projeto.

$$Q_{projeto} = 1{,}10 . Q_{cheia}$$

Equação 10

Para a verificação dos canais será utilizado o equacionamento de Manning:

$$Q = \frac{\sqrt{I}}{n} \cdot A_m \cdot Rh^{2/3}$$

Equação 11

$$Q = V \cdot A_m$$

Equação 12

$$Rh = \frac{A_m}{P_m}$$

Equação 13

Em que:

Q: vazão máxima da seção (m^3/s);

V: velocidade média da seção transversal (m/s);

A_m: seção transversal na altura da lâmina d'água (m^2);

P_m: perímetro molhado (m);

Rh: raio hidráulico da seção (m);

I: declividade longitudinal média do trecho (m/m);

n: coeficiente de rugosidade de Manning equivalente à altura do escoamento.

ANEXO 04 – DETALHE DAS SEÇÕES CADASTRADAS

ANEXO 05 – PROPOSTAS DE ADEQUAÇÃO DAS TRAVESSIAS

PREFEITURA MUNICIPAL DO MUNICÍPIO DE SANTO ANTONIO DA ALEGRIA

PLANO DIRETOR DE MACRODRENAGEM URBANA DO MUNICÍPIO DE SANTO ANTONIO DA ALEGRIA

MANUAL SIMPLIFICADO DE DRENAGEM URBANA

JUNHO DE 2010

ÍNDICE GERAL 2
ÍNDICE DE FIGURAS 4
ÍNDICE DE QUADROS 5
APRESENTAÇÃO 6
MACRODRENAGEM 7
1. ESTUDOS HIDROLÓGICOS PARA A DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE PROJETO 9
1.1. PERÍODO DE RETORNO 10
1.2. ESCOAMENTO SUPERFICIAL DIRETO 11
1.3. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO 11
1.4. EQUAÇÕES DE CHUVAS INTENSAS 12
2. ESTUDOS HIDRÁULICOS - CONDIÇÕES PARA O DIMESIONAMENTO 13
2.1. FOLGA SOBRE O DIMENSIONAMENTO 13
2.2. COEFICIENTE DE RUGOSIDADE 14
2.3. RESTRIÇÕES DE VELOCIDADE 14
MICRODRENAGEM 15
3. DADOS DE PROJETO 16
4. CÁLCULO DAS VAZÕES - MÉTODO RACIONAL 18
4.1. COEFICIENTES DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL 19
4.2. EQUAÇÃO DE CHUVA 19
4.3. TEMPO DE RETORNO 20
4.4. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO 20
4.4.1.1. Tempo de concentração para dimensionamento das sarjetas 20
4.4.1.2. Tempo de concentração para dimensionamento das galerias 23
5. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE MICRODRENAGEM 24
5.1. SARJETAS 24
5.1.1.1. Considerações e Restrições 28

5.2. BOCA DE LOBO 29
5.2.1.1. Tipos de boca coletora 29
5.2.1.2. Dimensionamento de Boca de lobo simples 31
5.2.1.3. 33
5.2.1.4. Dimensionamento de Boca de lobo com grelhas 34
5.2.1.5. Dimensionamento de Boca de lobo combinadas 35
5.2.1.6. Eficiência das bocas coletoras 35
5.3. GALERIAS 36
5.3.1.1. Recomendações e restrições de projeto 37
5.3.1.2. Diâmetro Mínimo 37
5.3.1.3. Lâmina máxima 37
5.3.1.4. Limites de velocidade 37
5.3.1.5. Coeficiente de rugosidade 37
5.3.1.6. Profundidade da tubulação 37
5.4. POÇOS DE VISITA 38
5.4.1.1. Recomendações e restrições de projeto 39
5.5. BACIAS DE RETENÇÃO E DETENÇÃO 40

6. APRESENTAÇÃO DO PROJETO 42

7. CRITÉRIOS PARA A AVALIAÇÃO E CONTROLE DOS IMPACTOS DO DESENVOLVIMENTO URBANO SOBRE O SISTEMA DE DRENAGEM 44

7.1. MEDIDAS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO 46
7.1.1.1. Controle local 47
7.1.1.2. Planos de infiltração 47
7.1.1.3. Valos de infiltração 49
7.1.1.4. Bacias de percolação 51
7.1.1.5. Pavimentos permeáveis 51
7.1.1.6. Controle de Entrada 54
7.1.1.7. Controle de jusante 55
7.1.1.8. Reservatório de Retenção 56
7.1.1.9. Bacias de Detenção 57

8. CONTROLE DA QUALIDADE DA ÁGUA PLUVIAL 59

8.1. MEDIDAS NÃO-ESTRUTURAIS DE CONTROLE DA POLUIÇÃO POR CARGAS DIFUSAS 60
8.2. MEDIDAS ESTRUTURAIS DE CONTROLE DA POLUIÇÃO POR CARGAS DIFUSAS 61

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 64

Figura 1 – Exemplo de sistema de drenagem 21
Figura 2 - Tempo de escoamento superficial 22
Figura 3 – Declividade transversal em sarjeta de seção típica 25
Figura 4 - Declividade transversal em sarjetões 25
Figura 5 – Declividade transversal em sarjeta de seção composta 26
Figura 6 – Fator de redução de capacidade das sarjetas 28
Figura 7 - Capacidade de esgotamento das bocas-de-lobo simples em pontos baixos das sarjetas. Fonte: DNIT (2006) 33
Figura 8 – Boca de lobo com grelha 35
Figura 9 – Exemplo de Poço de visita tradicional 38
Figura 10 – Poço de visita com poço de queda 40
Figura 11 – Disposição do plano de infiltração no lote 49
Figura 12 – Vista geral do valo de infiltração 50
Figura 13 – Valos de infiltração 50
Figura 14 – Exemplo de bacia de percolação 51
Figura 15 – Pavimento poroso (Urbonas e Stahre, 1993) 53
Figura 16 – Pavimento celular poroso (Urbonas e Stahre, 1993) 53
Figura 17 – Pavimento permeável (Hogland e Niemczynowicz, 1986) 54
Figura 18 - Telhado verde do Carrefour em Viena, Áustria 55
Figura 19 - Reservatório de retenção 57
Figura 20 – Reservatório de detenção 58

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Valores mínimos de tempo de retorno para projetos de canalizações e travessias 10

Quadro 2 – Valores mínimos para períodos de retornos para projetos de barragens 10

Quadro 3 - Valores mínimo para os coeficientes relacionados com o escoamento superficial 11

Quadro 4 – Valores mínimos de folga sobre dimensionamento 13

Quadro 5 – Valores recomendados para o coeficiente de Manning 14

Quadro 6 – Limites de velocidade 14

Quadro 7 – Valores do coeficiente de escoamento superficial 19

Quadro 8 - Fatores de redução de escoamento em sarjetas 28

Quadro 9 – Fator de redução de escoamento para bocas-de-lobo 35

Quadro 10 - Informações sobre a estrutura 52

Quadro 11 – Eficiência das medidas estruturais 62

Este Manual é parte integrante do *Plano Diretor de Macrodrenagem Urbana do Município de Santo Antonio da Alegria*, previsto no contrato firmado entre a PREFEITURA MUNICIPAL DE SANTO ANTONIO DA ALEGRIA e a VM ENGENHARIA DE RECURSOS HÍDRICOS LTDA., empresa brasileira registrada no CNPJ sob o nº. 04.257.647/0001-54 com sede à Rua Dom Pedro II, nº. 1241, São Carlos - SP.

Na cidade de Santo Antonio da Alegria, os sistemas de macrodrenagem são constituídos pela drenagem natural das bacias hidrográficas ocupadas pela urbanização e situados no perímetro urbano. Os fundos dos vales recebem as contribuições das redes de microdrenagem existentes. Os canais naturais já se encontram bastante modificados, com as intervenções, tais como: barragens, travessias e canalizações.

Tratando-se de cursos d'água cadastrados nas cartas geográficas do IBGE e que tem escoamento perene, cabe ao DAEE, em primeira instância, a análise e aprovação de qualquer intervenção nesse sistema. Para que não haja prejuízos à população e a outros empreendimentos próximos, a elaboração de projetos desse porte é cercada de diversos limitantes, elencados nas "Instruções Técnicas" 001 a 004 que foram editadas pela DPO - DAEE em 30 de julho de 2007 as principais.

As metodologias e instruções que serão apresentadas nos itens a seguir têm por objetivo orientar a elaboração de projetos de interferências em recursos hídricos e estão todas em consonância com as DPO's do DAEE.

As publicações básicas utilizadas para elaboração de projetos no âmbito da macrodrenagem são:

- Guia prático para projetos de pequenas obras hidráulicas, DAEE (2006)
- Instruções Técnicas DPO Nº 001, Diretoria de Procedimentos de Outorga e Fiscalização, DAEE (2007);
- Instruções Técnicas DPO Nº 002, Diretoria de Procedimentos de Outorga e Fiscalização, DAEE (2007);
- Instruções Técnicas DPO Nº 003, Diretoria de Procedimentos de Outorga e Fiscalização, DAEE (2007);

- Instruções Técnicas DPO Nº 004, Diretoria de Procedimentos de Outorga e Fiscalização, DAEE (2007).
- Manual de Cálculo das Vazões Máximas, Médias e Mínimas nas Bacias Hidrográficas do Estado de São Paulo, DAEE (1994).

1. ESTUDOS HIDROLÓGICOS PARA A DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE PROJETO

A vazão máxima de projeto para um determinado curso d'água está vinculada à segurança da obra e à probabilidade de ocorrência de um evento na bacia de contribuição da seção em estudo.

Existem duas maneiras de se determinar a vazão de projeto: uma faz uso de série histórica de posto fluviométrico localizado no curso d'água e a outra, por meio de métodos sintéticos, baseados em dados pluviométricos e que são indicados conforme o tamanho da bacia de contribuição.

Caso exista séria histórica disponível para determinação da vazão de projeto, e que essa série de dados seja de no mínimo 3 (três) anos, os métodos indicados são:

- Método CTH: indicado para série histórica com extensão entre 3 a 10 anos;
- Método Gradex: série histórica com dados de 10 a 25 anos;
- Método estatístico: série superior a 25 anos;

Não havendo série histórica disponível de vazões para o local em estudo ou se a existente for inferior a 3 (três) anos de extensão, o DAEE - Departamento de Águas e Energia Elétrica indica a utilização de métodos sintéticos de acordo com o "Manual de Cálculo de Vazões Máximas, Médias e Mínimas nas Bacias Hidrográficas do Estado de São Paulo" , de acordo com a dimensão da bacia:

- Método racional: indicado para área de drenagem inferior a 2 km²;
- Método I-Pai- Wu: área de drenagem entre 2 km² e 200 km²;
- Método Prof. Kokei Uehara: área de drenagem entre 200 km² e 600 km²;

- Hidrograma unitário – Propagação: indicado para locais com área de drenagem superior a 600 km².

Observação:

É admitida pelo DAEE a utilização de programas computacionais de auxílio a tomadas de decisões nas bacias complexas.

Quaisquer intervenções em recursos hídricos no Estado de São Paulo deverão ser previamente aprovadas pelo DAEE.

1.1. PERÍODO DE RETORNO

O período de retorno representa o risco que será assumido no dimensionamento da obras e conforme orientações do DAEE os valores adotados variam conforme o tipo e a dimensão do empreendimento.

Para canalizações e travessias:

Quadro 1 - Valores mínimos de tempo de retorno para projetos de canalizações e travessias

Localização	TR (anos)
Zona rural	25
Zona urbana ou de expansão urbana	100

Fonte: DPO - DAEE n°002, (2007)

"Em projetos de canalizações ou de travessias de maior importância ou porte, independentemente de sua localização, deve ser adotado o mínimo de 100 anos para o período de retorno", DAEE (2006).

