

FAAT – FACULDADES ATIBAIA



ENGENHARIA CIVIL

ÁLVARO DA SILVA BRAGA FILHO

BRUNO ESTEFANI CAMARGO

CAIO VINICIUS GONÇALVES PEREIRA DA SILVA

EDUARDO HENRIQUE DE PAIVA

THIAGO MATOS DE OLIVEIRA

PLANO DE READEQUAÇÃO DE INFRAESTRUTURA DE UMA CIDADE

FAAT – FACULDADES ATIBAIA



ENGENHARIA CIVIL

ÁLVARO DA SILVA BRAGA FILHO

BRUNO ESTEFANI CAMARGO

CAIO VINICIUS GONÇALVES PEREIRA DA SILVA

EDUARDO HENRIQUE DE PAIVA

THIAGO MATOS DE OLIVEIRA

PLANO DE READEQUAÇÃO DE INFRAESTRUTURA DE UMA CIDADE

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como exigência parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil pela FAAT FACULDADES, sob orientação da professora Adélia Mara Massulo.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a nossa orientadora, Adélia, sem ela nosso trabalho não teria alcançado o resultado obtido, por suas palavras, pela sua preocupação e empenho com o trabalho.

Aos nossos familiares, por terem nós apoiado durante mais esse desafio, tiveram a compreensão e paciência que foram bases para o êxito no curso.

Agrademos a todos os profissionais da SAAE Atibaia, que prestaram auxílio no levantamento de dados e direcionamento em vários pontos.

Enfim, somos gratos a todos que contribuíram de forma direta ou indireta para realização deste trabalho.

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT NBR	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ART	Anotação de Responsabilidade Técnica
CAD	AutoCad
DAEE	Departamento de Águas e Energia Elétrica
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
FAAT	Faculdades Atibaia
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
OMS	Organização Mundial de Saúde
SAAE	Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia - SAAE

RESUMO

Este trabalho visa o estudo de caso da infraestrutura da cidade de Atibaia e apresentar soluções para os problemas encontrados, no que tange os sistemas de água, esgoto e drenagem. Por meio de pesquisa de campo serão levantados os dados dos sistemas atuais, identificando seus principais problemas e através de uma análise conceitual, apresentar as soluções necessárias para sanar tais falhas. Foram propostas soluções, melhorando a qualidade de vida e minimizando os impactos ambientais causados pelos problemas relacionados à infraestrutura da cidade.

Palavras-chaves: Sistema de abastecimento de água sistema de esgotamento sanitário, drenagem urbana.

ABSTRACT

The purpose of this work is to study the infrastructure of the city of Atibaia and present solutions for all the water system, sewer and drainage problems. Through the field search the data will be collected of the current systems, identifying their main problems, and showing the necessary solutions through a conceptual analysis, which will bring the necessary solutions to solve such failures. Solutions were proposed to improve the quality of the life and minimize the environmental impacts caused by the problems related to the infrastructure of the city.

Key-words: Water supply system, sanitary sewer system and urban drainage.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Localização de Atibaia no Estado de São Paulo.....	18
Figura 2 - Bacia Hidrográfica do Piracicaba, Capivari e Jundiá e localização da UGP Atibaia / Pinheiros.....	19
Figura 3– Esquema de sistema de abastecimento de água em planta	24
Figura 4– Esquema de sistema de abastecimento de água em perfil	24
Figura 5- Bacia do Córrego Onofre	27
Figura 6– Captação de água rio Atibaia.	29
Figura 7– Captação de água no Córrego do Onofre.	30
Figura 8 – Captação e tratamento de água no Córrego dos Pintos.....	30
Figura 9– Estação de tratamento de água Central.	32
Figura 10– ETA III – Cerejeiras / Imperial.	33
Figura 11– Estação de tratamento de água no Córrego dos Pintos.	34
Figura 12– Esquema de alimentação de rede.....	35
Figura 13– Reservatórios em relação ao terreno	36
Figura 14– Centro de reservação do Alvinópolis.	37
Figura 15– Reservatório Semienterrado Central.	38
Figura 16 – Centro de Reservação ETA III.....	38
Figura 17– Reservatório Nova Atibaia.....	39
Figura 18 – Reservatório Vale das Flores	39
Figura 19 – Reservatório Maranguape	40
Figura 20 – Centro de reservação do São Felipe	41
Figura 21 – Reservatório apoiado do Tanque	41
Figura 22– Booster Jardim dos Pinheiros.....	42
Figura 23 – Booster Brogotá	43
Figura 24– Booster Flamboyant	43
Figura 25 – Booster Arco-íris.....	44
Figura 26 – Booster Alvinópolis / Jardim Paulista.....	44
Figura 27– Booster Zona Alta Centro	45
Figura 28 – Mapa esquemático sistema de abastecimento de água.....	46
Figura 29 – Sistema de abastecimento típico.....	47
Figura 30 - Setorização da rede de distribuição de água - Atibaia	49
Figura 31– Sistema de abastecimento de água com problemas identificados	52

Figura 32– Diagrama de Moody	59
Figura 33– Perfil topográfico adutora Av. São Paulo.....	62
Figura 34– Tubulação apresentando incrustamento	63
Figura 35 – Sistema de lavagem “PIG”	65
Figura 36 – ETE Jardim das Palmeiras.....	72
Figura 37– ETE Jardim das Palmeiras.....	72
Figura 38 – ETE Jardim das Palmeiras.....	73
Figura 39 – ETE Cerejeiras	74
Figura 40 – ETE Cerejeiras.....	74
Figura 41– ETE Cerejeiras	75
Figura 42 – ETE Cerejeiras.....	75
Figura 43 – ETE Estoril	76
Figura 44 – ETE Estoril	77
Figura 45 – ETE Estoril (Vista Aérea)	77
Figura 46 – EEE Jardim dos Pinheiros.....	78
Figura 47 – Painel de controle na EEE Jardim dos Pinheiros	79
Figura 48 – Conjuntos motobomba na EEE Jardim dos Pinheiros.....	79
Figura 49 – EEE Jardim do Ipê	80
Figura 50 – Conjuntos motobomba na EEE Jardim do Ipê.....	80
Figura 51 – EEE III Centenário.....	81
Figura 52– Sistema de pressurização EEE III Centenário.....	82
Figura 53 – EEE São João	83
Figura 54 – Conjuntos moto-bomba na EEE São João.....	83
Figura 55 – EEE Santa Helena	84
Figura 56 – Painel de contadores EEE Santa Helena.....	85
Figura 57 – EEE Alvinópolis II – Elevatória A.....	86
Figura 58– EEE Alvinópolis II – Elevatória B.....	86
Figura 59 – EEE Nova Atibaia.....	87
Figura 60 – Painel de Controle da EEE Nova Atibaia.....	88
Figura 61 – EEE AABB	89
Figura 62– Mapa esquemático sistema de esgotamento sanitário.....	90
Figura 63– Vista aérea da localidade a ser estudada	92
Figura 64 – Configuração do tratamento na ETE.....	97
Figura 65 – Delimitação das microbacias e corpos hídricos dentro do	

município de Atibaia.....	102
Figura 66 – Ribeirão Piqueri, na Av. Joviano Alvim (Trecho em canal aberto)	103
Figura 67 – Ribeirão Itapetinga, na ponte da Alameda Lucas Nogueira Garcez (Trecho em canal aberto).....	103
Figura 68 – Córrego da Figueira entre as Alamedas Campinas e Santos.	104
Figura 69 – Encontro entre o Ribeirão Itapetinga e o córrego da Figueira	104
Figura 70 – Córrego sem denominação 5, na Av. Brasília no bairro Parque das Nações (durante chuva intensa).....	105
Figura 71 – Lago no Córrego da Figueira, entre as ruas São Bernardo e do Lago.	105
Figura 72 – Lago no Córrego dos Pintos, na Alameda Lucas Nogueira Garcez.	106
Figura 73– Áreas com problemas de inundação no município de Atibaia.	108
Figura 74– Representação da forma da microbacia A	110
Figura 75– Representação da forma da microbacia B	111
Figura 76– Representação da forma da microbacia C	112
Figura 77– Representação da forma da microbacia D	113
Figura 78 – Representação da forma da microbacia E	114
Figura 79 – Representação da forma da microbacia F.....	115
Figura 80 – Representação da forma da microbacia G	116
Figura 81 – Representação da forma da microbacia H	117
Figura 82 – Representação da forma da microbacia I.....	118
Figura 83– Representação da forma da microbacia J	119
Figura 84 - Ábaco fornecido pela PMSP, 1999 (Modificado com os valores para as bacias).....	123
Figura 85 - Representação da forma bacia D.....	130
Figura 86 - Representação da forma bacia G	131
Figura 87- Representação da forma bacia H.....	134
Figura 88 - Representação da forma bacia J	135
Figura 89- Córrego Piqueri na seção estudada	138

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Quadro populacional	53
Tabela 2 - Densidades demográficas e urbanas por Estado da Federação.....	54
Tabela 3 – Velocidades.....	56
Tabela 4 - Perdas de Carga e pressão.....	57
Tabela 5 - Pressão	57
Tabela 6 - Fator de atrito	58
Tabela 7 - Perda de carga unitária	58
Tabela 8 – Valores de rugosidade (k).....	60
Tabela 9 – Cálculos de coeficiente de compacidade, fator de forma e tendência a cheia.....	120
Tabela 10 - Fator F, correção devido à superfície.....	121
Tabela 11 - Tempo de concentração das microbacias A a G	122
Tabela 12 - Kd elucidado.....	122
Tabela 13 - Fator de forma calculado para as microbacias A à G.....	124
Tabela 14 - Coeficiente “C2” para equação de I Pai Wu	125
Tabela 15 - Coeficiente “C” para equação de I Pai Wu	125
Tabela 16 - Intensidade de chuva para um período de retorno de 100 anos.	126
Tabela 17 - Previsão de máximas intensidades de chuvas para Bragança Paulista em mm/h.....	127
Tabela 18 - Vazões de pico microbacia A	127
Tabela 19 - Vazões de pico microbacia B	128
Tabela 20 - Vazões de pico microbacia C	128
Tabela 21 - Vazões de pico microbacia D	128
Tabela 22 - Vazões de pico microbacia E	129
Tabela 23 - Vazões de pico microbacia F	129
Tabela 24 - Vazões de pico microbacia G.....	129
Tabela 25 - Coeficientes de deflúvio	132
Tabela 26 - Vazões de pico para microbacia H.....	132
Tabela 27 - Vazões de pico para microbacia I.....	133
Tabela 28 - Vazões de pico para microbacia J.....	133
Tabela 29 - Coeficiente de Manning.....	137