Para projeto de barragens:

Quadro 2 – Valores mínimos para períodos de retornos para projetos de barragens

Maior altura do barramento H (m)	TR (anos)	
	Região de influência a jusante	
	Sem risco para habitações ou pessoas	Com risco para habitações ou pessoas
H ≤ 5	100	500
5 < H ≤ 10	500	1.000
H > 10	1.000	10.000

Fonte: DPO - DAEE n°002, (2007)

1.2. ESCOAMENTO SUPERFICIAL DIRETO

Os coeficientes relacionados com o escoamento superficial que devem ser considerados nos cálculos da vazão máxima de projeto são os coeficientes de uma condição futura, determinadas após analise da situação atual da bacia de acordo com projeções da evolução dos usos e ocupação dos solos.

O quadro apresentado a seguir apresenta os valores mínimos dos coeficientes de escoamento superficial das principais metodologias. Cabe salientar que, considerando que dentro da bacia existam áreas com diferentes coeficientes, o valor final ponderado com as áreas de atribuição deverá ser superior ao indicado no referido quadro.

Quadro 3 - Valores mínimo para os coeficientes relacionados com o escoamento superficial

Coeficiente / Parâmetro	Valor mínimo
Coeficiente de Escoamento Superficial Direto – Método racional (C)	0,25
Coeficiente de Escoamento Superficial Direto – Método I-Pai-Wu (C_2)	0,25
Número da Curva (CN)	60

Fonte: Instrução Normativa do DAEE n°002; www.sigrh.sp.gov.br

Obs: A Prefeitura Municipal de Santo Antonio da Alegria se reserva o direito de exigir a utilização de valores mais restritivos a serem adotados quando da apresentação de uma intervenção na área urbana da cidade.

1.3. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

Segundo o item 1.1.4 da I.N. DPO n°002 do DAEE, em nenhuma hipótese deverão ser utilizados tempos de concentração maiores do que os calculados com a equação de Kirpich enunciada a seguir:

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0,385} \qquad [\text{min}]$$

Sendo que L é o comprimento do talvegue [km] e S é a declividade [m/m].

1.4. EQUAÇÕES DE CHUVAS INTENSAS

As equações podem ser consultadas no site: http://www.sigrh.sp.gov.br, na Base georreferencial / Equações de Chuvas Intensas.

Para o município de Santo Antonio Da Alegria , a equação de chuva a ser adotada é a de Serrana, pois, dentre as aceitas pelo DAEE, é a mais próxima da cidade.

O projeto hidráulico de canalizações, estruturas extravasoras de barramentos e seções transversais de travessias deverão ser realizados com base na vazão máxima de projeto, ou seja, o dispositivo deve escoar a vazão de projeto seguindo as restrições que se seguem.

2. ESTUDOS HIDRÁULICOS - CONDIÇÕES PARA O DIMESIONAMENTO

2.1. FOLGA SOBRE O DIMENSIONAMENTO

No dimensionamento deverão ser observados os valores mínimos de folga, ou seja, bordas livres.

Quadro 4 – Valores mínimos de folga sobre dimensionamento

Obra Hidráulica	Tipo / Características	Folga sobre dimensionamento (f)
Canalização	Seção aberta	$f \geq 0{,}20\ h_{TR}$
	Seção em contorno fechado	$f \geq 0{,}20\ H$
Travessia	Aérea (pontes)	$f \geq 0{,}20\ h_{TR}$, com $f \geq 0{,}4$ m
	Intermediária (galerias)	$f \geq 0{,}20\ H$
	Bueiro	Previsto para trabalhar em carga
Barramento	De qualquer tipo, exceto soleiras submersíveis	$f \geq 0{,}10\ H_M$, com $f \geq 0{,}5$ m

Sendo que:

"hTR" - profundidade da lâmina d'água correspondente à vazão máxima de projeto, associada a um período de retorno (TR), em conformidade com o estabelecido no Quadro 1;

Canalizações em seção aberta – "f" é o desnível entre a linha d'água correspondente à máxima vazão possível de escoar sem extravasamento e a lâmina d'água correspondente à vazão máxima de projeto;

Canalizações em contorno fechado: "H" é a altura máxima da seção transversal, medida internamente;

Travessias aéreas: "f" é o desnível entre a face inferior da estrutura de sustentação do tabuleiro da ponte e a lâmina d'água correspondente à vazão máxima de projeto;

"HM" - maior altura do barramento (desnível entre a cota de coroamento do maciço e o talvegue na seção da barragem).

2.2. COEFICIENTE DE RUGOSIDADE

Conforme a Tabela 5 da DPO - DAEE n°002 os coeficientes de rugosidade de Manning recomendados pelo DAEE para determinação da capacidade de escoamento em canais, são:

Quadro 5 – Valores recomendados para o coeficiente de Manning

Tipo de superfície ou de revestimento	n
Terra	0, 035
Grama	
Rachão	
Gabião	0, 028
Pedra argamassada	0, 025
Aço corrugado	0, 024
Concreto	0, 018

2.3. RESTRIÇÕES DE VELOCIDADE

As velocidades máximas permissíveis para escoamento em canais relacionadas com o tipo de revestimento estão apresentadas abaixo:

Quadro 6 – Limites de velocidade

Revestimento	V máx (m/s)
Terra	1,5
Gabião	2,5
Pedra argamassada	3,0
Concreto	4,0

Os sistemas de microdrenagem consistem em coletar e conduzir as águas de chuva que se precipitam sobre áreas impermeáveis como o sistema viário, os imóveis, parques, loteamentos, áreas residenciais, comerciais e industriais urbanas. O principal elemento dos sistemas de microdrenagem são as galerias.

Fazem parte desse sistema também, estruturas como: bocas coletoras (boca de lobo), sarjetas, poços de visita, além de estruturas especiais, como dissipadores de energia, descidas d'água em degraus, entre outros elementos.

A seguir está apresentado o equacionamento básico para o dimensionamento das principais estruturas de um sistema de microdrenagem.

Cabe salientar que algumas das indicações mostradas no capítulo de macrodrenagem são válidas para os sistemas de microdrenagem, sendo elas as apresentadas em: 1.2 - Escoamento superficial direto; 1.4 - Equações de chuvas intensas.

Para que seja possível iniciar a concepção de uma rede de galerias e executar o dimensionamento dos elementos de microdrenagem, é necessário que se tenha em mãos diversos documentos, com as informações essenciais da área em estudo, tais como:

- Planta topográfica da área em estudo e da bacia de contribuição, em escala 1: 2.000 com indicações dos arruamentos existentes e projetados, curvas de nível de 2 em 2 metros e o curso d´água receptor.
- Nivelamento geométrico das vias públicas, com apresentação das cotas em todos os pontos de cruzamento, de mudança de direção e do perfil das vias públicas;
- Dados sobre a urbanização. No caso de urbanização existente na bacia drenada, obter no campo e junto à Prefeitura, informações relativas à sua urbanização na condição atual, como também a prevista no plano diretor, a saber:
  - Tipo de ocupação das áreas (residências, comércio, praças);
  - Porcentagem de ocupação dos lotes;
  - Ocupação do solo nas áreas não-urbanizadas pertencentes à bacia.
  - Áreas reservadas à recreação;
  - Informações geotécnicas da área e do lençol freático;
  - Locação dos pontos de lançamento final;
- Dados relativos ao curso d'água receptor:
  - Dispor de informações sobre os níveis máximos do rio no qual será efetuado o lançamento final;
  - Levantamento topográfico do local deste lançamento;

- Cadastramento de outros sistemas de drenagem existentes;

Além desses documentos, o responsável técnico poderá requisitar outras informações após uma visita técnica.

O procedimento de cálculo das vazões de contribuição deverá ser realizado por meio do Método Racional, no entanto outras metodologias poderão ser utilizadas, desde que devidamente justificadas.

Esse método é indicado para bacia que não apresentem complexidade e com áreas inferiores a 2 km². "O método racional, adequadamente aplicado, pode conduzir a resultados satisfatórios em projetos de drenagem urbana, que tenham estruturas hidráulicas como galerias, bueiros, etc. e ainda para estruturas hidráulicas projetadas em pequenas áreas rurais" (CETESB, 1986).

A descarga de cada bacia de contribuição pode ser calculada com a seguinte fórmula:

$$Q = 1{,}667 \cdot C \cdot i \cdot A$$

Equação 1 – Descarga pelo método Racional

Sendo que:

Q: vazão em l/s;

A: área de drenagem em km²;

C: coeficiente de escoamento superficial (runoff);

i: intensidade de precipitação (mm/min)

Após o traçado das bacias de contribuição nos pontos da rede, os cálculos das vazões se darão para cada uma dessas áreas.

Informações quanto ao coeficiente de escoamento superficial a ser utilizado podem ser encontradas no item 4.1.

Os itens 4.2, 4.3, e 4.4 apresentam considerações para a determinação da intensidade de chuva a ser utilizada.

4.1. COEFICIENTES DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL

O Método Racional tem como princípio básico a adoção de um coeficiente único (C), ou runoff. Esse coeficiente representa o grau de impermeabilização ou de urbanização da bacia. O coeficiente C assume valores maiores quanto menor a possibilidade de a água precipitada infiltrar-se no solo, ou de ficar retida pela vegetação, ou seja, quanto maior for a parcela de escoamento superficial.

O DAEE propõe em suas publicações os valores apresentados no Quadro 7 a serem utilizados em projeto. No entanto, o coeficiente médio da área de drenagem, considerando todos os tipos de ocupação não deve ser inferior ao apresentado no Quadro 7.

Quadro 7 – Valores do coeficiente de escoamento superficial

Uso do solo ou grau de urbanização	Valores	
	Mínimos	Máximos
Área totalmente urbanizada Urbanização futura	0,5	1,0
Área parcialmente urbanizada Urbanização moderada	0,35	0,5
Área predominantemente de plantações, pastos, etc Urbanização atual	0,2	0,35

Fonte: DAEE (2006)

O valor do coeficiente será calculado pela média ponderada entre os diversos coeficientes indicados na bacia e a área correspondente a cada um.

Com base nesses valores e no Plano Diretor do município Santo Antonio Da Alegria, a Prefeitura Municipal, a seu critério, poderá indicar valores mais restritivos a serem utilizados pelo projetista.

4.2. EQUAÇÃO DE CHUVA

Conforme o Plano Diretor de Macrodrenagem de Santo Antonio Da Alegria, a equação de chuva a ser utilizada é a de Serrana (MARTINEZ & MAGNI,

1999). A Prefeitura Municipal de Santo Antonio Da Alegria se reserva o direito de indicar a utilização, a seu critério, outra equação do tipo IDF.

4.3. TEMPO DE RETORNO

Para o dimensionamento da rede de galerias deve-se adotar período de retorno igual a 10 anos.

4.4. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

O tempo de concentração em cada ponto da rede apresenta dois componentes, o primeiro relativo ao escoamento superficial até o elemento da rede e o segundo o escoamento pelo elemento.

4.4.1.1. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO PARA DIMENSIONAMENTO DAS SARJETAS

Escoamento superficial até a sarjeta

Corresponde ao tempo de escoamento superficial inicial que decorre do início da bacia de contribuição até a sarjeta, conforme Figura 1.

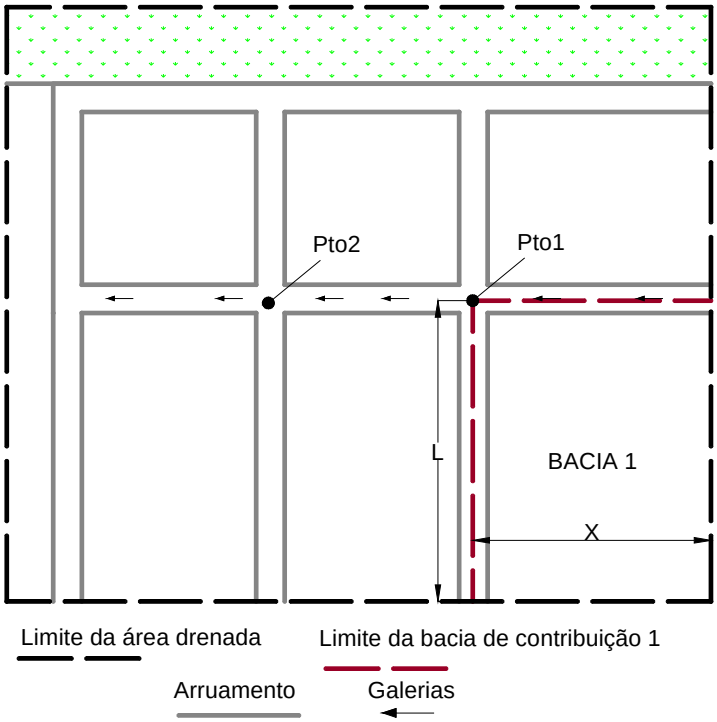


Figura 1 – Exemplo de sistema de drenagem

Essa informação pode ser obtida pelo gráfico da Figura 2, para tanto são necessárias as seguintes informações: declividade, extensão do trecho, coeficiente de escoamento superficial do Método Racional (coeficiente de Runoff).

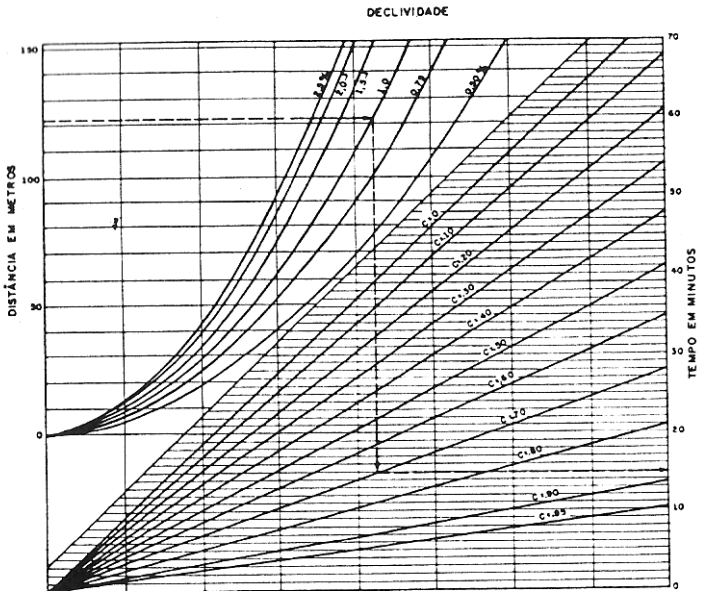


Figura 2 - Tempo de escoamento superficial

Fonte: CETESB (1986)

Escoamento superficial pela sarjeta

Respeitando-se as restrições expostas no item 5.1.1.1, a velocidade de escoamento pode ser calculada com a equação abaixo, fórmula de Manning modificada por IZZARD:

$$V = \frac{0{,}375 \cdot \left(\frac{Z}{n}\right) \cdot i^{1/2} \cdot y^{8/3}}{Z \cdot \frac{y^2}{2}}$$

Equação 2

Sendo que

V é a descarga máxima em m/s;

Z é o inverso da declividade transversal;

i é a declividade longitudinal em m/m;

y é a lâmina d'água em metros;

n é o coeficiente de rugosidade do revestimento;

O tempo de escoamento pela sarjeta será igual a:

$$t_{sarjeta} = \frac{L}{V} \quad [\text{min}]$$

Sendo que:

L é o comprimento do trecho de sarjeta em metros;

V é a velocidade de escoamento em m/min (respeitando os limites acima expostos)

4.4.1.2. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO PARA DIMENSIONAMENTO DAS GALERIAS

Duração do escoamento até a galeria

O tempo de concentração até a galeria é a somatória dos tempos do escoamento até a sarjeta com a duração do escoamento pela sarjeta, até o ponto onde a descarga total seja superior a capacidade admissível da sarjeta (5.1.)

Duração do escoamento pela galeria

Para a determinação da duração do escoamento em determinado trecho da galeria, conhecendo-se as velocidades limites, que são as mesmas que aplicadas para as sarjetas, e observando-se as restrições impostas para projetos de galerias, procede-se da mesma forma que para as sarjetas, calculando o tempo pela relação entre comprimento e velocidade de escoamento.

5. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE MICRODRENAGEM

5.1. SARJETAS

São canais situados nas laterais das ruas, entre o leito viário e os passeios para pedestres, em geral de seção transversal triangular. Tem a função de coletar as águas de escoamento superficial e transportá-las até as bocas coletoras. São limitadas verticalmente pela guia do passeio, têm seu leito em concreto ou no mesmo material de revestimento da pista de rolamento.

O dimensionamento das sarjetas é realizado, basicamente pela teoria de Manning:

$$V = \frac{R^{2/3} \cdot \sqrt[2]{I}}{n}$$

Equação 3 – Velocidade de escoamento por Manning

A capacidade máxima teórica de descarga de uma sarjeta pode ser calculada com a fórmula de Manning, modificada por IZZARD:

$$Q = 0{,}375 \cdot \left(\frac{Z}{n}\right) \cdot i^{1/2} \cdot y^{8/3}$$

Equação 4 – Fórmula de Izzard

Sendo que:

Q é a descarga máxima em m³/s;

Z é o inverso da declividade transversal;

i é a declividade longitudinal em m/m;

y é a profundidade junto à linha de fundo em metros;

n é o coeficiente de rugosidade do revestimento;

O dimensionamento hidráulico da sarjeta deve ser feito considerando-se que haverá uma lâmina máxima, cujo valor evita o transbordamento do canal e que é função da geometria do perfil transversal da via pública.

A seguir estão algumas considerações para o cálculo da declividade transversal (Z), conforme CETESB (1986):

Para sarjetas típicas

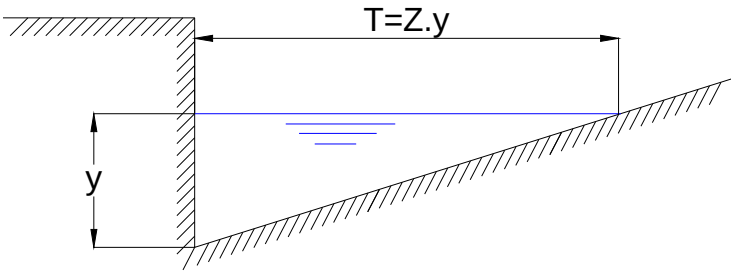


Figura 3 – Declividade transversal em sarjeta de seção típica

A declividade Z = T/y, sendo T a dimensão na horizontal da área ocupada pela vazão Q.

Sarjetões

Para sarjetões o valor de Z deve ser calculado por:

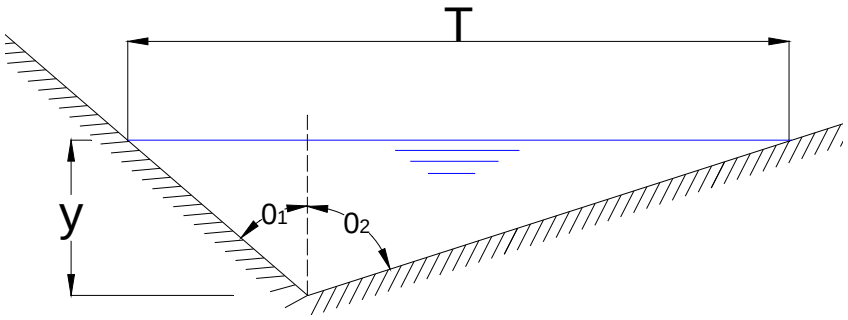


Figura 4 - Declividade transversal em sarjetões

$Z = \frac{T}{y}$ ou $Z = tg\theta_1 + tg\theta_2$

Para sarjetas de seções compostas, deve-se fazer a soma algébrica das vazões em cada uma das seções:

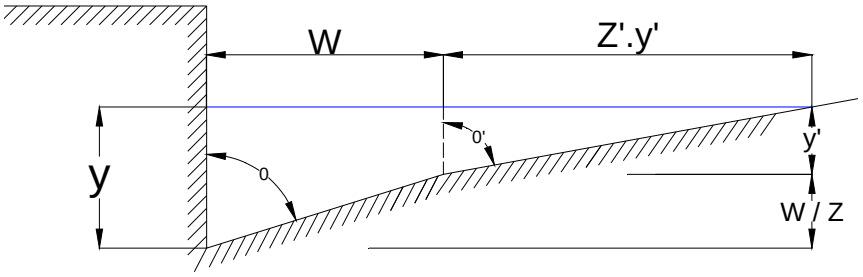


Figura 5 – Declividade transversal em sarjeta de seção composta

Da Figura 5 pode-se tirar que:

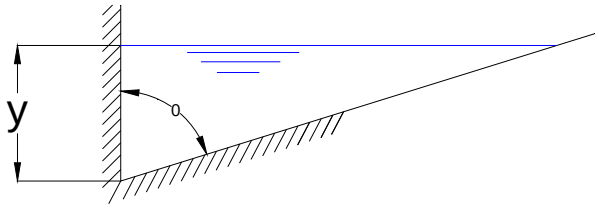
$$Z = tg\theta$$

$$Z' = tg\theta'$$

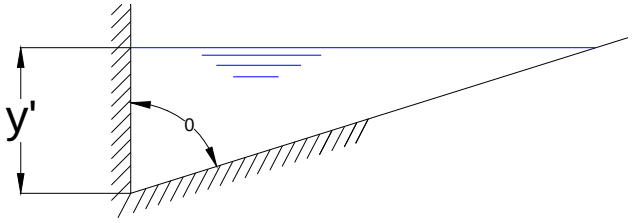
$$W = Z \cdot (y - y')$$

$$y' = y - \frac{W}{Z}$$

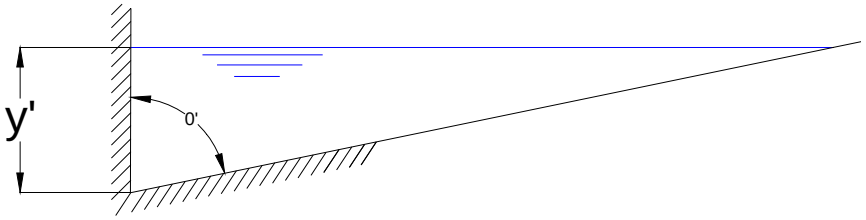
A vazão total deve ser calculada subdividindo a seção da Figura 5 em três, como mostrado abaixo:



(I)



(II)



(III)

A capacidade total de escoamento é dada por:

$$Q_{total} = Q_1 - Q_2 + Q_3$$

Equação 5 – Vazão total nas sarjetas de seções compostas

A descarga admissível na sarjeta deve ser calculada multiplicando-se a capacidade teórica por um fator de redução, tal fator tem por objetivo considerar a menor capacidade efetiva das sarjetas de pequena declividade (acúmulo de sedimentos), como também os risco para os pedestres no caso de sarjetas de alta declividade, devida a elevadas velocidades de escoamento.

Portanto capacidade admissível das sarjetas é dada por:

$$Q_{Admissível} = F \cdot Q_{teórica}$$

A Figura 6 apresenta um gráfico dos fatores de redução de capacidade aplicados de acordo com a declividade, para ruas e avenidas.