SUMÁRIO

1	Introdução	14
2	Histórico da Cidade de Atibaia-SP	16
2.1	Localização da área de estudos	17
2.2	Hidrografia	18
3	Saneamento básico	20
3.1	Sistema de abastecimento de água	22
4	Abastecimento de Água da cidade de Atibaia	26
4.1	Mananciais superficiais	26
4.1.1	Rio Atibaia	26
4.1.2	Córrego do Onofre	27
4.1.3	Córrego dos Pintos	28
4.2	Captação de água bruta	28
4.2.1	Captação no Rio Atibaia	29
4.2.2	Captação no Córrego do Onofre	29
4.2.3	Captação no Córrego dos Pintos	30
4.3	Estações de tratamento de água	31
4.3.1	ETA Central	32
4.3.2	ETA III – Cerejeiras / Imperial	33
4.3.3	ETA IV – Portão	33
4.4	Reservatórios	34
4.4.1	Centro de reservação do Alvinópolis	36
4.4.2	Reservatório Semienterrado Central	37
4.4.3	Centro de Reservação ETA III	38
4.4.4	Reservatório apoiado Nova Atibaia	38
4.4.5	Reservatório Vale das Flores	39
4.4.6	Reservatório Maranguape	40
4.4.7	Centro de Reservação do São Felipe	40
4.4.8	Reservatório apoiado do Tanque	41
4.5	Booster's	42
4.5.1	Booster Jardim dos Pinheiros	42
4.5.2	Booster Brogotá	42
4.5.3	Booster Flamboyant	43

4.5.4	Booster Arco-íris.....	43
4.5.5	Booster Alvinópolis / Jardim Paulista.....	44
4.5.6	Booster Zona Alta Centro	45
5	Setorização da rede de distribuição de água	47
6	Estudo de caso – Av. São Paulo, Alvinópolis – Atibaia/SP.....	50
6.1	Cálculos da adutora.....	53
6.2	Perfil topográfico da adutora em estudo	61
6.3	Problemas e soluções envolvendo a adutora em estudo	63
7	Sistema de esgotamento sanitário.....	67
7.1	Detalhes do sistema de tratamento de esgoto de Atibaia.....	70
7.2	Estações de tratamento de esgoto – ETE	71
7.2.1	ETE Jardim das Palmeiras.....	71
7.2.2	ETE Cerejeiras.....	73
7.2.3	ETE Estoril.....	75
7.3	Estações elevatórias de esgoto – EEE.....	78
7.3.1	EEE Jardim dos Pinheiros	78
7.3.2	EEE Jardim Ipê.....	79
7.3.3	EEE III Centenário (Antiga Parque dos Coqueiros)	81
7.3.4	EEE São João.....	82
7.3.5	EEE Santa Helena	83
7.3.6	EEE Alvinópolis II (Elevatórias A e B).....	85
7.3.7	EEE Nova Atibaia (Loteamento Nova Atibaia)	87
7.3.8	EEE AABB	88
8	Estudo de caso nova estação de tratamento de esgoto	91
8.1	Cálculo da vazão a ser tratada	91
8.2	Configuração do tratamento na ETE	96
9	Drenagem urbana	98
9.1	Estudo de caso drenagem urbana na cidade de Atibaia	101
9.1.1	Aspectos Institucionais	101
9.1.2	Infraestrutura existente	101
9.1.2.1	Macro drenagem	101
9.1.2.2	Micro drenagem.....	106
9.2	Problemas drenagem urbana no município de Atibaia	107
9.3	Fator de forma das microbacias de Atibaia.....	109
9.4	Vazões de pico	120

9.4.1	Vazões de pico bacias maiores a 2 km ² até 200 km ²	120
9.4.2	Tempo de concentração	121
9.4.3	Ábaco para o valor de Kd	122
9.4.4	Coeficiente de escoamento superficial	123
9.4.5	Equação para chuvas intensas nas regiões de estudo.....	125
9.4.6	Vazões de pico para as microbacias A até G	127
9.4.7	Vazões de pico para as microbacias H, I e J	131
9.5	Dimensionamento de Canais.....	135
9.5.1	Dimensionamento canal Ribeirão Piqueri na avenida Joviano Alvim.....	136
9.6	Soluções envolvendo o sistema de drenagem de Atibaia/SP	139
10	CONCLUSÃO	143
11	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA	145

1 Introdução

O presente trabalho tem como tema principal o plano de readequação de infraestrutura urbana de uma cidade, onde a cidade escolhida foi Atibaia.

A partir da definição da região de atuação, se fez necessário o levantamento cadastral das redes de água e esgoto. Em contato junto a Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, foram obtidas as plantas contendo as redes.

Foram realizadas entrevistas com um dos engenheiros responsáveis, para obter os principais problemas encontrados hoje, em ambas as redes, seguem constatações abaixo:

- Constantes rompimentos da adutora da Av. São Paulo;
- Constantes rompimentos da adutora da Av. Jerônimo de Camargo;
- Falta de pressão na região do Vale das Flores;
- Constantes rompimentos da rede na região do condomínio Fazenda Porto;
- Despejo irregular de esgoto em diversos pontos.

Após levantamento da problemática envolvendo as redes, será executado um estudo de caso, definindo um plano de trabalho, que será verificar as causas dos constantes rompimentos da adutora da Avenida São Paulo. O levantamento será feito em etapas: a primeira será através de métodos teóricos, tentar identificar os problemas pontualmente trecho a trecho, após isso, iniciará um estudo real do que foi executado. Com o problema encontrado serão propostas soluções com embasamento teórico, e delimitando um plano de ação.

A respeito da infraestrutura de esgoto, serão inicialmente verificadas as regiões atendidas pelo sistema e as que sofrem carência desse serviço. Na próxima etapa, a seção será de mapear as regiões atendidas e verificar a capacidade, ou seja, se estão trabalhando com margem ou se há sobrecarga.

Em uma determinada região de Atibaia, é de conhecimento que o atendimento é pouco ou inexistente, levando em consideração ser uma área

densamente povoada. A sugestão inicial é a criação de uma nova E.T.E. para atender a demanda. Com a concepção dos dados do projeto, o objetivo será estimar, através de cálculos e embasamento teórico, qual seria a vazão de entrada e obter os dados do porte da nova estação.

A princípio o objetivo é determinar qual será o plano de ação, para a problemática levantada no estudo de caso, e também o tipo de tratamento adequado para esgoto sanitário.

Nessa etapa do trabalho, diferente das anteriores, a drenagem não está sob responsabilidade do SAAE e sim da prefeitura municipal. Essa que também será um estudo de caso, por se tratar de uma problemática da cidade, sabendo a princípio que a cidade de Atibaia tem uma topográfica peculiar de serra, existindo cumes, regiões inclinadas e vales de rios caudalosos em sua área de várzea, onde quando há precipitação, a água chega muito rápido a várzea, sendo um aspecto ruim para drenagem urbana.

Outro ponto ruim é a montante do rio Atibaia, o principal da cidade, onde foi construído na década de 80, parte do sistema Cantareira no município vizinho de Nazaré Paulista, a represa Atibainha. Antes da represa, as áreas de várzeas eram alagadas e serviam como piscinões naturais, depois da construção sua vazão foi regularizada e lugares que estavam alagados pela influência do rio, se tornaram áreas de planície, o que atraiu o povoamento nesses locais, principalmente próximo ao centro da cidade. A problemática está no período de chuvas torrenciais e cheias do rio, quando a represa necessita drenar excesso de água visando a sua conservação, e as áreas povoadas perdem espaço novamente para a várzea natural do rio, causando alagamentos.

Nas demais regiões da cidade, os problemas são as canalizações dos córregos, afluentes do rio Atibaia, esses que também possuem um tempo de concentração muito pequeno e com velocidades altas na vazão, fazendo com que toda água chegue muito rápido e ao mesmo tempo no rio.

A proposta seria através de cálculos, dimensionar soluções pontuais nas microbacias de drenagem, afim de diminuir os impactos em épocas chuvosas. A princípio investir em medidas para aumentar o tempo de concentração e amortecimento de pontos estratégicos da cidade, parecem ser medidas mais sensatas.

2 Histórico da Cidade de Atibaia-SP

O Município de Atibaia fica em uma região de serras, assim os bandeirantes do século XVII têm ligação direta na fundação do município de Atibaia, pois atuavam como desbravadores explorando novas terras em busca de minerais preciosos e índios. A maioria das expedições partia de São Paulo e a rota mais procurada era a que levava aos tesouros de Minas Gerais. Na sua rota a primeira parada ainda na região de São Paulo, era feita onde atualmente situa-se Atibaia, pois os bandeirantes tinham grande interesse na colina banhada por um rio (Atibaia Novo – história, Acessado em 16/03/2016).

Conhecedor da região, o bandeirante Jerônimo de Camargo fundou uma fazenda de gado e, no alto da colina, construiu uma capela sob proteção de São João Batista, no dia 24 de junho de 1.665 – atualmente a data é feriado municipal em comemoração ao aniversário da cidade. A partir da Proclamação da República, Atibaia iniciou uma fase de grande desenvolvimento com uma série de melhoramentos locais: a instalação de redes de água, esgoto e luz elétrica, as inaugurações do Grupo Escolar José Alvim e do Hotel Municipal, a criação da primeira indústria têxtil, o alargamento das ruas, o ajardinamento das praças (Atibaia Novo – história, Acessado em 16/03/2016).

Segundo as palavras de João Batista Conti, “Atibaia possui o rio que corre nas várzeas, o rio alagadiço, a água trançada revolta e confusa, mas, sobretudo, possui a água agradável ao paladar, cujas propriedades medicinais têm sido decantadas por ilustres médicos, cientistas e por todos aqueles que a têm procurado como verdadeira fonte de saúde”.