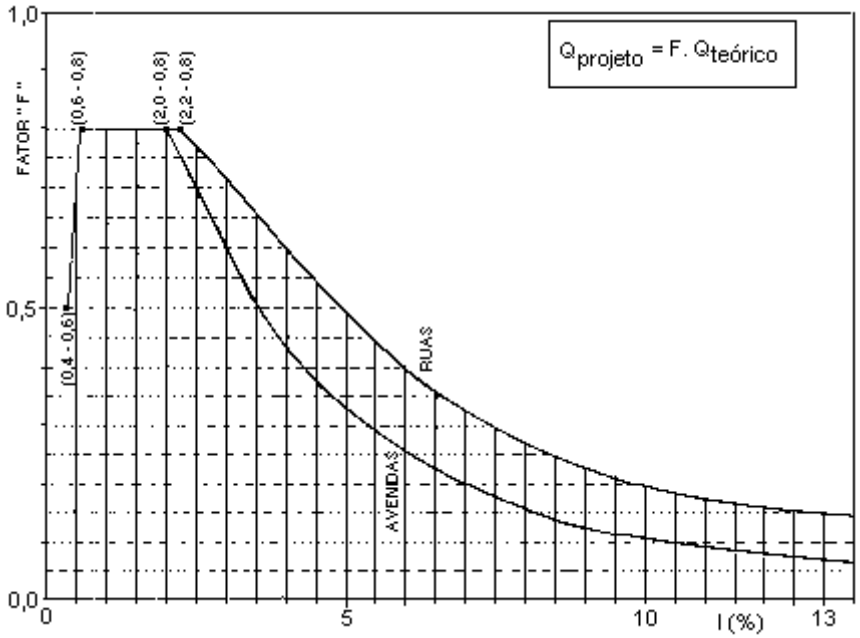


Figura 6 – Fator de redução de capacidade das sarjetas

Fonte: Fernandes (2002)

Além do gráfico da Figura 6 podem-se utilizar também os fatores de redução de escoamento de sarjetas apresentados no Quadro 8:

Quadro 8 - Fatores de redução de escoamento em sarjetas

Declividade da sarjeta (%)	Fator de redução
0,4	0,5
1 a 3	0,8
5	0,5
6	0,4
8	0,27
10	0,2

Fonte: DAEE/CETESB (1980)

5.1.1.1. CONSIDERAÇÕES E RESTRIÇÕES

Para o dimensionamento de sarjetas segue abaixo algumas restrições e considerações, quanto às velocidades limites e rugosidade dos canais.

O coeficiente de rugosidade para canais em concreto em condições boas adotado será de 0,017.

As velocidades de escoamento nas sarjetas devem respeitar os seguintes limites:

Vmáx= 4 m/s (DAEE, 2006)

Vmín = 0,8 m/s

O limitante mínimo é imposto para que não haja acúmulo de sedimentos, o que diminui a área útil para o escoamento. Já o limite máximo, garante a segurança dos pedestres.

A Prefeitura, a seu critério, reserva-se o direito de exigir dispositivos padronizados.

5.2. BOCA DE LOBO

Destinados a captar as águas das sarjetas e conduzi-las as galerias, esses dispositivos serão implantados a montante dos trechos onde a capacidade de escoamento da via pública for inferior à vazão afluente. Seu posicionamento deve seguir as seguintes recomendações:

Devem ser localizadas em ambos os lados da rua a montante do ponto onde o escoamento pluvial atingir o limite da capacidade hidráulica da sarjeta, para o valor da altura máxima de água;

Esgotar toda a vazão de projeto de sua bacia de contribuição;

Serão locadas nos pontos baixos das quadras;

Indica-se que a instalação de bocas-de-lobo seja feita em pontos pouco a montante de cada faixa de cruzamento, junto às esquinas, para evitar enxurradas convergentes, prejudiciais ao trânsito de pedestres;

5.2.1.1. TIPOS DE BOCA COLETORA

A Prefeitura Municipal de Santo Antonio Da Alegria se reserva o direito de exigir bocas de lobo padronizadas. De acordo com Fernandes (2002), a escolha do tipo de estrutura coletora a ser adotada é de grande importância para a eficiência da drenagem. Sua escolha depende da avaliação de aspectos físicos e hidráulicos, tais como: ponto de localização, vazão de projeto,

declividade transversal e longitudinal da sarjeta e da rua, interferência no tráfego e possibilidade de obstruções.

A indicação do tipo de boca coletora á de essencial importância para a eficiência da drenagem das águas de superfície. Para que esta opção seja correta, devem-se analisar diversos fatores físicos e hidráulicos, tais como ponto de localização, vazão de projeto, declividade transversal e longitudinal da sarjeta e da rua, interferência no tráfego e possibilidades de obstruções. A seguir são citadas, para alguns tipos de boca coletora, as situações em que melhor cada uma se adapta.

As bocas de lobo podem ser:

Boca coletora lateral ou simples, indicadas para pontos intermediários em sarjetas com pequena declividade longitudinal (1 a 5%); presença de materiais obstrutivos nas sarjetas; vias de tráfego intenso e rápido; montante dos cruzamentos.

Boca coletora com grelha: sarjetas com limitação de depressão; inexistência de materiais obstrutivos; em pontos intermediários em ruas com alta declividade longitudinal (1 a 10%).

Combinada: pontos baixos de ruas; pontos intermediários da sarjeta com declividade média entre 5 e 10%; presença de detritos.

Os tipos de bocas-de-lobo para as quais será apresentado o dimensionamento nos itens a seguir são as localizadas nos pontos baixos das ruas e sem depressão para entrada da água, detalhes sobre bocas coletoras com depressão, como também as localizadas em pontos intermediários das sarjetas podem ser encontrados em: Drenagem Urbana, Manual de Projeto da Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental – CETESB; Engenharia de Drenagem Superficial de Paulo Sampaio Wilken; Manual de Hidráulica de José M. de Azevedo Netto; MICRODRENAGEM - Um Estudo Inicial de Carlos Fernandes; entre outras publicações.

5.2.1.2. DIMENSIONAMENTO DE BOCA DE LOBO SIMPLES

As bocas de lobo podem funcionar sob duas condições de escoamento: escoamento com superfície livre funciona como vertedor e afogado no qual a boca de lobo trabalha como orifício.

Para a determinação da capacidade de esgotamento da boca-de-lobo simples em pontos baixos das sarjetas, pode ser utilizada a Figura 7, sendo utilizado tanto para o escoamento como superfície livre quanto para o escoamento afogado. O nomograma da Figura 7 foi construído sobre as seguintes hipóteses:

Para alturas d'água até a altura da abertura (y /h ≤ 1)

Para essa situação (I) a boca-de-lobo funciona como vertedor, sendo a relação entre a vazão e a abertura é dada pela fórmula:

$$\frac{Q}{L} = 1{,}703 \cdot y^{3/2}$$

Onde:

h = altura da abertura no meio-fio, em m;

L = comprimento da abertura, em m;

y = altura da água na entrada, em m;

Q = vazão máxima esgotada pela boca-de-lobo, em m³/s

Para alturas d'água iguais ou maiores que duas vezes a altura da abertura (y /h ≥ 2)

Supõe-se, para esse caso que a boca-de-lobo funciona como orifício, sendo a vazão dada pela fórmula derivada dos orifícios:

$$\frac{Q}{L} = 3{,}101 \cdot h^{3/2} \cdot \left(\frac{y'}{h}\right)^{1/2}$$

Sendo que:

y' é a carga no meio da abertura do meio-fio, ou seja: $y' = y - h/2$

Para alturas d'água entre uma e duas vezes a altura da abertura no meio-fio

O funcionamento da boca-de-lobo é indefinido, adotando-se uma transição no nomograma.

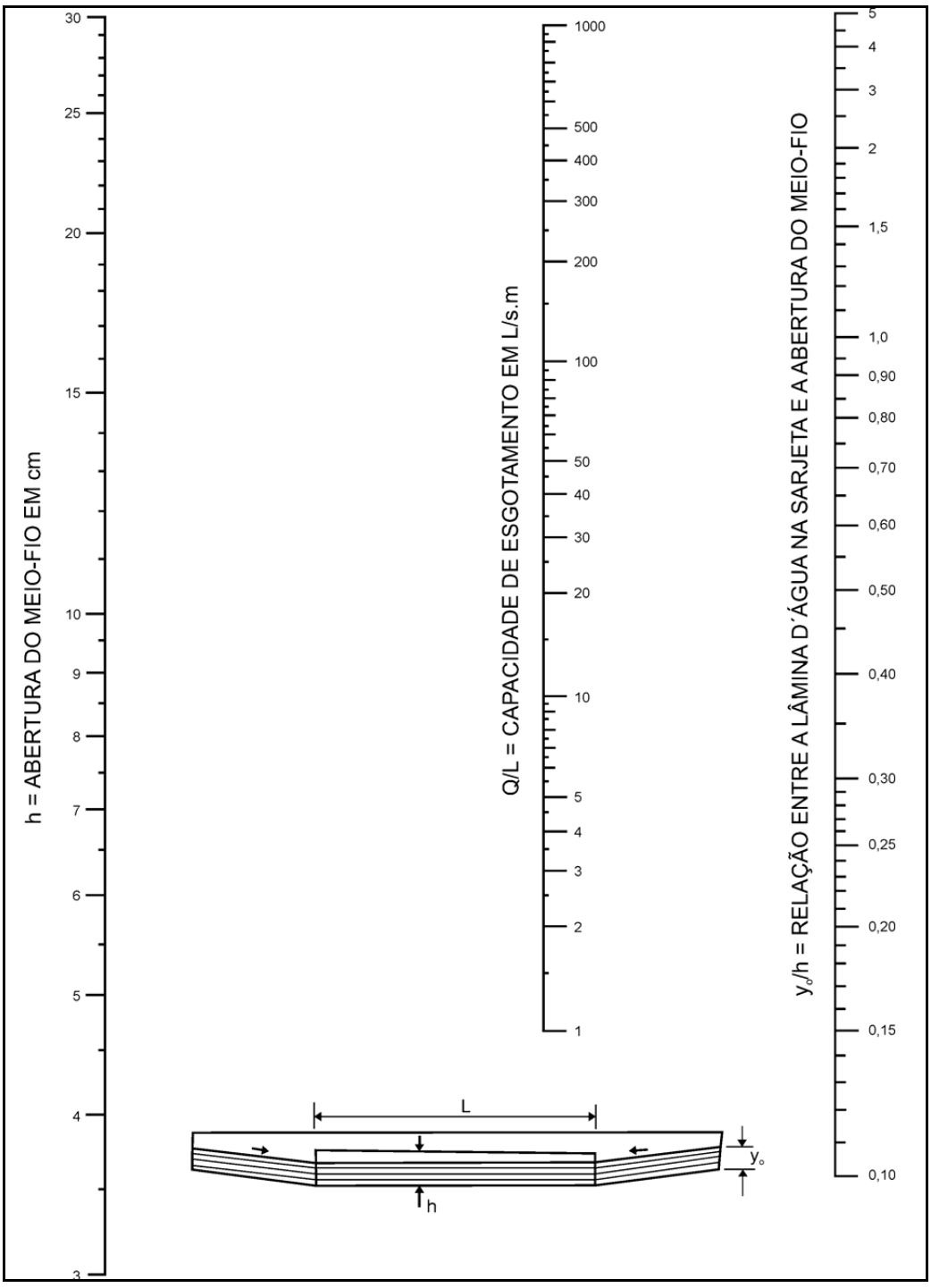


Figura 7 - Capacidade de esgotamento das bocas-de-lobo simples em pontos baixos das sarjetas. Fonte: DNIT (2006)

5.2.1.3.

5.2.1.4. DIMENSIONAMENTO DE BOCA DE LOBO COM GRELHAS

De acordo com CETESB (1986), o dimensionamento de bocas coletoras do tipo grelhas é realizado considerando-se sempre que essas estejam limpas, isentas de quaisquer obstruções e que operam com a máxima eficiência. Como nem sempre essas condições são atendidas, é usual a adoção de coeficientes de redução da capacidade teórica da vazão apresentados no quadro do item 5.2.1.6.

As grelhas funcionam como vertedor de soleira livre para profundidade de lamina d´água de até 12 cm e passa a funcionar como orifício somente com lamina superior a 42 cm, de acordo com United States Army Corps of Engineers, para lâmina intermediarias o funcionamento é indefinido.

As grelhas são dimensionadas considerando essas duas condições citadas acima:

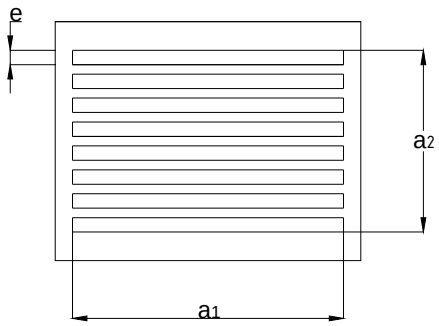
Para y < 0,12 m

$$\frac{Q}{p} = 1{,}655 \cdot y^{1,5}$$

Para y > 0,42 m

$$\frac{Q}{A_u} = 2{,}91 \cdot y^{0,5}$$

O perímetro "p" da abertura das grelhas é calculado sem levar em consideração as barras internas e descontando-se os lados por onde a água não entra (lada junto a face da guia). A área útil (Au) deve se excluir da área total as áreas das barras.