Atibaia abrange uma área de aproximadamente 490 km², sendo 57% zona rural e 43% zona urbana. Atualmente, a população gira em torno de 130 mil habitantes. A localização da cidade, encravada em um conjunto de serras, facilita a circulação dos ventos dominantes, tornando o ar sempre limpo (Atibaia Novo – história, Acessado em 16/03/2016).

O clima é do tipo temperado seco, com temperatura média anual de 19º C e umidade do ar de 80%, e a vegetação predominante no município é composta pela Mata Atlântica. Segundo Silva (2.000) baseia se a caracterização climática na classificação de Koppen (*Koppen - é o sistema de classificação global dos tipos climáticos mais utilizada em geografia, climatologia e ecologia*), ou seja, um clima do tipo temperado, com

temperaturas relativamente elevadas durante todo o ano, com média anual de 19,7° C, variando entre 15,9° C em junho e 22,3° C em fevereiro, sem estação seca definida (a média de precipitação acumulada varia de 36,6mm em junho a 260,8mm em janeiro) e com total anual de 1.509,5mm.

Além disso, Atibaia é classificada como uma estância hidromineral pelo Estado de São Paulo por cumprir determinados pré-requisitos definidos pela Lei Estadual (n° 5.091, de 8 de maio de 1.986).

2.1 Localização da área de estudos

O município de Atibaia está localizado no Planalto Atlântico, dentro de uma extensa faixa de terras elevadas e montanhosas, que em sua maior parte, situa-se acima dos 800 m de altitude, numa região de característica serrana inserida no domínio morfoclimático e fitogeográfico denominado “mar de morros” (ETCHEBEHERE, M. L.; et al, 2.007). Três tipos geomorfológicos são distinguidos: relevos montanhosos, de morros e de agradação.

Os relevos montanhosos são apresentados com grandes diferenças altimétricas, composto, principalmente por gnaisses e granitos, com altitudes entre 1.000 m e 1.400 m, sendo que a saliência da Pedra Grande alcança 1.421 m e declives superiores a 60%. A grande diferença altimétrica deve-se a soerguimentos e falhas ocorridas desde o Cretáceo até o Neógeno, lapidadas por processos mais recentes.

Os morros apresentam-se nivelados em torno de 820-870 m, destacando-se dos assoalhos dos principais cursos d’água, que, geralmente, se encontram entre as cotas 750-800 metros (ETCHEBEHERE, M. L.; et al, 2.007).

O relevo de agradação é representado segundo Pacheco, 2.003 por várzeas quaternárias, planícies a nível da base, com altitudes inferiores a 800 metros, sujeitas periodicamente a inundações, principalmente nas proximidades do Rio Atibaia.

Figura 1 - Localização de Atibaia no Estado de São Paulo.

Fonte: google.com/imagens. Acessado em 16/03/2016.

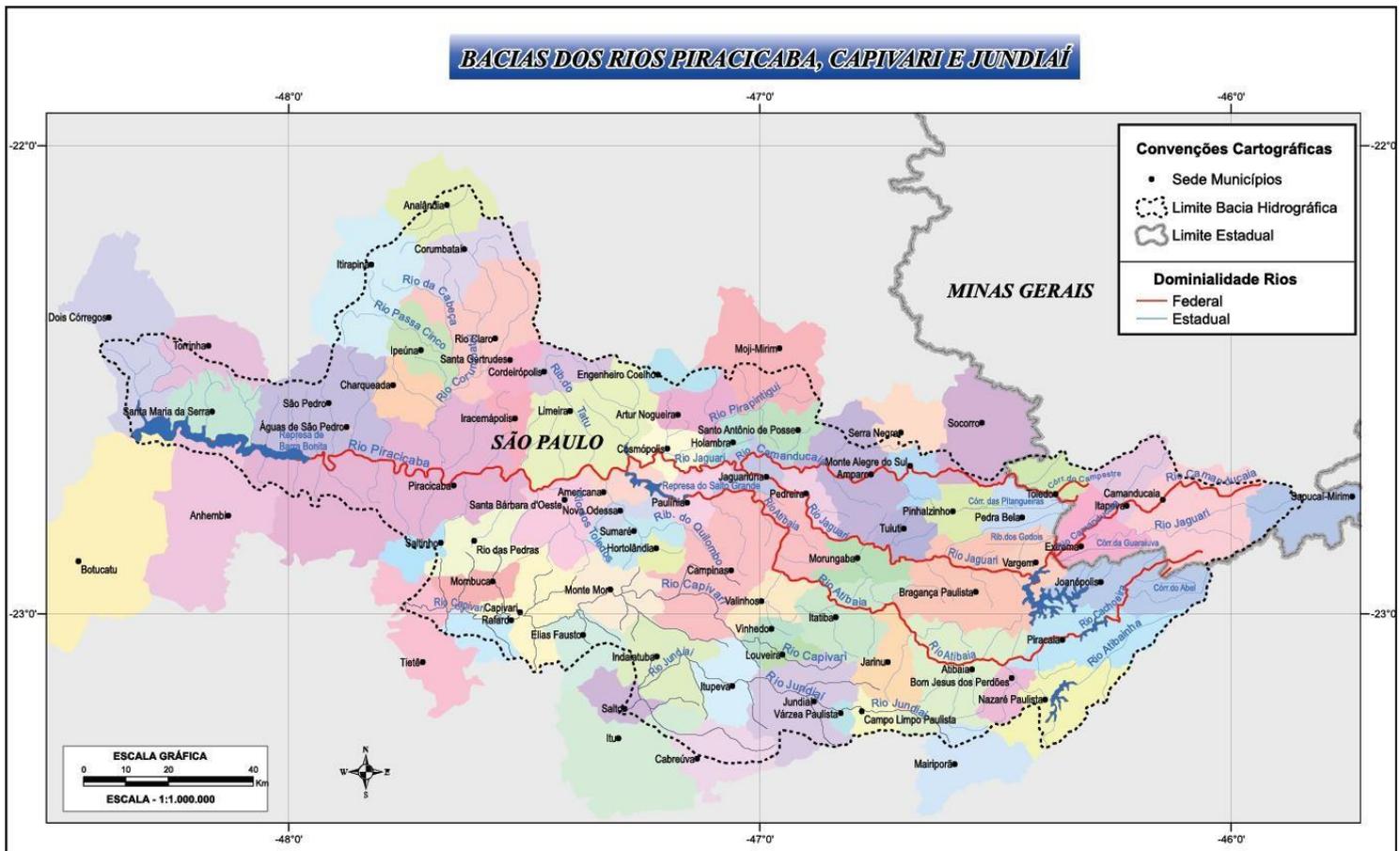
2.2 Hidrografia

A cidade é drenada pelo Rio Atibaia, que pode ser considerada uma sub-bacia da bacia hidrográfica do Rio Piracicaba, que se insere, por sua vez, nas Bacias PCJ (Bacia do rio Piracicaba, rio Capivari e rio Jundiáí), todos afluentes do Rio Tietê (IRRIGART, 2.007). O rio é um dos principais mananciais da bacia hidrográfica, responsável pelo abastecimento de 11 municípios da região: Campinas, Atibaia, Bom Jesus dos Perdões, Itatiba, Jarinu, Nazaré Paulista, Nova Odessa, Piracaia, Sumaré, Valinhos e Vinhedo, com uma população de mais de um milhão de habitantes (SANASA).

O Rio Atibaia, que é dividido em sub-bacias: Ribeirões Laranja Azeda, Itapetinga, do Onofre, Folha Larga, Caetetuba, da Cachoeira e das Amarais, o Córrego do Lajeado e o Rio das Pedras. O Rio Atibaia possui cerca de 180 km de extensão, sua bacia possui cerca de 2.760 km² e drena cerca de 1,1% da área total do Estado (Silva, 2.015).

O consumo de água na região é predominantemente urbano, com uma vazão de (5,02 m³/s), seguido do uso industrial com vazão de (3,26 m³/s) e do rural com a vazão de (1,62 m³/s). A demanda total estimada é de (10,02 m³/s) de águas (IRRIGART, 2.007).

Figura 2 - Bacia Hidrográfica do Piracicaba, Capivari e Jundiá e localização da UGP Atibaia / Pinheiros.



Fonte: http://www.agencia.baciaspcj.org.br/novo/images/mapa_localizacao.jpg.

Acessado em: 16/03/2016.

Apesar de relativamente pouco urbanizada, a Bacia Hidrográfica do Rio Atibaia encontra-se em processo de degradação ambiental. Contribuem para esse quadro, além do alto grau de intervenção humana na bacia, principalmente nas áreas de preservação permanente, os elevados valores de consumo de água e os despejos de efluentes domésticos, que promovem a deterioração dos corpos hídricos (DEMANBORO, et al; 2.013).

3 Saneamento básico

Fundamental para a promoção da saúde e qualidade de vida da população, o setor de saneamento básico, apesar de sua importância, durante muitos anos não teve um modelo institucional definido, uma política específica, um marco regulatório (Cartilha do saneamento básico – ARSESP, 2.009).

Segundo Massulo, saneamento básico compreende:

- Abastecimento de água;
- Drenagem urbana ou pluvial;
- Coleta e disposição de resíduos sólidos;
- Coleta, transporte e tratamento de esgoto.

Segundo a Organização Mundial de Saúde (OMS), saneamento é o controle de todos os fatores do meio físico do homem, que exercem ou podem exercer efeitos nocivos sobre o bem-estar físico, mental e social. De outra forma, pode-se dizer que saneamento caracteriza o conjunto de ações socioeconômicas que tem por objetivo alcançar salubridade ambiental.

Investir em saneamento básico é uma forma de reverter quadros existente, responsáveis por quase 30% de ocorrência em doenças em países em desenvolvimento. Dados divulgados pelo Ministério da saúde afirmam que para cada R\$1,00 investido no setor de saneamento, economiza-se R\$4,00 na área de medicina curativa.

A água é fundamental para a manutenção da vida e está disponível no planeta sob uma porção de $1,36 \times 10^{18} \text{ m}^3$. Desta água disponível, apenas 0,8% pode ser utilizada mais facilmente para o abastecimento público. Desta fração de 0,8%, apenas 3% apresentam na forma de água superficial, de extração mais fácil. Esses valores ressaltam a importância de se preservar os recursos hídricos na Terra e evitar a contaminação (SPERLING, 2.005).