$P = 2 . (a_1+a_2)$
$A = n . (a_1 .e)$
n = n° de espaçamentos

Figura 8 – Boca de lobo com grelha

5.2.1.5. DIMENSIONAMENTO DE BOCA DE LOBO COMBINADAS

A capacidade teórica de esgotamento das bocas de lobo combinadas pode ser determinada pela somatória de vazões escoadas pela grelha e pela abertura na guia, consideradas isoladamente.

5.2.1.6. EFICIÊNCIA DAS BOCAS COLETORAS

A capacidade de esgotamento real das bocas de lobo é menor que a teórica devido a vários fatores, tais como: obstrução por lixo e entulho, irregularidades nos pavimentos das ruas junto as sarjetas, entre outros. Para que essas situações possam ser consideradas no Quadro 9 são propostos alguns coeficientes de redução.

Os loteamentos novos deverão utilizar os dispositivos padronizados pela Prefeitura Municipal de Santo Antonio da Alegria; condomínios fechados poderão apresentar outros dispositivos que serão aprovados ou não a critério da equipe técnica da Prefeitura.

Quadro 9 – Fator de redução de escoamento para bocas-de-lobo

Localização nas sarjetas	Tipo de boca-de-lobo	% permitida sobre o valor teórico
Ponto baixo	Simples	80
	Combinada	65
	Com grelha	50

Ponto intermediário	Simples	80
	Grelha longitudinal	60
	Grelha transversal, ou longitudinal com barras transversais	50
	Combinada	110% dos valores indicados para a grelha correspondente

Fonte: DAEE/CETESB (1986)

O posicionamento das bocas coletoras deve seguir as seguintes recomendações:

Devem ser locadas em ambos os lados da rua quando a saturação da sarjeta assim o exigir ou a montante do ponto onde forem ultrapassadas as suas capacidades de engolimento;

Serão locadas nos pontos baixos das quadras;

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

Indica-se que a instalação de bocas-de-lobo seja feita em pontos pouco a montante de cada faixa de cruzamento usada pelos pedestres, junto às esquinas;

Não é aconselhável a sua localização junto ao vértice do ângulo de interseção das sarjetas de duas ruas convergentes pelos seguintes motivos:

Os pedestres, para cruzarem uma rua, necessitarão saltar a torrente num trecho de máxima vazão superficial;

As torrentes convergentes pelas diferentes sarjetas terão como resultante um escoamento de velocidade contrária ao da afluência para o interior da boca-de-lobo.

5.3. GALERIAS

O dimensionamento das galerias se processa, usualmente, por meio da equação de Manning. O equacionamento para seções circulares pode ser

encontrado em PORTO (1998), NETTO, et al (1998) entre outras bibliografias consagradas.

O roteiro de cálculo deve atentar para as recomendações e restrições apresentadas a seguir.

5.3.1.1. RECOMENDAÇÕES E RESTRIÇÕES DE PROJETO

5.3.1.2. DIÂMETRO MÍNIMO

O diâmetro mínimo das galerias em concreto deve ser de 0,6 metros, admitindo-se 0,40 m para os ramais entre as bocas de lobo e as galerias.

5.3.1.3. LÂMINA MÁXIMA

De acordo com Porto (1998) a situação em que as galerias escoam sua vazão máxima é quando o escoamento apresenta lâmina d´água é igual a 95% do diâmetro e não em seção plena, portanto essas devem ser projetadas de forma que a altura máxima d´água não ultrapasse 95% de seu diâmetro.

5.3.1.4. LIMITES DE VELOCIDADE

O limite de velocidade em galerias é 4,0 m/s.

5.3.1.5. COEFICIENTE DE RUGOSIDADE

Para tubulações em concreto o coeficiente de rugosidade de Manning pode ser adotado igual a 0,017 para condições regulares, segundo Porto (1998).

5.3.1.6. PROFUNDIDADE DA TUBULAÇÃO

Para o emprego de tubulações sem estrutura especial, o cobrimento mínimo será de 1 metro sob o leito carroçável. Quando, por imposição da topografia, este limite não puder ser atendido, haverá necessidade do emprego de tubulações especialmente dimensionadas do ponto de vista estrutural.

No caso de as tubulações não estarem localizadas sob o leito carroçável, admite-se um recobrimento de 0,80 m. O recobrimento máximo permitido será de 3,5 m.

5.4. POÇOS DE VISITA

Os poços-de-visita são dispositivos que têm a finalidade de permitir mudanças das dimensões das galerias ou de sua declividade e direção, como também permitir a limpeza nas galerias e a verificação de seu funcionamento e eficiência. São localizados também quando, para um mesmo local, concorrem mais de um coletor.

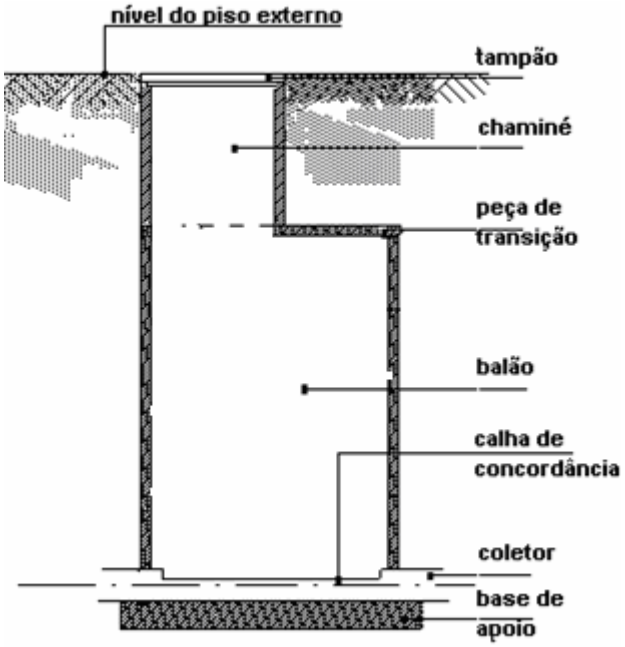


Figura 9 – Exemplo de Poço de visita tradicional

Fonte: FERNANDES (2002)

Seu posicionamento deve ser realizado após o dimensionamento e localização das bocas-de-lobo e sarjetas, visando atender toda vazão escoada por meio destes. Empregam-se os poços de visitas em:

Cabeceiras das redes;

Mudanças de direção da rede;

Alterações de diâmetro;

Alterações de posição e/ou direção da geratriz do interior da tubulação;

Desníveis nas calhas;

Mudanças de material;

Encontro de redes;

Demais recomendações:

A distância máxima entre dois PVs será de 100m.

Nos loteamentos novos a Prefeitura Municipal de Santo Antonio Da Alegria poderá exigir a utilização de PV padronizado pela Prefeitura Municipal de Santo Antonio Da Alegria; condomínios fechados poderão apresentar outros dispositivos que serão aprovados ou não a critério da equipe técnica da Prefeitura.

5.4.1.1. RECOMENDAÇÕES E RESTRIÇÕES DE PROJETO

Quando se verificar o aumento do diâmetro de um trecho para outro, no poço de visita correspondente, a geratriz inferior da tubulação de jusante deve ser rebaixada de uma altura igual à diferença entre os diâmetros dos dois tubos.

No caso de trechos de coletores chegarem ao PV acima do nível do fundo são necessários cuidados especiais na sua confecção a fim de que haja operacionalidade do poço sem constrangimento do operário encarregado de trabalhar no interior do balão. Para desníveis abaixo de 0,50 m não se fazem obrigatórias medidas de precaução, considerando a quantidade mínima de respingos e a inexistência de erosão, provocados pela queda do líquido sobre a calha coletora.

Para desníveis a partir de 0,50m serão obrigatoriamente instalados os chamados "poços de queda", para atenuar o desnível antes da chegada do coletor ao PV.

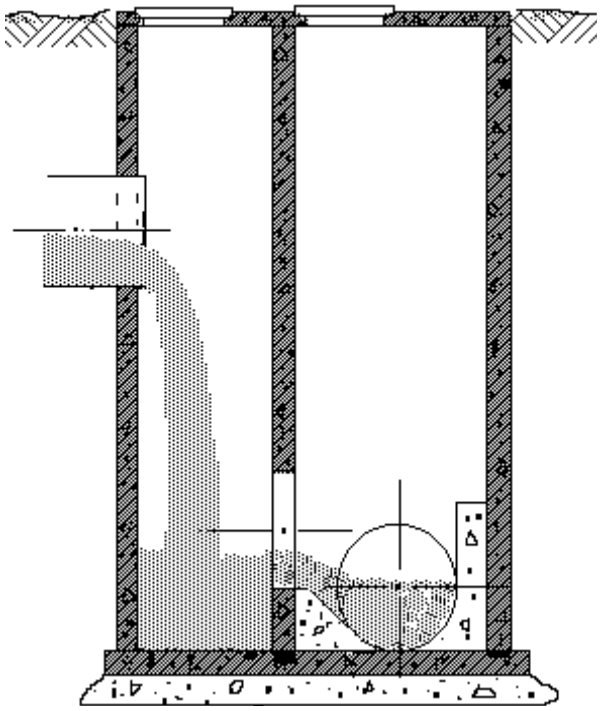


Figura 10 – Poço de visita com poço de queda

Fonte: FERNANDES (2002)

Cabe salientar que os poços de visita só devem ser executados apenas quando a rede a montante e a jusante já estiverem assentados, para evitar alterações na sua profundidade em função da ocorrência de mudanças de cotas de assentamento de um deles por interferência na rede ou por outros fatores.

5.5. BACIAS DE RETENÇÃO E DETENÇÃO

Os novos empreendimentos imobiliários a serem aprovados no município devem prever dispositivos que compensem o aumento do escoamento superficial devido à impermeabilização das superfícies. Na maioria dos casos trata-se de dimensionar bacias de detenção ou retenção. Deverão seguir as seguintes diretrizes:

A vazão efluente desse sistema deverá manter a condição de vazão pré–existente na área desenvolvida;

As vazões deverão incluir toda a bacia drenada, incluindo as áreas fora do empreendimento a ser licenciado;

Deverão ser levadas em conta as limitações existentes a jusante da bacia estudada;

O dispositivo deverá posicionar-se nas áreas mais baixas do empreendimento de maneira a garantir uma maior eficiência;

Deverá prever cerca de alambrado com 1,80 m de altura no seu entorno e portão de acesso;

Deverá ser prevista a manutenção periódica para a remoção de detritos ou sedimentos a fim de garantir o volume de espera;

Deverá prever um dispositivo de descarga de fundo para esgotar o volume de projeto;

Deverá ser apresentado para aprovação da Prefeitura Municipal de Santo Antonio Da Alegria, um Projeto Completo do sistema, incluindo Memória de Cálculo, desenhos com a implantação do sistema, inclusive redes afluentes e efluentes, cortes do reservatório e detalhes em corte e planta dos dispositivos a serem construídos em escala compatível;

Deverá ser previsto um extravasor com condições de garantir o escoamento no caso de ocorrer um entupimento do descarregado de fundo;

Para o dimensionamento, poderão ser aceitas as metodologias consagradas disponíveis na bibliografia especializada e a utilização de "softers" com o desenvolvimento da passagem do escoamento pelo sistema;

Em loteamentos a Prefeitura Municipal deverá responsabilizar-se pela manutenção desses equipamentos; em condomínios fechados essa responsabilidade caberá ao empreendedor e, na sucessão, ao próprio condomínio;

A Prefeitura se reserva o direito de escolher a chuva de projeto que será utilizada para o sistema proposto.

A apresentação do projeto deve ser em três vias impressas de igual teor e cópia digital dos textos e desenhos, ambos disponíveis para edição, contendo:

Memorial descritiva e Justificativa das soluções adotadas

Plantas cadastrais da área:

Plantas em escala 1:2000 da área, contendo:

Limite das bacias de contribuição;

Divisão em zonas de diferentes impermeabilidades;

Indicação do escoamento superficial por meio de setas em cada trecho e cruzamentos de vias;

Indicação dos tipos de sarjetões em cada cruzamento de vias;

Cotas em todos os cruzamentos e mudanças de direções das vias

Plantas do projeto:

Plantas em escala 1:1. 000 da área em estudo, contendo:

Limite das bacias de contribuição;

Traçado da rede de galerias, com poços de visita, boca de lobo e caixas de ligação;

Indicação em cada trecho de galeria do seu comprimento, diâmetro, declividade e profundidades a montante e a jusante;

Cotas do tampão e do fundo dos poços de visita;

Corte transversal do perfil das vias;

Cortes longitudinais das vias e das redes de galerias

Nível d´água máxima do corpo receptor;

Plantas e cortes detalhando as bocas-de-lobo, poços de visita, caixas de ligação, reservatório de detenção, elementos de lançamento no corpo receptor e demais acessórios do sistema de drenagem.

Tabelas

Devem ser apresentadas tabelas relativas aos cálculos do dimensionamento hidráulico das sarjetas e galerias.

Observação: Todos os elementos gráficos do projeto devem basear-se em levantamentos georeferenciados à base topográfica oficial do município

7. CRITÉRIOS PARA A AVALIAÇÃO E CONTROLE DOS IMPACTOS DO DESENVOLVIMENTO URBANO SOBRE O SISTEMA DE DRENAGEM

O crescimento e adensamento urbano de uma cidade exigem que a capacidade dos condutos seja ampliada. Como essa adaptação usualmente não ocorre, a rede drenagem secundária fica sobrecarregada pelo aumento da vazão, fazendo com que ocorram impactos maiores na macrodrenagem. A isso, soma-se uma coleta de lixo ineficiente e o comportamento indisciplinado dos cidadãos, que acaba por entupir os bueiros e galerias e deteriorar ainda mais a capacidade de escoamento nos condutos além e piorar significativamente a qualidade da água. Estes problemas são intensificados com a ocupação indisciplinada das várzeas, que também produz maiores picos, aumentando os custos gerais de utilidade pública e causando maiores prejuízos.

Portanto, a urbanização pode causar impactos sobre a quantidade de água (enchentes), quantidade de sedimentos, associado a resíduos sólidos a e qualidade da água, que pode atingir a carga orgânica semelhante a um esgoto doméstico. Os principais impactos são:

- Aumento do escoamento superficial;
- Redução da evapotranspiração, do escoamento subterrâneo e do lençol freático;
- Aumento da produção de resíduos sólidos;
- Deterioração da qualidade das águas superficiais, principalmente devido à poluição difusa.

Quanto aos impactos sobre a quantidade de água, a intensa impermeabilização do solo aumenta substancialmente o volume a ser escoado por canais e condutos, ou seja, pela superfície. A capacidade de escoamento desses é superior ao escoamento nas superfícies naturais, diminuindo o tempo para o escoamento chegar à seção, provocando assim maiores vazões que as naturais. Esse aumento nas vazões pode chegar a até 7 vezes.

O controle dos impactos da urbanização pode ser traduzido como controle das enchentes urbanas, já que esse problema é a sua principal conseqüência. Esse controle deve ser mantido permanentemente não só por meio de manutenção e limpeza dos elementos desse sistema, mas também com a conscientização da população, vindo essa a participar de forma continua.

Ressaltamos que as soluções para os problemas de enchentes das cidades são decorrentes do seu projeto e gerenciamento urbanístico. Não se tratam, portanto de problemas hidráulicos. Hidráulicamente, é sempre possível lidar com esses fenômenos, retendo águas à montante ou liberando a sua livre passagem para jusante. No entanto, para que as soluções hidráulicas sejam economicamente viáveis, é necessário que os gerentes das cidades estabeleçam limites para a geração das águas adicionais relativas à urbanização.

De acordo com TUCCI, et al (1995) o controle das enchentes deve seguir, dentre outros, os princípios abaixo listados:

O controle de enchentes deve contemplar a bacia onde a urbanização se desenvolve e as medidas não devem reduzir o impacto de uma área em detrimento de outra. Caso isso ocorra, deve-se implantar uma medida mitigatória.

A ação pública deve ser realizada preventivamente, indicando sempre as áreas passíveis de desenvolvimento e as densidades máximas que as áreas já loteadas devem assumir.

A urbanização deve ocorrer de forma a não aumentar a cheia natural pelos que ocupam a bacia, ou seja, o volume que será escoado superficialmente devido à impermeabilização do solo deve ser reservada pelo seu usuário.

Visando a diminuição dos impactos sócio-econômicos a legislação de ocupação do solo das áreas de risco deve ser seguida e o seu cumprimento deve ser potencialmente fiscalizado.

7.1. MEDIDAS DE CONTROLE DO ESCOAMENTO

As medidas de controle são organizadas conforme sua área de abrangência:

- Controles distribuídos ou na fonte, que atua sobre um lote, praças e passeios;
- Na microdrenagem: age sobre o hidrograma de um ou mais loteamentos;
- Na macrodrenagem: o controle é sobre os principais cursos d' água do local em estudo;

A classificação também pode ser realizada conforme sua ação sobre o hidrograma:

- Infiltração e percolação: o escoamento superficial retardado devido a utilização do armazenamento natural do solo, essas medidas normalmente criam locais onde a água tem maior infiltração e percolação no solo;
- Armazenamento: reter parte do volume do escoamento superficial, reduzindo o seu pico e distribuindo a vazão no tempo, implantação de reservatórios que podem ser para uso residencial ou mesmo de porte de macrodrenagem.
- Aumento da eficiência do escoamento: drenagem de áreas inundadas.
- Diques e estações de bombeamento: controle localizado de enchentes, utilizado em locais que não possuem espaço para amortecimento da inundação.

A seguir estão apresentadas as principais medidas de controle de impacto sobre o escoamento, maiores informações, assim como as equações para dimensionamento dessas medidas podem ser encontradas em bibliografias consagradas, tais como:

CANHOLI, A. P. Drenagem urbana e controle de enchentes. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

BAPTISTA, M. Nascimento, N. Barraud, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana, Porto Alegre, ABRH, 2005.

TUCCI, C.E.M., Porto, R.L.L., Barros, M.T. Drenagem Urbana, Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995

7.1.1.1. CONTROLE LOCAL

Essas medidas de controle, também conhecidas como controle na fonte, se constituem principalmente na implantação de áreas de infiltração e percolação e reservatórios de armazenamento, conforme citado anteriormente.

Suas principais características desse controle local, conforme TUCCI, et al (1995), são:

- Aumento da eficiência do sistema de drenagem de jusante dos locais controlados;
- Aumento da capacidade de controle de enchentes dos sistemas;
- Dificuldade de controlar, projetar e fazer manutenção de um grande número de sistemas;
- Os custos de operação e manutenção podem ser altos;

7.1.1.2. PLANOS DE INFILTRAÇÃO

Planos de infiltração são dispositivos de infiltração e percolação, geralmente áreas gramadas laterais que recebem a precipitação de uma área impermeável.

Assim como as valas e valetas de infiltração, os planos são constituídos por simples depressões escavadas no solo com objetivo de recolher águas pluviais e efetuar armazenamento temporário, podendo favorecer a infiltração.

Estas estruturas podem ser implantadas ao longo do sistema viário, jardins, terrenos esportivos e em áreas verdes em geral.

O projeto destas estruturas é simples, e elas podem receber cobertura vegetal, bem como canaletas de fundo para facilitar o escoamento final dos volumes. As vantagens apontadas por Baptista et al. (2005) foram:

- Baixo custo de construção e manutenção;
- Beneficio financeiro pela redução das dimensões da rede;
- Ganhos paisagísticos e benefícios ambientais (melhoria da qualidade da água)
- Exercem a função de pré-tratamento (remoção de poluentes por sedimentação, filtração e adsorção);
- Possibilidade de uso de materiais locais;
- Fácil manutenção.

O autor apresenta ainda algumas restrições à implantação de Planos de Infiltração, quais sejam:

- Exigência de espaço específico;
- Manutenção periódica;
- Eficiência restrita devido a altas declividades (deposição de sedimentos, perda do volume de detenção – compartimentação e erosão);
- Possibilidade de estagnação das águas (risco sanitário);
- Poluição do lençol.
- A viabilidade da implantação de uma estrutura de infiltração depende da análise dos seguintes parâmetros (Baptista et al, 2005):
- Infiltração superior a 10-7 m/s e não deve ser o único meio de evacuação;
- Lençol a mais de 1 metro;
- Águas pouco poluídas e com pouco fino;
- Solo suporte deve ser propicio a presença de água;

- O sítio não deve ser área de infiltração regulamentada.

E finalmente o autor cita algumas condicionantes de projeto:

- Tipo de vegetação: adaptadas a curtos períodos de inundação periódica, árvores perenifólias, principalmente quando houver orifícios de regulação de vazão.
- Topografia: terrenos planos ou com declividade reduzida – divisórias para evitar estagnação;
- Infra-estrutura e superestruturas: Vala de infiltração contígua – afastar ou posicionar em nível inferior ao leito da via, implantação de cortina ou parede impermeável entre a vala e o pavimento.
- Informações de caráter hidrológico e geotécnico idem trincheiras.

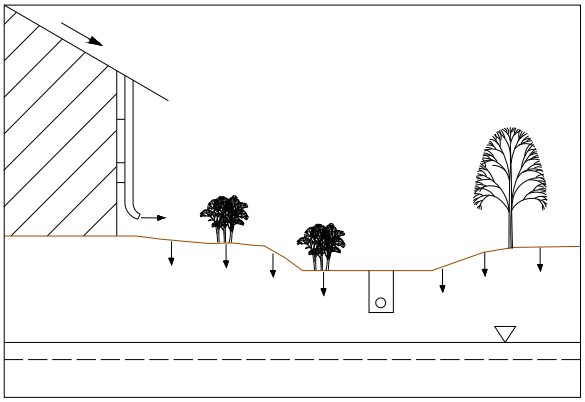


Figura 11 – Disposição do plano de infiltração no lote

Fonte: Adaptado de Urbonas e Stahre (1993)

Tais dispositivos são dimensionados com o método racional, acrescendo sempre 25% para considerar a precipitação antecedente.

Essa solução não é aconselhável quando o lençol freático do período chuvoso ou a camada impermeável são menores que 1,2 m.

7.1.1.3. VALOS DE INFILTRAÇÃO

São dispositivos de drenagem lateral, usualmente dispostos paralelamente as vias públicas, como ruas, estradas, estacionamentos.

O objetivo dessa solução é criar condições para infiltração ao longo de seu comprimento, como a infiltração é um processo lento, seu volume deve ser suficiente para não haver transbordamento.

A Figura 13 detalhes construtivos do valo com dispositivo de percolação, conforme Urbonas e Stahre (1993).