A quantidade de água necessária para o desenvolvimento das atividades humanas, tanto no processo de produção de vários tipos de produtos quanto no abastecimento para o consumo de água propriamente dito, vem aumentando significativamente ano após ano no Brasil (LEONETI, et al; 2.011).

Em 1.971 o regime militar instituiu o PLANASA – Plano Nacional de Saneamento. O PLANASA tinha por objetivo promover a auto sustentação

financeira do sistema e a eliminação do déficit no setor de saneamento básico.

Muitos municípios não aderiram ao PLANASA, preferindo manter seus sistemas autônomos. O PLANASA não cumpriu sua meta de atendimento e devido à deficiência de investimento para o setor, ocorreu à extinção deste plano (MASSULO, 2.010)

Com a falência do PLANASA, no dia 5 de janeiro de 2.007, foi sancionada a Lei federal 11.445, chamada de lei Nacional do Saneamento Básico. Esta esclareceu questões que não estavam cobertas pela legislação até então, definindo diretrizes nacionais para a prestação de serviço de água e esgoto, fixando os direitos e obrigações da União de manter, estabelecendo regulação, inspecionando e planejando políticas para o setor.

A Lei Federal 11.445/07 estabeleceu as diretrizes nacionais e definiu um marco regulatório para o setor, o conceito de saneamento básico está exposto no artigo 3, inciso I, como um conjunto de serviços, infraestruturas e instalações operacionais de:

1) Abastecimento de água potável: constituído pelas atividades, infraestruturas e instalações necessárias ao abastecimento público de água potável, desde a captação até as ligações prediais e respectivos instrumentos de medição;

2) Esgotamento sanitário: constituído pelas atividades, infraestruturas e instalações operacionais de coleta, transporte, tratamento e disposição final adequados dos esgotos sanitários, desde as ligações prediais até seu lançamento final no meio ambiente;

3) Limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos: conjunto de atividades, infraestruturas e instalações operacionais de coleta, transporte, transbordo, tratamento e destino final do lixo doméstico e do lixo originário da varrição e limpeza de logradouros e vias públicas; e

4) Drenagem e manejo das águas pluviais urbanas: conjunto de atividades, infraestruturas e instalações operacionais de drenagem urbana de águas pluviais, de transporte, detenção ou retenção 2 Segmentos de PVC, metais, concreto, plástico reforçado, bombas, hidrômetros e de sistemas de tratamentos de efluentes. O setor de saneamento básico no Brasil 127 para o amortecimento de vazões de cheias, tratamento e disposição final das águas pluviais

drenadas nas áreas urbanas.

Com a melhora do saneamento básico como fator principal e avanços tecnológicos da área da saúde e cuidados médicos como fator secundário, houve uma redução na taxa de natalidade. Houve também uma redução das taxas de mortalidade por doenças infecciosas, visto que a água é o principal vetor de transmissão das doenças infecciosas (TSUTIYA, 2.006).

Porém até o início de 2.010, a situação geral do saneamento, continua precária. As famílias de baixa renda e residentes em zonas rurais possuem acesso limitado aos serviços de saneamento e a zona urbana vê seus serviços em péssimas condições de funcionamento e falta de operação de manutenção. Em geral, a implantação de obras de saneamento não acompanha o ritmo de crescimento das áreas urbanas (MASSULO, 2.010).

Hoje, nos centros urbanos, as maiores deficiências apresentadas nos sistemas de abastecimentos de água, se devem principalmente a deterioração dos sistemas mais antigos, com tubulações antigas que apresentam constantemente problemas de vazamentos e rompimentos, ou a falta de abastecimento em áreas com rápido e desordenado crescimento. Outro problema causado da deterioração é devido o sistema ficar vulnerável à contaminação da água através da perda de estanqueidade das tubulações e juntas danificadas (TSUTIYA, 2.006).

A necessidade de adequação dos serviços de abastecimento de águas está ligada a reabilitação de redes de distribuições antigas e a ampliação do sistema para atender as novas áreas de crescimento. Nesses casos, os maiores investimentos serão para recuperação das partes mais antigas do sistema de abastecimento de água potável. Um sistema de abastecimento de água operando inadequadamente não garante saúde à população (TSUTIYA, 2.006).

3.1 Sistema de abastecimento de água

O Sistema de abastecimento de água representa o conjunto de obras, equipamentos e serviços destinados ao abastecimento de água potável de uma comunidade para fins de consumo doméstico, serviços públicos, consumo industrial e outros usos. Dentre as principais prioridades das populações está o atendimento por sistema de abastecimento de água, em quantidade e

qualidade adequada (TSUTIYA, 2.006).

A saúde da população e o desenvolvimento industrial da região estão intrinsecamente ligados à distribuição de água de qualidade.

Estão presentes na água sais dissolvidos, partículas em suspensão e microrganismos, que dependendo das suas concentrações, podem causar diversas doenças infecciosas. Livre desses agentes agressivos, a população não corre o risco de contaminação e a água provoca inúmeros benefícios diretos à saúde. Serve para preparação de alimentos, higiene pessoal, limpeza de ambientes e hidratação do organismo.

Um sistema de abastecimento de água consiste em um conjunto de instalações e processos que visa fornecer ao usuário uma água de boa qualidade para consumo, quantidade adequada e pressão suficiente.

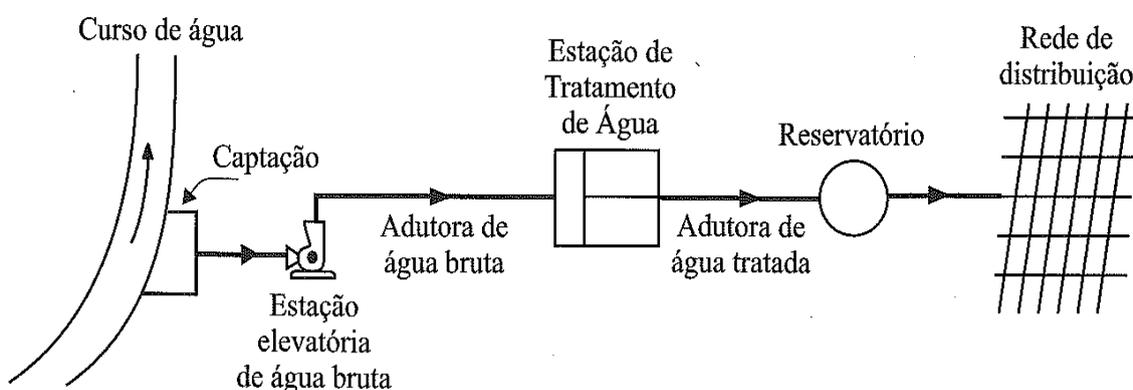
As partes integrantes do sistema de abastecimento de água são:

- **Manancial:** É o corpo de água superficial ou subterrâneo, de onde é retirada a água para o abastecimento. Deve fornecer vazão suficiente para atender a demanda de água e a qualidade dessa água deve ser adequada sob o ponto de vista sanitário. (TSUTIYA, 2.006)
- **Captação:** Conjunto de estruturas e dispositivos, constituídos ou montados junto ao manancial, para a retirada de água destinada ao sistema de abastecimento. (TSUTIYA, 2.006)
- **Estação Elevatória:** Conjunto de obras e equipamentos destinados a recalcar a água para a unidade seguinte. Em sistemas de abastecimento de água, geralmente há várias estações elevatórias, tanto para o recalque de água bruta, como para o recalque de água tratada. Também é comum a estação elevatória do tipo “booster”, que se destina a aumentar a pressão e/ou vazão em adutoras ou redes de distribuição de água (TSUTIYA, 2.006).
- **Adutora:** Canalização que se destina a conduzir água entre as unidades que procedem à rede de distribuição. Não distribuem a água aos consumidores finais, mas podem existir as derivações que são as sub-adutoras (TSUTIYA, 2.006).
- **Estação de tratamento de água:** Conjunto de unidades destinado a tratar a água de modo a adequar as suas características aos padrões de potabilidade (TSUTIYA, 2.006).
- **Reservatório:** É o elemento do sistema de distribuição de água

destinado a regularizar as variações entre as vazões de adução e de distribuição e condicionar as pressões na rede de distribuição (TSUTIYA, 2.006).

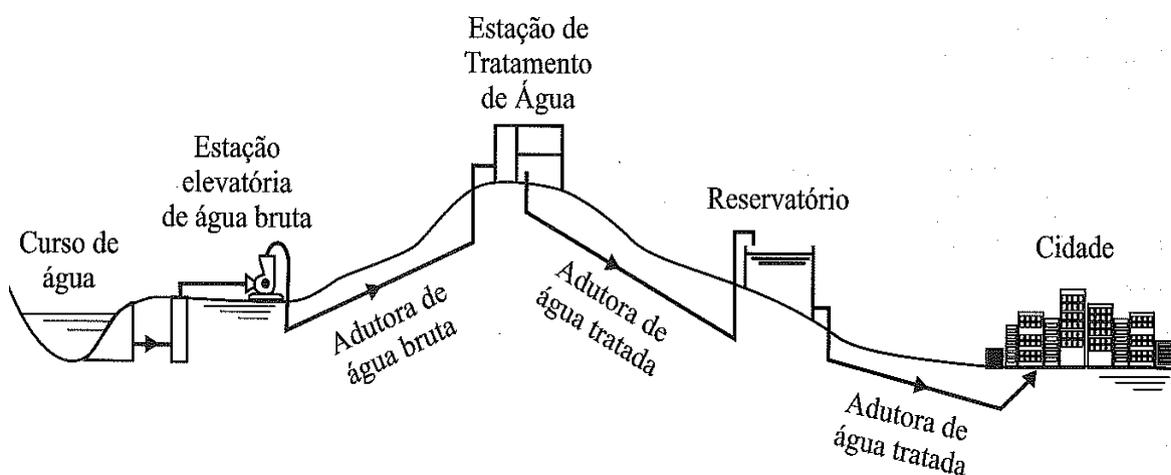
- Rede de distribuição: Parte do sistema de abastecimento de água formada de tubulações e órgãos acessórios, destinada a colocar água potável a disposição dos consumidores, de forma contínua, em quantidade e pressão recomendada (TSUTIYA, 2.006).

Figura 3– Esquema de sistema de abastecimento de água em planta.



Fonte: Tsutiya, 2.006.

Figura 4– Esquema de sistema de abastecimento de água em perfil.



Fonte: Tsutiya, 2.006.

O sistema de abastecimento de água agrega muitos benefícios para a população, sendo, benefícios nos aspectos sociais, sanitários e econômicos.

- Melhora na saúde e na condição de vida da população;
- Diminuição da mortalidade;
- Menos doenças e mais saúde;
- Melhora na manutenção e limpeza pública;
- Desenvolvimento econômico;
- Diminuição com gastos hospitalares;

4 Abastecimento de Água da cidade de Atibaia

Neste capítulo será traçado um perfil do sistema de tratamento de água na cidade de Atibaia. Identificando os pontos de captações de água bruta nos mananciais superficiais, mencionando o tratamento da água nas estações e suas respectivas localizações até a reservação e distribuição final.

4.1 Mananciais superficiais

O SAAE – saneamento ambiental Atibaia é responsável pelo saneamento básico da cidade de Atibaia, através de serviços públicos de água potável, esgoto sanitário, gestão dos sistemas de coleta, tratamento, transbordo e dispensa final do lixo. O SAAE possui unidades de captação superficial, abaixo trataremos de cada unidade (SAAE). Para o abastecimento de água, o SAAE se utiliza de três mananciais superficiais, são eles:

4.1.1 Rio Atibaia

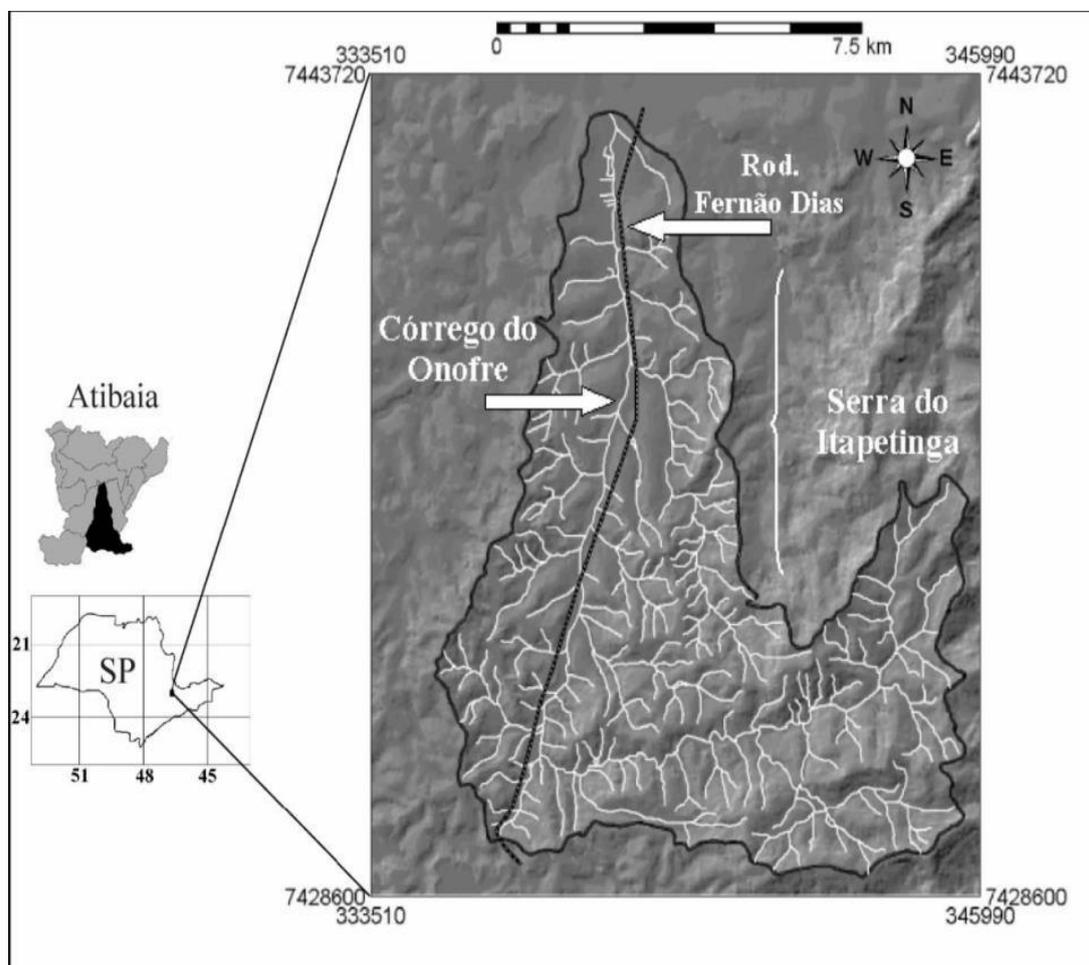
Segundo o Plano Municipal de Saneamento o Rio Atibaia é o principal manancial do sistema de abastecimento de água da estância de Atibaia. Atualmente é responsável por aproximadamente 78% da água captada. O Rio Atibaia não apresenta problemas quanto à quantidade de captação, pois a sua vazão é regularizada pelas barragens que estão a montante nas cidades de Piracaia e Nazaré Paulista com uma vazão mínima e pelas contribuições da bacia em geral (SAAE, 2.010).

Segundo a CETESB, em termos gerais a qualidade das águas do rio Atibaia varia de boa a ruim, pois esta qualidade fica na dependência das cidades que estão a montante desta captação. A complementação do tratamento de esgotos nestas cidades é fundamental para que não haja decaimento dos indicadores de qualidade da água nos próximos anos.

4.1.2 Córrego do Onofre

O córrego do Onofre é o principal afluente do rio Atibaia e o segundo manancial em importância do sistema de abastecimento de água de Atibaia. Ele contribui com aproximadamente 20% da água captada e tem como seu principal contribuinte o córrego dos Pintos. A bacia está localizada na porção sul do município de Atibaia e drena uma área de aproximadamente 7.800 hectares (SAAE, 2.010).

Figura 5- Bacia do Córrego Onofre.



Fonte: Plano Municipal de Saneamento, 2.010.

Além de sua importância o Córrego do Onofre possui problemas relacionados à quantidade e a qualidade de suas águas. Na época de seca o nível do córrego reduz muito a sua vazão mínima, dificultando a captação de suas águas, mesmo com barramento no local (SAAE, 2.010).

O manancial apresenta alta vulnerabilidade e uma água de baixa qualidade devida, entre outros fatores, ao fato de a montante da captação estar situados bairros que despejam seus esgotos no córrego, por meio de lançamentos clandestinos. O esgotamento sanitário dos imóveis destes locais é feito por meio de fossas que contaminam o lençol freático o que também prejudica a qualidade da água deste córrego (SAAE, 2.010).

O seu leito, na maior parte de sua extensão, corre paralelo à rodovia de tráfego intenso e eixo de escoamento de produtos químicos de fábricas instaladas na região de Campinas. Outro fato que contribui para a alta vulnerabilidade do córrego do Onofre é que o Código de Urbanismo e Meio Ambiente define a faixa urbana ao longo da rodovia como zona EE1 – exclusivamente econômica (SAAE, 2.010).

4.1.3 Córrego dos Pintos

O córrego dos Pintos é o principal formador do córrego do Onofre e a quantidade de água disponível é suficiente para que abasteça o bairro do Portão em um sistema isolado. Este manancial não apresenta problemas quanto à qualidade da água, por estar em região onde a ocupação urbana ainda é baixa, e sem problemas de lançamento de esgotos de qualquer origem (SAAE, 2.010).

4.2 Captação de água bruta

Para o sistema de abastecimento água, existem dois tipos de fontes, águas superficiais (rios, lagos, canais etc.) e águas subterrâneas (lençóis subterrâneos). Essas fontes não estão sempre separadas, podendo em um determinado local ser subterrânea e em uma próxima etapa, ser superficial. As águas da superfície são de mais fácil captação, e por isso, são mais utilizadas para o consumo do homem (GUIMARÃES, CARVALHO & SILVA, 2.009, p. 7).

A captação tem por objetivo criar condições para que a água seja retirado do manancial em quantidade capaz de atender o consumo.

4.2.1 Captação no Rio Atibaia

Localizada na Rua Ana Nery (Jardim III Centenário), esta captação foi projetada para captar até 1,0 m³/s e opera no momento com dois conjuntos motobomba, recalcando cerca de 400 L/s até a estação de tratamento de água, denominada ETA Central, localizada no centro da cidade. Possui um canal de entrada dotado de grade metálica, para reter os sólidos grosseiros e caixa de areia com quatro células dotadas de comportas, para processo de operação e manutenção (SAAE, 2.010).

Figura 6– Captação de água rio Atibaia.



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.2.2 Captação no Córrego do Onofre

Esta captação de água bruta foi inaugurada em dezembro de 1996 e está localizada na margem esquerda do Córrego do Onofre no Jardim Imperial. Opera com vazão média total de 100 L/s, elevando a água captada no Córrego de mesmo nome até a Estação de Tratamento de Água, denominada ETA III, localizada no Jardim Cerejeiras (SAAE).

Figura 7– Captação de água no Córrego do Onofre.



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.2.3 Captação no Córrego dos Pintos

Esta captação de água bruta do Córrego dos Pintos consiste de uma unidade do sistema de abastecimento de água do bairro do Portão, localizada na Estrada Clube da Montanha, com capacidade de produção de 40 m³/h (SAAE).

Figura 8 – Captação e tratamento de água no Córrego dos Pintos.



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.3 Estações de tratamento de água

As águas são captadas em rios, lagos e represas por meios de bombas, porém essas águas vêm com folhas, galhos, lodos, bactérias e muita sujeira.

Para ficar pura, sem gosto, cheiro ou cor, ela passa por um processo de limpeza. Da captação até chegar à estação de tratamento de água - ETA, a água passa por grandes tubulações chamadas de adutoras.