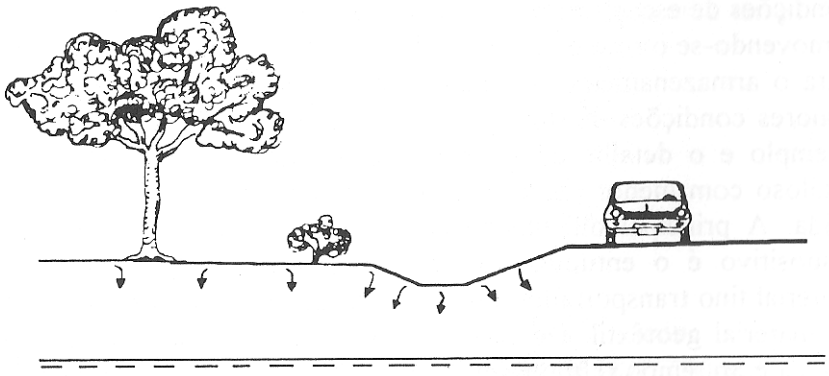


Figura 12 – Vista geral do valo de infiltração

Fonte: Urbonas e Stahre, 1993

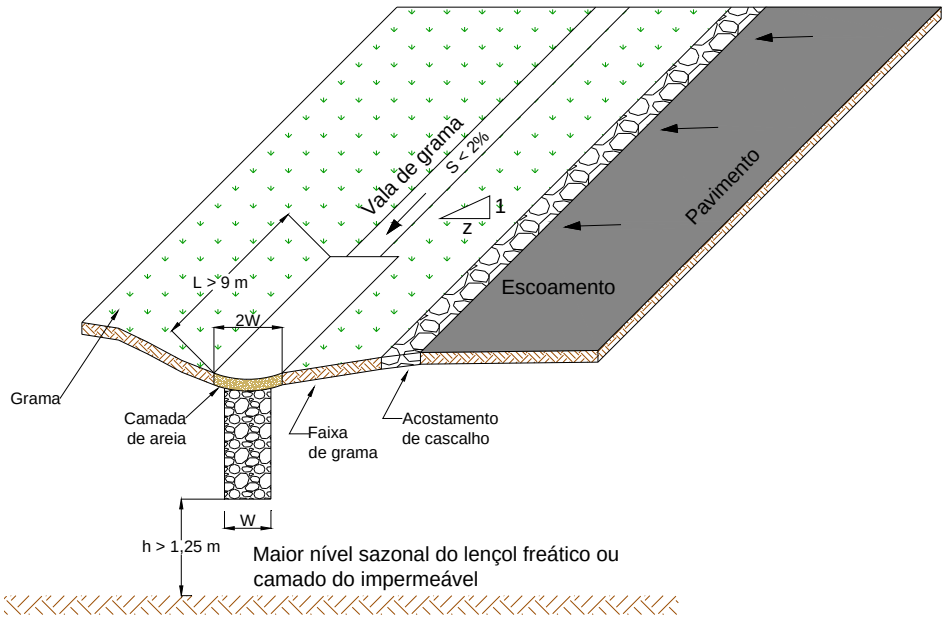


Figura 13 – Valos de infiltração

Fonte: Adaptado de Urbonas e Stahre, 1993

7.1.1.4. BACIAS DE PERCOLAÇÃO

Dispositivos localizados dentro de lotes, que tem como finalidade aumentar a recarga e reduzir o escoamento superficial, essas bacias são construídas para receber a águas do telhado. O armazenamento é feita na camada superior do solo e é função da porosidade e da percolação.

São construídas retirando-se o solo e preenchendo-se com cascalho para criar espaço para o armazenamento. Sua principal desvantagem perante as outras técnicas é o fácil preenchimento dos espaços entre os elementos por material fino, sendo assim recomendável a implantação de filtro.

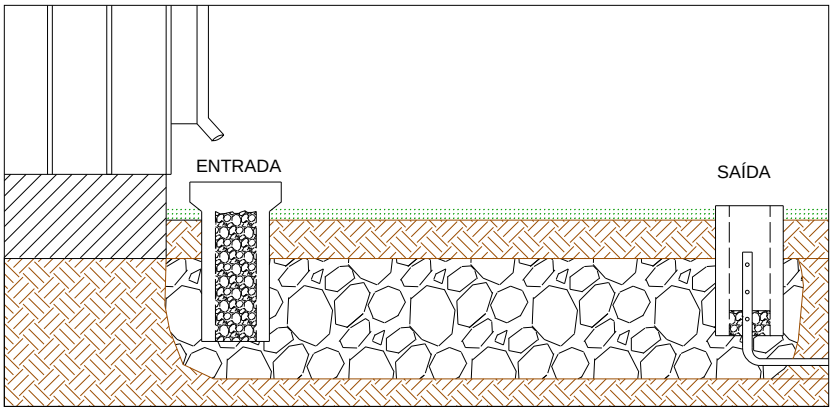


Figura 14 – Exemplo de bacia de percolação

Fonte: Adaptado de Holmstrand (1984)

7.1.1.5. PAVIMENTOS PERMEÁVEIS

O Pavimento Permeável é uma estrutura de armazenamento da água pluvial tendo como função complementar o suporte de tráfego de veículos. O funcionamento hidráulico dos pavimentos permeáveis, de acordo com Azzout et al (1994) apud Aciole (2005) são:

Entrada imediata da água da chuva no corpo do pavimento, que pode ser distribuída (pavimento poroso) ou localizada (drenos laterais ou bocas-de-lobo);

Armazenamento temporário da água nos vazios da camada de brita;

Evacuação por infiltração no solo, ou liberação lenta para rede de drenagem.

As vantagens listadas por Ciria (1996) apud Aciole (2005) do uso de pavimentos permeáveis são:

Redução do volume destinado à rede de drenagem (redução de custos na ampliação ou implantação das redes);

Dispositivo que pode ser utilizado em locais onde não há rede disponível;

Redução dos impactos da urbanização;

Possibilita aumento na recarga do aqüífero;

Construção simples e rápida;

Custos podem ser menores ao longo do tempo que os sistemas convencionais.

Segundo EPA – Agência de Proteção Ambiental Americana, o pavimento permeável permite ainda a redução de derrapagens e ruídos, e constitui-se em um dispositivo totalmente integrado ao meio, não necessitando de área específica para sua construção.

Os limitantes no uso desta medida são características como, acúmulo de sedimentos na superfície devido à erosão, águas poluídas que podem acarretar em prejuízos à qualidade das águas subterrâneas, a manutenção inadequada pode ocasionar perda do potencial de porosidade do pavimento, risco de colmatação etc. Os tipos de materiais disponíveis para aplicação desta técnica são:

Asfalto Poroso;

Concreto Poroso; ou

Blocos de concreto vazados.

Quadro 10 - Informações sobre a estrutura

Camada	Especificações
Revestimento Poroso	Concreto Poroso Asfalto Poroso

	Blocos Vazados
Filtro de agregado (areia)	Diâmetro entre 2 a 4,8 mm Espessura de aproximadamente 4,0
Reservatório de pedras com agregados graúdos (brita)	Diâmetro entre 25 a 76 mm Espessura – depende do volume á armazenar e da porosidade do material
Geotêxtil	Fundo, laterais e interfaces

Fonte: Prince George's County

As figuras abaixo apresentam seções transversais de alguns pavimentos permeáveis.

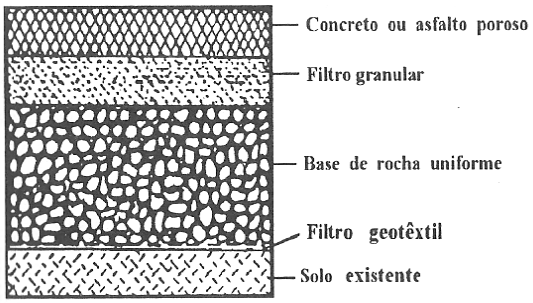


Figura 15 – Pavimento poroso (Urbonas e Stahre, 1993)

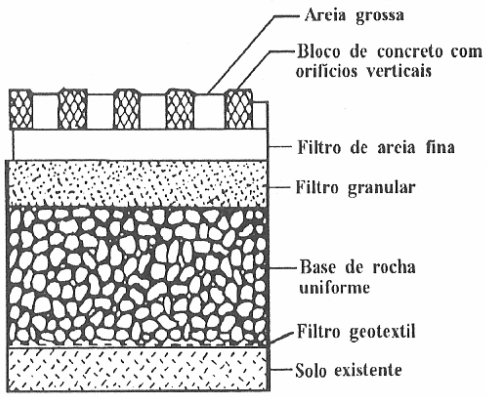


Figura 16 – Pavimento celular poroso (Urbonas e Stahre, 1993)

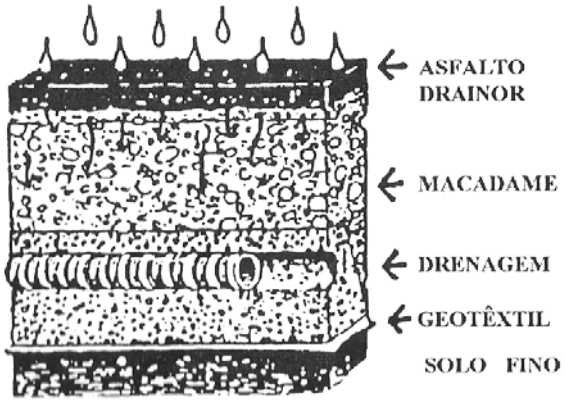


Figura 17 – Pavimento permeável (Hogland e Niemczynowicz, 1986)

7.1.1.6. CONTROLE DE ENTRADA

Trata-se de dispositivos que tem por objetivo restringir a entrada do volume excedente no sistema de drenagem, sendo compostos por controles nos telhados ou em áreas impermeabilizadas. O sistema de controle nos telhados, conhecidos como "telhados verdes", conforme relata Canholi (2005) pode ser obtido por meio de calhas e condutores capazes de armazenar o volume por meio de válvulas especiais, ou ainda conter em sua cobertura material com capacidade de armazenamento, devendo para tanto prever-se a sobrecarga na estrutura do telhado. A água retida neste sistema pode ser reaproveitada, seguindo para tanto os padrões previstos na literatura técnica, em normas especificas e demais instrumentos legais existentes.

Conforme Tomaz (2008), os elementos comuns de um telhado verde são:

- Camada impermeável;
- Sistema de drenagem eficiente;
- Elementos para permitir a vegetação devem ter baixa densidade, boa retenção da água;
- Escolha adequada da vegetação para atender os tempos quentes e frios;
- As espécies de plantas devem ser: vigorosas, tolerantes ao solo

seco; gostam do sol e toleram um solo pobre;

- Muitas plantas foram testadas, como Carex Festuca, Stipa e Achillea;
- A camada de solo varia de 150 mm a 300 mm.

O armazenamento em áreas impermeabilizadas, como: estacionamentos, centros de compras, pátios de manobras, subestações, cemitérios, praças públicas e centros esportivos, têm por objetivo retardar o acesso das águas à rede de drenagem.

Figura 18 - Telhado verde do Carrefour em Viena, Áustria

Fonte: Dra. Cristina Bráulio, 2006, presidente da ABRASIP-Minas Gerais

7.1.1.7. CONTROLE DE JUSANTE

Todas as medidas de controle citadas anteriormente consistem em drenar a área por meio de condutos para outra área a jusante. Essa solução acaba transferindo o aumento de escoamento superficial, causando então inundações nos troncos principais dos sistemas de microdrenagem macrodrenagem, já que o tempo do escoamento é menor que em condições naturais.

Para que o volume do escoamento gerado pela urbanização de uma determinada área em estudo não seja transferido para jusante, pode-se utilizar o amortecimento desse volume gerado, por meio de dispositivos como, pequenos reservatórios, abertos ou enterrados.

"A vazão máxima da área, com o desenvolvimento urbano, deve ser menor ou igual à vazão máxima das condições preexistentes para o tempo de retorno escolhido", Tucci (1995).

No caso desses dispositivos deve - se ressaltar algumas vantagens desta alternativa, como, por exemplo:

- Maior controle sobre a manutenção/operação do dispositivo, dado o volume maior de armazenamento pode-se concentrar em um único dispositivo ou ao menos em um número menor de estruturas o controle das cheias de uma determinada área de drenagem;
- Menor custo para implantação do sistema, e igualmente para sua manutenção/operação;
- Maior controle sobre a eficiência, reduzindo a possibilidade de ocorrência do timing, ou seja, da simultaneidade dos picos de vazão entre sub-bacias, que resultariam em um excedente superior ao observado na situação natural.

As desvantagens são:

- Dificuldade de achar locais adequados;
- Custos de aquisição da área;
- Reservatórios maiores têm oposição por parte da população.

7.1.1.8. RESERVATÓRIO DE RETENÇÃO

São obras que permitem o armazenamento de águas de escoamento superficial com o objetivo de dar uma destinação destas águas retidas para fins recreativos, estéticos, abastecimento, ou outros propósitos. A água de

escoamento superficial é temporariamente armazenada acima do nível normal de retenção, durante e imediatamente após um evento de precipitação. Constituem exemplos de dispositivos de retenção, reservatórios e pequenos lagos em áreas públicas, comerciais ou residenciais.