Segundo o SAAE, o tratamento tem por objetivo reduzir ao máximo desejável as impurezas presentes na água, tornando-a potável. Dependendo da qualidade da água no manancial o tratamento se torna mais ou menos rigoroso. Utilizando do processo convencional de tratamento, o SAAE segue o seguinte procedimento abaixo:

- Retirada das águas do rio utilizando bombas e levando-a para a estação de tratamento.
- Antes de iniciar o tratamento, provoca-se a oxidação e inicia a desinfecção.
- A água entra com pouca agitação nos tanques de decantação. Com o tempo os flocos vão se depositando no fundo. Esse processo melhora significativamente a aparência da água.
- A água sai dos decantadores, passa por filtros de areia que retiram as impurezas não decantadas, ainda suspensas na água. Nesta etapa a água pode estar com aparência potável, porém pode estar ainda contaminada.
- Aplicação de cloro na água na forma gasosa ou líquida, de flúor e hidróxido de cálcio para correção de PH. Após esta última etapa a água já pode ser considerada potável.

Hoje o SAAE conta com três estações de tratamento de água (ETAs), duas no centro e uma no Jardim Cerejeiras.

4.3.1 ETA Central

Abastecida pela captação do rio Atibaia o sistema central de tratamento de água está localizada na Praça Roberto Gomes Pedrosa. Esta estação de tratamento de água foi implantada em 1.972 e foi concebida inicialmente para tratar 90 L/s e ao longo dos anos, com o incremento nas demandas foi sendo ampliada, passou de 90 L/s, para 150 L/s, de 150 L/s para 280 L/s e finalmente para 400 L/s, operando com vazão máxima de 400 L/s (SAAE).

O brasileiro recebe em média 260 litros de água por dia (IBGE). O volume médio diário tratado pela unidade ETA Central é de 26.796 m³/dia, sendo esta responsável pelo atendimento de cerca de 70% do abastecimento da cidade (SAAE).

Esta ETA é composta das seguintes unidades de tratamento: Mistura Rápida, Floculadores, Decantadores de Alta Taxa, 4 Filtros de Pressão, Desinfecção e Fluoretação. O coagulante utilizado é sulfato de alumínio ferroso e consta dentro do processo de tratamento a pré-cloração. A correção do pH é feita com cal (SAAE).

A ETA Central abastece os reservatórios, Central e Alvinópolis, além do bairro do Tanque.

Figura 9– Estação de tratamento de água Central.



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.3.2 ETA III – Cerejeiras / Imperial

A ETA Cerejeiras/Imperial trata a água proveniente da captação do córrego do Onofre e possui capacidade atual para tratar até 100 litros por segundo. O volume médio diário tratado por esta unidade é de 7.560 m³/dia, sendo esta responsável pelo atendimento de 30% do abastecimento da cidade (SAAE).

Figura 10– ETA III – Cerejeiras / Imperial.



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.3.3 ETA IV – Portão

Esta estação, construída no Bairro do Portão, trata a água proveniente da captação do córrego dos Pintos. É constituída por uma ETA compacta, com floculador, decantador e filtro com produção prevista de 40 m³/h. Na mesma área está a elevatória de água bruta, um laboratório para operação e o controle de qualidade, um reservatório de contato pequeno e a estação elevatória de água tratada que recalcará a água produzida nesta unidade até o reservatório do bairro (SAAE).

Figura 11– Estação de tratamento de água no Córrego dos Pintos.

Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.4 Reservatórios

Segundo a NBR 12.117, reservatório de distribuição é o elemento do sistema de abastecimento de água destinado a regularizar as variações entre as vazões de adução e distribuição e condicionar as pressões na rede de distribuição. Seus objetivos são:

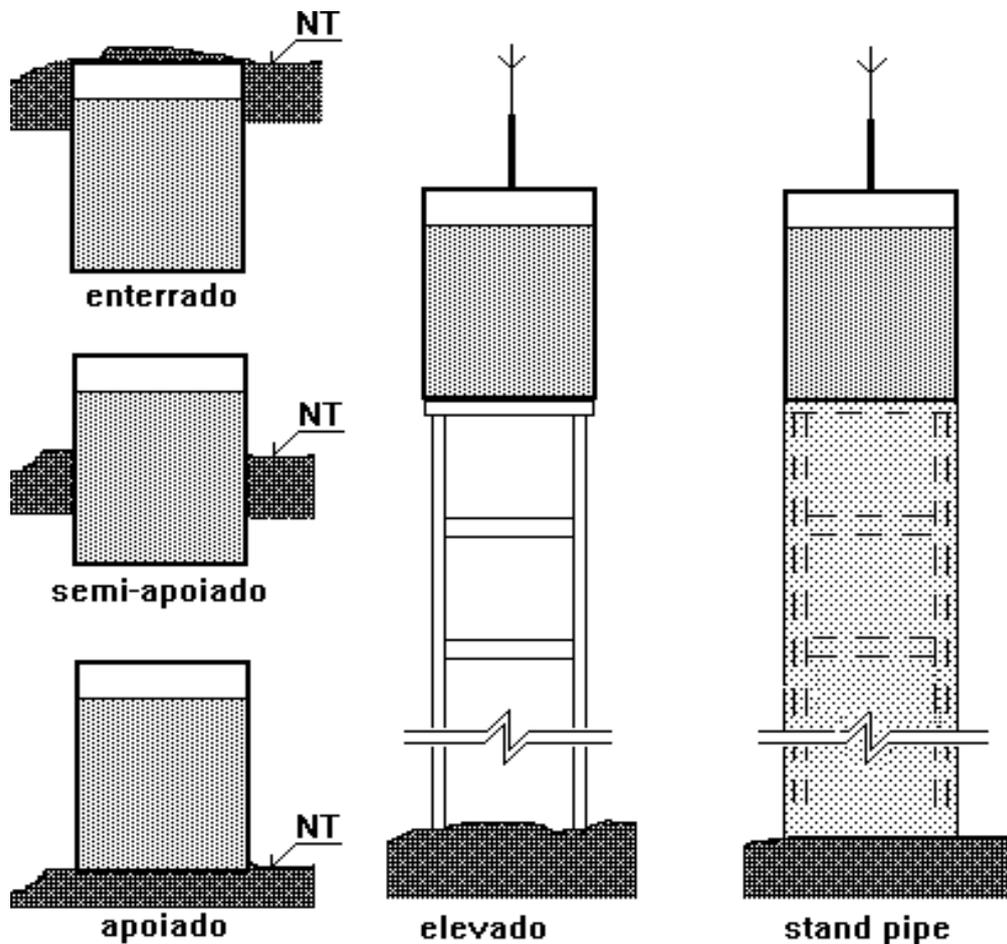
- Regularizar as vazões de adução e de distribuição;
- Condicionamento das pressões nas redes de distribuição;
- Reserva para combate a incêndios e outras situações emergenciais.

Figura 12– Esquema de alimentação de rede.

Fonte: TSUTIYA, 2.006.

As classificações dos reservatórios podem variar de acordo com a localização do terreno, e podem ser:

- Enterrado (quando é completamente embutido no terreno);
- Semienterrado (altura líquida com uma parte abaixo do nível do terreno);
- Apoiado (laje de fundo apoiada no terreno);
- Elevado (reservatório apoiado em estruturas de elevação);
- Stand pipe (reservatório elevado com a estrutura de elevação embutida de modo a manter contínuo o perímetro da secção transversal da edificação).

Figura 13– Reservatórios em relação ao terreno.

Fonte: GUIMARÃES, 2.007.

4.4.1 Centro de reservação do Alvinópolis

Localizado no ponto mais alto do Jd. Alvinópolis, na Avenida Coronel Miguel Brizola de Oliveira, é abastecida pela ETA Central. Para tanto, existe uma estação elevatória de água tratada, localizada próximo à ETA Central, que recalca a água tratada através de uma linha com 3.600 m de extensão e diâmetro de 400 mm, alimentando o reservatório do Alvinópolis. A vazão de bombeamento é de 180 a 200 L/s para uma altura manométrica de 54 mca (SAAE).

Segundo o SAAE o centro de reservação conta com dois reservatórios apoiados de concreto, um com capacidade de 1.800 m³ e outro de 4.000 m³. O controle do nível é feito por meio de sensor que registra o nível da água e envia o sinal com a leitura do nível à ETA Central onde os operadores controlam a vazão que vai ao centro de reservação.

Figura 14– Centro de reservação do Alvinópolis.



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.4.2 Reservatório Semienterrado Central

Localizado dentro da área da ETA Central, é um reservatório semienterrado de concreto armado de 4.000 m³. O controle do nível é feito por meio de sensor que registra o nível da água e envia o sinal com a leitura do nível à ETA Central onde os operadores controlam a vazão que vai ao reservatório Central (SAAE).

Figura 15– Reservatório Semienterrado Central.



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.4.3 Centro de Reservação ETA III

Localizado no Jd. Cerejeiras, na Rua Antônio S. Garcia Lopes, dentro da área da ETA III do Setor Cerejeiras/Imperial. Possui um reservatório apoiado de 3.000 m³ e outro elevado, de 400 m³, 300 m³ na câmara 1 para a lavagem dos filtros e 100 m³ na câmara 2 para abastecimento. Esses reservatórios necessitam de cuidados de manutenção em sua estrutura, sendo, uma limpeza, uma pintura e uma verificação se apresenta vazamentos em sua estrutura (SAAE).

Figura 16 – Centro de Reservação ETA III



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.4.4 Reservatório apoiado Nova Atibaia

Começou a fazer parte do centro de reservação da ETA III no final de 2.008, pois este reservatório foi construído pela iniciativa privada e doado posteriormente para o SAAE. Este reservatório é apoiado e foi projetado para atender ao loteamento e ao conjunto de prédios que a Prefeitura construiu, junto ao loteamento (SAAE).

Com cerca de 1.100 m³ o reservatório está em uma área doada pelo loteamento e no mesmo local estão sendo construídos outros dois reservatórios de mesmo tamanho. O controle de nível é feito por um sistema constituído por boia.

Figura 17– Reservatório Nova Atibaia



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.4.5 Reservatório Vale das Flores

Este reservatório abastece a área do Vale das Flores sendo necessária a instalação de telemetria para um maior controle operacional (SAAE).

Figura 18 – Reservatório Vale das Flores



Fonte: Elaborado pelos autores, 2.016.

4.4.6 Reservatório Maranguape

Este reservatório abastece a área do Maranguape, abastecendo os condomínios ao seu entorno, como o Pq. das Garças I e II. Este reservatório faz-se necessário a verificação do estado de conservação para um efetivo controle de perdas, pois ele atua em um conjunto de reservatórios e estação elevatória. As estações elevatórias necessitam de manutenção preventiva (SAAE).

Figura 19 – Reservatório Maranguape



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.4.7 Centro de Reservação do São Felipe

Este centro de reservação possui um reservatório apoiado de 250 m³ e um reservatório elevado de 50 m³. Encontra-se em perfeito estado de conservação, pois sua instalação é recente. O controle do acesso da água ao reservatório é realizado por meio de boia (SAAE).

Figura 20 – Centro de reservação do São Felipe

Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.4.8 Reservatório apoiado do Tanque

Este reservatório possui volume de 600 m³ e está localizado no bairro do Tanque. O reservatório recebe água proveniente da ETA Central por meio de uma adutora de 200 mm, com extensão de cerca de 8 km, e assim abastece o bairro (SAAE).

Figura 21 – Reservatório apoiado do Tanque

Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.5 Booster's

Os booster's são pressurizadores de redes, fazem a elevação e pressurização constante da rede de abastecimento de água. Desta forma, controlam a vazão necessária para abastecer todo o sistema, alongando a vida útil dos equipamentos e mantendo os consumidores finais atendidos em tempo integral.

4.5.1 Booster Jardim dos Pinheiros

Este booster está localizado no centro do bairro, onde recebe a água tratada proveniente do reservatório central e abastece a zona alta com aproximadamente 900 lotes.

Figura 22– Booster Jardim dos Pinheiros



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.5.2 Booster Brogotá

Localizado junto à entrada do bairro do Brogotá, onde recebe a água tratada proveniente do reservatório central e é responsável por levar água para a região.

Figura 23 – Booster Brogotá

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.016.

4.5.3 Booster Flamboyant

Localizado no interior do condomínio Flamboyant este booster atende a parte alta do local.

Figura 24– Booster Flamboyant

Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.5.4 Booster Arco-íris

Da mesma forma que o booster do Flamboyant o booster do Arco-Íris

atende a parte alta do loteamento de mesmo nome.

Figura 25 – Booster Arco-íris



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.5.5 Booster Alvinópolis / Jardim Paulista

Localizado no interior do Centro de Reservação do Alvinópolis, este booster atende as regiões do Jardim Paulista, alto do Alvinópolis e Jardim Maristela I.

Figura 26 – Booster Alvinópolis / Jardim Paulista



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

4.5.6 Booster Zona Alta Centro

Este booster atende a área central da cidade, a partir do Reservatório Central localizado na ETA Central, com 3 conjuntos motobomba.

Figura 27– Booster Zona Alta Centro



Fonte: Elaborado pelos autores, 2.016.

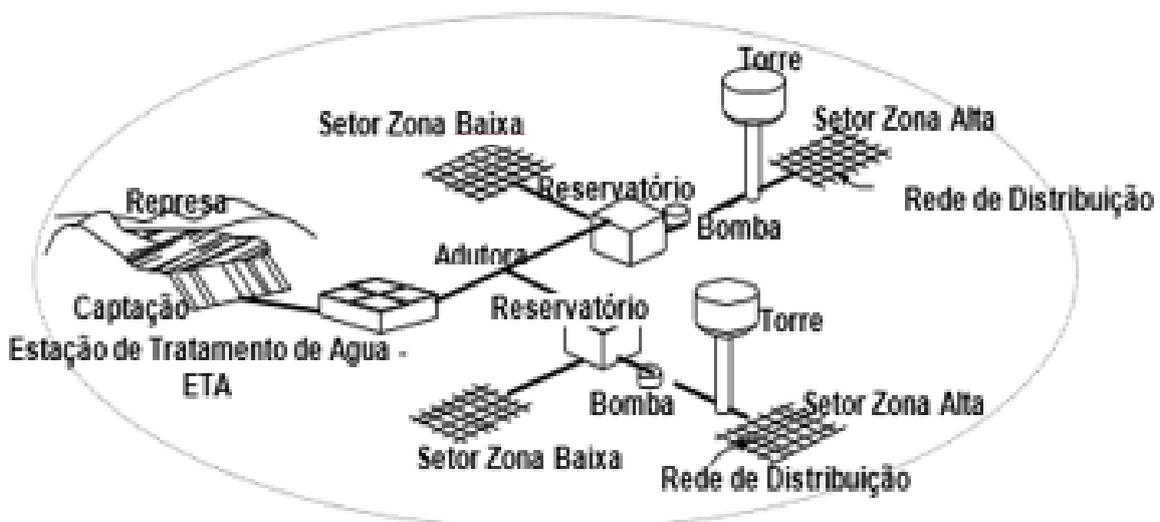
Segue na página seguinte o mapa esquemático do sistema de abastecimento de água:

5 Setorização da rede de distribuição de água

O sistema de abastecimento é formado de tubulações e órgãos acessórios, destinada a colocar água potável à disposição dos consumidores, de forma contínua, em quantidade e pressão recomendadas (ABNT – NBR 12.218/94). O objetivo principal de todos os sistemas de distribuição de água é o fornecimento de água para atender à demanda (FONTANA.; MORAES 2.013). Independentemente da setorização ou não, é indispensável à realização de estudos de desempenho hidráulico da rede de distribuição, pois isso permite a previsão das alterações de vazão e pressão da água na área de atendimento (BARRETO; et al 2.006).

Conforme a NBR 12.218/94 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1.994), um setor de manobras é a menor divisão da rede de distribuição cujo abastecimento pode ser isolado sem afetar o abastecimento do restante da rede. Esse setor deve abranger uma área que apresente uma ou mais das seguintes características: (a) Extensão de rede = 7 mil a 35 mil metros (m); (b) Número de economias = 600 a 3 mil unidades; (c) Área = 40 mil a 200 mil metros quadrados (m²). Além disso, o isolamento do setor deve ser feito com o menor número de válvulas de fechamento.

Figura 29 – Sistema de abastecimento típico.



Fonte: Soares, 2.004

Segundo Ysusi (2.000) um sistema ideal exigirá duas válvulas para cada tubo, localizadas em suas extremidades, esse modelo é chamado de regra de válvula N. Já a norma NBR 12.218/94 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1.994) diz que nas condutas secundárias deve ser prevista uma válvula junto ao ponto de ligação às condutas principais. Entretanto, Heller e Pádua (2.006) argumentam que essas regras e normas podem demasiar a utilização de válvulas em redes de distribuição.

Portanto, a setorização para manobras em redes de distribuição de água apresenta um difícil trade-off entre os custos envolvidos, principalmente na implantação e manutenção das válvulas, e os benefícios gerados aos usuários com a setorização da rede (FONTANA; MORAIS 2.013).

A setorização também possibilita identificar com maior eficiência os pontos da rede sujeitos a maior incidência de vazamentos (DANTAS, 1.999). A NBR 12.218/94 também estabelece que a pressão estática máxima nas tubulações distribuidoras deve ser de 500 kPa, e a pressão dinâmica mínima, de 100 kPa.

Para alcançar o resultado desejado da setorização, foi admitido à rede como um setor de manobra e foi realizada por registro de manobra de válvula a válvula. Para isso, foi necessário em conjunto com o departamento de engenharia da empresa SAAE, informações a respeito da rede de distribuição, para atingir o resultado abaixo.

Figura 30 - Setorização da rede de distribuição de água - Atibaia



Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

6 Estudo de caso – Av. São Paulo, Alvinópolis – Atibaia/SP

Através de entrevista com engenheiros do SAAE e moradores da região, além do problema já identificado no Plano Municipal de Saneamento (ano 2.010), conforme trecho em vermelho da figura 31, foi definido o primeiro objeto de estudo de caso, o rompimento rotineiro da adutora de abastecimento da Av. São Paulo. Inicialmente, a grande diferença de cota do ponto de saída do reservatório até a cota do final da adutora, era a causa mais provável dos rompimentos, onde os mesmos acontecem nos pontos de variação de cota, no meio e no final da avenida.

No dia 5 de abril de 2.016 o jornal local “O Atibaiense” publicou uma matéria sobre os problemas de falta de abastecimento na cidade, destacando os acontecimentos na Av. São Paulo. Na matéria são explanadas as condições da tubulação, como a idade de 36 anos, construído na década de 80, tipo de material e regularidade na manutenção.

Foram realizados cálculos específicos para abastecimento de adutoras, para verificar pressões, tempo de incrustamento da tubulação e tipo de material utilizado. Após a finalização os cálculos, os problemas serão analisados pontualmente e serão sugeridas possíveis soluções para os rompimentos.

Foi verificado que a adutora não é bombeada, sendo o abastecimento somente por gravidade, logo o primeiro passo é utilizar a fórmula de pressão pelo método de Bernoulli, usando a diferença de cota entre o reservatório e os pontos desejados. Definimos então, que a adutora deve ser dividida em trechos estratégicos para a verificação de grandes variações. Na fórmula de Bernoulli, a expressão é dada por $Z1 + \frac{P1}{\gamma} + \frac{V1^2}{2g} = Z2 + \frac{P2}{\gamma} + \frac{V2^2}{2g} + \Delta hp$ (a descrição de cada item é dada a seguir na memória de cálculo).

Nesse momento é interessante separar os trechos a cada ponto de derivação, ou seja, onde possui um ramal de abastecimento, pois sabemos que em um trecho sem variação da vazão (Q) e diâmetro da tubulação, nossa velocidade é a mesma nos dois lados da equação, logo podemos anular a expressão $\frac{V^2}{2g}$. Na saída do reservatório, a cota Z1 e a pressão P1 também são iguais a zero, já que no cálculo de abastecimento do reservatório considera-se que ele esteja vazio. Sendo que a pressão 2 é dada pela

expressão $\frac{P_2}{\gamma} = Z_2 + \Delta h$. Porém nos outros trechos a pressão é dada por:

$$P_2 = \left(Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} - Z_2 - \Delta h \right) \times \gamma$$

A P1 foi obtida no cálculo anterior restando somente a P2 e o Δh de incógnita.

Figura 31– Sistema de abastecimento de água com problemas identificados



Fonte: Plano Municipal de Saneamento, 2.010.