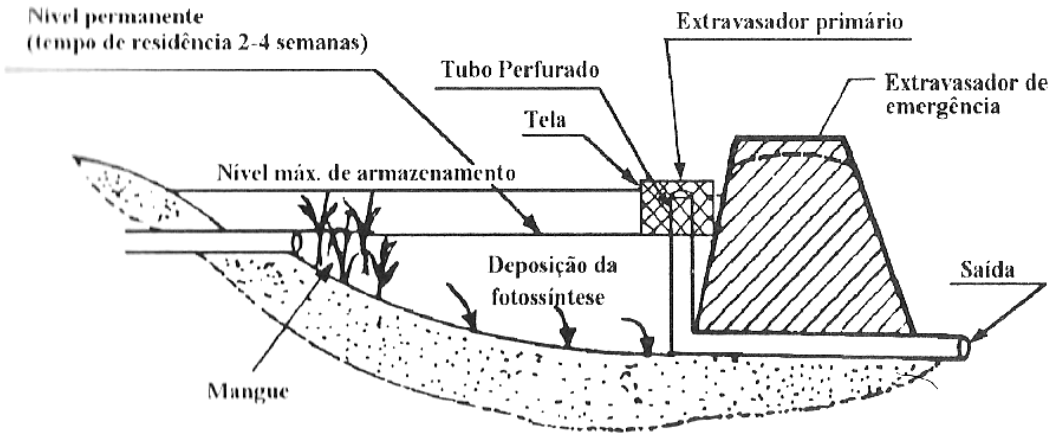


Figura 19 - Reservatório de retenção

7.1.1.9. BACIAS DE DETENÇÃO

As bacias de detenção, por sua vez, são estruturas de acumulação temporária ou de infiltração de água utilizadas com os seguintes objetivos, amortecer cheias no controle de inundações, reduzir volumes de escoamento superficial e reduzir a poluição difusa no contexto urbano (Baptista, 2005). Entende-se por bacia de detenção ou infiltração estruturas de pequeno/médio porte podendo ser construídas cobertas ou abertas.

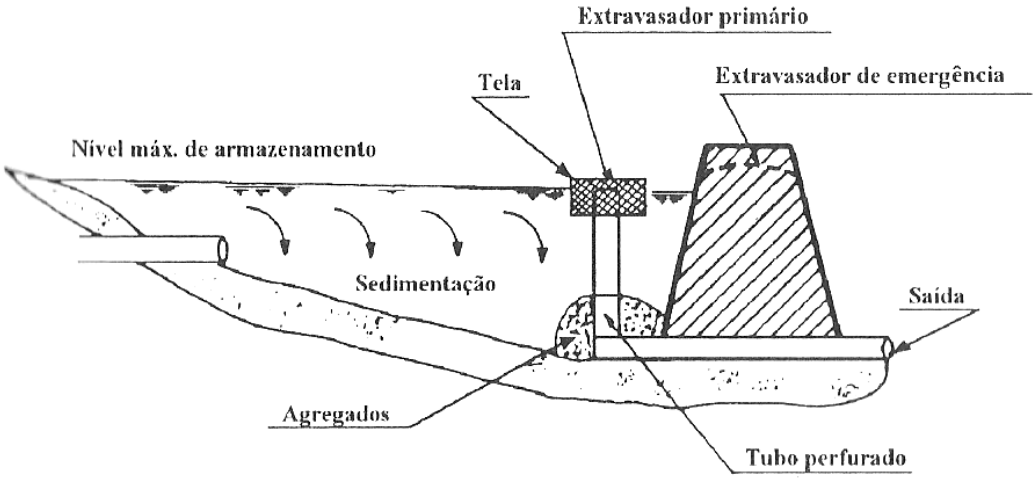


Figura 20 – Reservatório de detenção

A poluição gerada pelo escoamento superficial, também conhecida como poluição difusa, que provem de atividades que depositam poluentes na bacia de contribuição, essa deposição tem ligação direta com a urbanização e suas principais causas são a lavagem das ruas, que transportam materiais sólidos e as ligações clandestinas de esgoto.

O avanço da impermeabilização do solo além de contribuir para o aumento da poluição difusa, principal causa da degradação da qualidade das águas pluviais é fator importante na diminuição da recarga subterrânea, já reduzida pelo aumento do volume das águas servidas (conseqüência do aumento da densidade populacional), restringindo as vazões básicas a níveis que podem chegar a comprometer ainda mais a qualidade da água pluvial nos cursos receptores.

A origem da poluição difusa é bastante diversificada, contribuindo para ela, a abrasão e o desgaste das ruas pelos veículos, o lixo acumulado nas ruas e calçadas, os resíduos orgânicos de animais, os resíduos das construções, de combustíveis, etc.

A avaliação dos impactos dessas cargas se concentra na avaliação de lançamento da drenagem urbana sobre um corpo receptor, medindo as concentrações de poluentes ao final de cada evento chuvoso.

As concentrações variam ao longo do evento hidrológico, podendo formar um "polutograma", possuindo a mesma forma genérica do seu hidrograma correspondente.

Aos primeiros instantes do evento, há uma remoção inicial do material acumulado no período entre chuvas, chamado carga de lavagem. Essa carga esta comumente deposita sobre o solo e no interior de canalizações.

No Capítulo 9, Tucci et all (1995), Monica Porto indica que o fato de a carga de lavagem ocorrer ou não, está relacionado com as perdas iniciais do

escoamento superficial, perdas tais que dependem da rugosidade e estado de conservação do pavimento.

A carga de lavagem ocorre mais facilmente em bacias de pequeno porte do que em grandes bacias, pois áreas distantes podem produzir altas concentrações de poluentes nas suas descargas iniciais que se ao se misturarem aos valores já decrescentes de locais próximos a seção de medição não permitindo assim que a concentração de poluentes da bacia de um modo geral decresça rapidamente.

O controle dessa poluição é realizado visando reduzir as cargas poluidoras antes que essas atinjam o corpo receptor. O conjunto de medidas que promovem esse decréscimo são chamadas de "medidas ótimas para gerenciamento" de cargas difusas. Além de reduzir o potencial poluidor, essas medidas prevêem também a redução do volume total escoado, assim o controle de enchentes.

O controle pode ser realizado de duas maneiras: com medidas estruturais e medidas não estruturais.

8.1. MEDIDAS NÃO-ESTRUTURAIS DE CONTROLE DA POLUIÇÃO POR CARGAS DIFUSAS

Essas medidas têm por objetivo prevenir ou reduzir a concentração de cargas poluidoras nas águas da drenagem urbana.

Monica Porto em seu texto "Aspectos qualitativos do Escoamento Superficial em Áreas Urbanas", apresentado em Tucci et all (1995) cita os principais aspectos que essas medidas devem ter:

- Melhorar a qualidade do corpo receptor;
- Ser economicamente eficiente;
- Ser consistente com os objetivos do controle de qualidade da água do corpo receptor;
- Ser aplicável a toda a área da bacia;

- Ser aceitável pela população;
- Ser consistente com as medidas estruturais propostas ou implantadas.

A autora apresenta também as medidas não estruturais mais utilizadas, que estão descritas a seguir:

- Controle do uso do solo urbano;
- Regulamentação para áreas em construção, incluindo a obrigatoriedade da adoção das medidas de controle da produção de sedimentos, diminuindo a erosão local;
- Implantação de áreas verdes que reduzem as vazões e os volumes escoados superficialmente, assim como as cargas de sedimentos.
- Controle de ligações clandestinas de esgoto na rede de drenagem;
- Varrição de ruas, recolhimento do material grosseiro;
- Controle da coleta e disposição final do lixo;

Educação da população, conscientizando-a quanto às disposições finais dos lixos.

8.2. MEDIDAS ESTRUTURAIS DE CONTROLE DA POLUIÇÃO POR CARGAS DIFUSAS

As medidas estruturais são aquelas que visam reduzir o volume e/ou remover os poluentes do escoamento superficial das áreas urbanas. Sua escolha deve sempre atentar para o grau de urbanização da bacia de contribuição, ao tamanho da bacia, a permeabilidade do solo e a vulnerabilidade do lençol freático.

Monica Porto, Tucci et all (1995), indica também os principais objetivos da implantação de medidas estruturais para controle e redução da poluição difusa:

- Remoção eficiente dos poluentes;

- Minimizar os impactos do lançamento da drenagem urbana no curso d´água receptor;

Apresentar relação custo/benefício aceitável;

Os principais mecanismos que atuam nas medidas estruturais para remoção dos poluentes, são: sedimentação, filtração, infiltração e a remoção biológica (fósforo e nitrogênio).

As medidas estruturais comumente utilizadas são:

- Minimização da área diretamente conectada
- Faixas gramadas
- Valetas gramadas
- Bacias de detenção secas
- Bacias de detenção alagadas
- Alagadiços
- Pavimento poroso

O Quadro 11 apresenta eficiência quanto à remoção de poluentes das medidas citadas acima.

Quadro 11 – Eficiência das medidas estruturais

Alternativa de controle	Porcentagem de remoção				
	Sólidos em suspensão	Fósforo total	Nitrogênio total	Zinco	Bactéria
Minimização da área diretamente conectada	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
Faixa gramadas	10 - 20	0 - 10	0 - 10	0 - 10	n.d.
Valetas gramadas	20 – 40	0 -15	0 - 15	0 - 20	n.d.
Bacias de detenção secas	50 – 70	10 - 20	10 - 20	30 - 60	
Bacias de detenção alagadas	60 - 95	0 - 80	0 – 80	0 – 70	n.d.
Alagadiços	40	9 - 60	0 – 20	60	n.d.
Pavimento poroso	80 – 95	65	80 – 85	99	n.d.

Fonte: Tucci (1995) – retirado de Urban Drainage and Flood Control District, 1995

Cabe salientar que a combinação de medidas não-estruturais com estruturais pode elevar os índices de eficiência da remoção de poluentes.

AZEVEDO NETTO, J. M. Manual de Hidráulica. São Paulo, Editora Edgard Blucher Ltda., 8ª Edição, 1998, 669p

BAPTISTA, M. Nascimento, N. Barraud, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana, Porto Alegre, ABRH, 2005.

CANHOLI, A. P. Drenagem urbana e controle de enchentes. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

CETESB – Drenagem Urbana, Manual de Projeto, 3ª Edição, agosto de 1986, São Paulo, Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental - CETESB, 359p.

Secretaria de Estado de Energia, Recursos Hídricos Saneamento, Departamento de Águas e Energia Elétrica. Guia prático para projetos de pequenas obras hidráulicas. São Paulo, DAEE 2ª Edição, 2006.

DAEE – Departamento de Águas e Energia Elétrica. Manual de Cálculo de Vazões Máximas, Médias e Mínimas para as Bacias Hidrográficas do Estado de São Paulo. São Paulo, Departamento de Águas e Energia Elétrica - DAEE, 1994, 64p

DAEE, 2007. Instruções Normativas da DPO/DAEE 001, 002, 003 e 004. São Paulo. 30 de julho de 2007.

FERNANDES, C. - MICRODRENAGEM - Um Estudo Inicial, DEC/CCT/UFPB, Campina Grande, 2002, 196p.

Hildeberto Bernardes Lacerda Junior (notas de aula) aula 5 – sistemas de microdrenagem http://www.dec.ufs.br/downloads/123144893873.pdf

MARTINEZ & MAGNI. São Paulo, Secretaria De Recursos Hídricos, Saneamento e Obras, Departamento de Águas e Energia Elétrica, Centro Tecnológico de Hidráulica e Recursos Hídricos. Equações de Chuvas Intensas

do Estado de São Paulo. Convênio Departamento de Águas e Energia Elétrica e Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

PORTO, Rodrigo de Melo. Hidráulica Básica. São Carlos. Projeto Reenge - EESC/USP,1º Edição, 1998, 540p.

TOMAZ, P. Best Management Practices (Melhoria da qualidade das águas pluviais), 2008.

TUCCI, C.E.M., Porto, R.L.L., Barros, M.T. Drenagem Urbana, Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995

WILKEN, Paulo Sampaio. Engenharia de Drenagem superficial. São Paulo, Companhia de Tecnogia de Saneamento Ambiental, 1978, 478p.