6.1 Cálculos da adutora.

Depois de feita a setorização dos reservatórios que abastecem o município de Atibaia, precisa-se chegar à vazão do reservatório a ser estudado. Claro que ir a campo e dimensionar tal população abastecida pelo reservatório seria um trabalho muito árduo, então nosso propósito foi de estimar esta população. Foi recorrido a fontes seguras, como dados do IBGE, onde foi obtida uma população total da cidade de 137.187 habitantes e densidade demográfica de 264,57 hab/km². Conforme quadro abaixo:

Tabela 1 – Quadro populacional

População estimada 2015	137.187
População 2010	126.603
Área da unidade territorial (KM ²)	478,52
Densidade Demográfica (hab/km ²)	264,57

Fonte: <http://cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?codmun=350.410>. Acessado em 23/05/2017.

Como Atibaia possui uma área muito ampla e diferentes concentrações populacionais, não basta pegar a área do setor a ser estudado, o bairro do Alvinópolis, com área de 2,929678 km², e fazer uma simples regra de três. Precisava-se de um critério mais rigoroso, pois a população do setor a ser estudada, parte do bairro do Alvinópolis, abastecido pelo reservatório em questão, é muito mais densa que 264,57 hab/km². Em pesquisas, segundo site da Embrapa, pode-se estimar tal população, por tabelas, conforme quadro abaixo:

Tabela 2- Densidades demográficas e urbanas por Estado da Federação

UF	População urbana/km ² (Total)	População urbana/km ² (urbanizado)
DF	336,90	3.157,80
MT	2,20	3.825,10
RO	3,70	3.912,10
GO	12,90	3.947,90
MS	4,90	3.959,00
SC	44,20	4.802,70
PR	39,00	4.854,90
RS	30,90	5.050,40
AM	1,30	5.333,40
PA	3,30	5.639,80
ES	53,30	5.760,20
MG	24,90	5.808,90
RR	1,10	6.075,00
AP	3,00	6.128,20
PI	7,10	6.454,30
MA	10,10	6.567,10
SP	139,00	6.958,90
AC	2,40	7.481,80
RN	38,20	7.554,30
PB	43,40	7.643,60
TO	3,10	8.633,00
RJ	314,80	9.339,30
AL	68,70	9.498,80
SE	57,70	10.730,40
CE	36,30	11.279,30
BA	15,50	11.499,40
PE	61,20	11.844,90
Total	16,20	6.481,10

Adaptado em <http://www.urbanizacao.cnpm.embrapa.br/>

Para cálculo da população estimada, do setor a ser estudado, foi adotado 6.958,90 hab/km². Assim, multiplicando a área pela população urbanizada, obtemos:

- 6.958,90 hab/km² X 2,929678 km² = 20.387,33623 habitantes;
- Por bom senso, ficaremos com 20.388 habitantes.

Através de livros conceituados como o Manual de Hidráulica, do

Azevedo Netto, pode-se chegar à vazão do reservatório, com a fórmula:

Fórmula geral (consumo de água): $Q = (P \cdot \text{consumo} \cdot k_1 \cdot k_2) / 86.400$, Onde:

- $Q \rightarrow$ Vazão de projeto para o trecho considerado, em l/s;
- $P \rightarrow$ População de projeto, considerando os horizontes temporais de durabilidade física, funcional e de economicidade do subsistema;

Consumo \rightarrow Vazão unitária consumida por pessoa, em l/pessoa/dia, variando entre 120 (para áreas de periferia) e 250 (bairros residenciais de classe média). Esse valor pode variar bastante, dependendo de condições específicas;

- $k_1 \rightarrow$ Coeficiente de máxima vazão diária, fixado em 1,2;
- $K_2 \rightarrow$ coeficiente de máxima vazão horária, fixado em 1,5,

aplicável aos sistemas e componentes sujeitos a solicitação por pico horário;

- 86.400 \rightarrow número de segundos contido em 24 horas, para adaptar q , originalmente em dias.

Variações diárias: o volume distribuído num ano dividido por 365 permite conhecer a vazão média diária anual. A relação entre o maior consumo diário verificado e a vazão média diária anual fornece o coeficiente do dia de maior consumo (k_1).

$K_1 = (\text{vazão média do dia de maior consumo}) / (\text{vazão média diária anual})$.

Variações horárias: ao longo do dia têm-se valores distintos de pico de vazões horários. Entretanto haverá uma determinada hora do dia em que a vazão de consumo será máxima. É utilizado o coeficiente da hora de maior consumo (k_2), que é a relação entre o máximo consumo horário verificado no dia de maior consumo e o consumo médio horário do dia de maior consumo. O consumo é maior nos horários de refeições e menores no início da madrugada.

$K_2 = (\text{maior vazão horária do dia}) / (\text{vazão média horária do dia})$.

Para se estabelecer o consumo, precisava-se estimar este número, apesar do valor estar entre 120 e 250 litros por habitante, em sites respeitados, como o da ONU (Organização das Nações Unidas) e OMS (Organização Mundial da Saúde), este número pode ser bem menor. De acordo com a Organização Mundial de Saúde (OMS), são necessários entre 50 a 100 litros de água por

peessoa, por dia, para assegurar a satisfação das necessidades mais básicas e a minimização dos problemas de saúde.

De acordo com os hábitos e nível de vida dos munícipes de Atibaia, estabeleceu-se este número em 110 litros de água por habitante.

$$Q = (P \cdot \text{consumo} \cdot k_1 \cdot k_2) / 86.400$$

$$Q = (20.388 \times 110 \times 1,2 \times 1,5) / 86.400$$

$$Q = 46,72 \text{ litros por segundo.}$$

Com a demanda de consumo, o próximo passo é calcular as velocidades e pressões nos trechos estudados. Conforme tabelas abaixo:

Tabela 3 – Velocidades.

Trecho	Cota	Diferença de cota	Distância	Diâmetro	Velocidade	Perda de Carga (universal)
0	847,99	-	-	-	-	
0 - 1	842,5	5,49	198,90	0,30	0,660951	0,3262464
1 - 2	831	11,50	260,32	0,30	0,660951	0,4269907
2 - 3	820,3	10,70	91,20	0,25	0,95177	0,3873892
3 - 4	821,3	-1,00	72,40	0,25	0,95177	0,3075327
4 - 5	821,3	0,00	74,03	0,25	0,95177	0,3144564
5 - 6	819,5	1,80	73,18	0,25	0,95177	0,3108459
6 - 7	815,7	3,80	474,40	0,25	0,95177	2,0151034
7 - 8	796		115,26	0,25	0,95177	0,4895886
8 - 9	787,8	8,20	91,65	0,25	0,95177	0,3893007
9 - 10	784,8	3,00	16,32	0,25	0,95177	0,0693223
10 - 11	784,2	0,60	108,37	0,25	0,95177	0,4603220
11 - 12	785,5	-1,30	115,20	0,25	0,95177	0,4893337
12 - 13	789,6	-4,10	131,48	0,25	0,95177	0,5584861
13 - 14	791,6	-2,00	110,57	0,25	0,95177	0,4696669
14 - 15	787,4	4,20	464,66	0,25	0,95177	1,9737310
15	752					

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.016.

Tabela 4- Perdas de Carga e pressão.

Perda de Carga (unitária) ferro novo	Perda de Carga (unitária) ferro velho	Pressão (Pa) universal
0,31601774	0,513460054	0,0000
0,41360351	0,672015693	111.737,5366
0,35211472	0,572109798	191.858,7435
0,27952967	0,454174883	178.783,4170
0,28582295	0,464400092	175.638,8532
0,28254118	0,459067928	190.530,3948
1,83161430	2,975974651	208.379,3604
0,44500815	0,723041396	400.483,4746
0,35385213	0,574932708	478.590,4680
0,06301000	0,102377543	507.897,2452
0,41840650	0,679819504	509.294,0252
0,44477649	0,722665008	491.400,6880
0,50763206	0,824791625	444.815,8271
0,42690049	0,693620399	420.119,1579
1,79400907	2,914874328	442.381,8484

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.016.

Tabela 5 - Pressão

Trecho	Pressão (Pa) ferro novo	Pressão (Pa) ferro velho
1 0 - 1	0,0000	0,0000
2 1 - 2	111.839,8226	109.865,3995
3 2 - 3	192.313,7743	188.139,4004
4 3 - 4	179.518,4776	173.597,6516
5 4 - 5	176.660,2481	168.953,6507
6 5 - 6	191.834,8364	182.362,9714
7 6 - 7	211.518,6934	190.603,2249
8 7 - 8	404.068,6119	380.372,8109
9 8 - 9	482.530,0906	456.623,4838
10 9 - 10	511.899,9906	485.599,7084
11 10 - 11	513.715,9256	484.801,5134
12 11 - 12	496.268,1607	464.574,8633
13 12 - 13	450.191,8401	415.326,9470
14 13 - 14	425.922,8352	388.390,7430
15 14 - 15	449.982,7445	401.241,9998

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.016.

Tabela 6 - Fator de atrito

Q =	0,04672 m ³ /s
f _{0,25} =	0,023
f _{0,3} =	0,022

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.016.

Tabela 7 - Perda de carga unitária

Perda de carga unitária com c-130 e d-0,25	0,003861
Perda de carga unitária com c-100 e d-0,25	0,006273
Perda de carga unitária com c-130 e d-0,3	0,001589
Perda de carga unitária com c-100 e d-0,3	0,002581

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.016.

Para o cálculo da velocidade, fora usado a fórmula geral:

$$Q = V \cdot A.$$

Q → Vazão em m³/s

V → Velocidade em m/s.

A → Área da seção do tubo em m².

Para os trechos com tubulação de 250 mm. A vazão estava em litros por segundo, para passar a unidade para metro cúbico por segundo, basta dividi-la por mil.

$$Q = 46,72 \text{ l/s ou } 0,04672 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Área} = 0,04909 \text{ m}^2.$$

$$Q = V \cdot A$$

$$0,04672 = V \cdot 0,04909$$

$$V = 0,9517 \text{ m/s}.$$

Para os trechos com tubulação de 300 mm:

$$\text{Área} = 0,07069 \text{ m}^2$$

$$Q = V \cdot A$$

$$0,04672 = V \cdot 0,07069$$

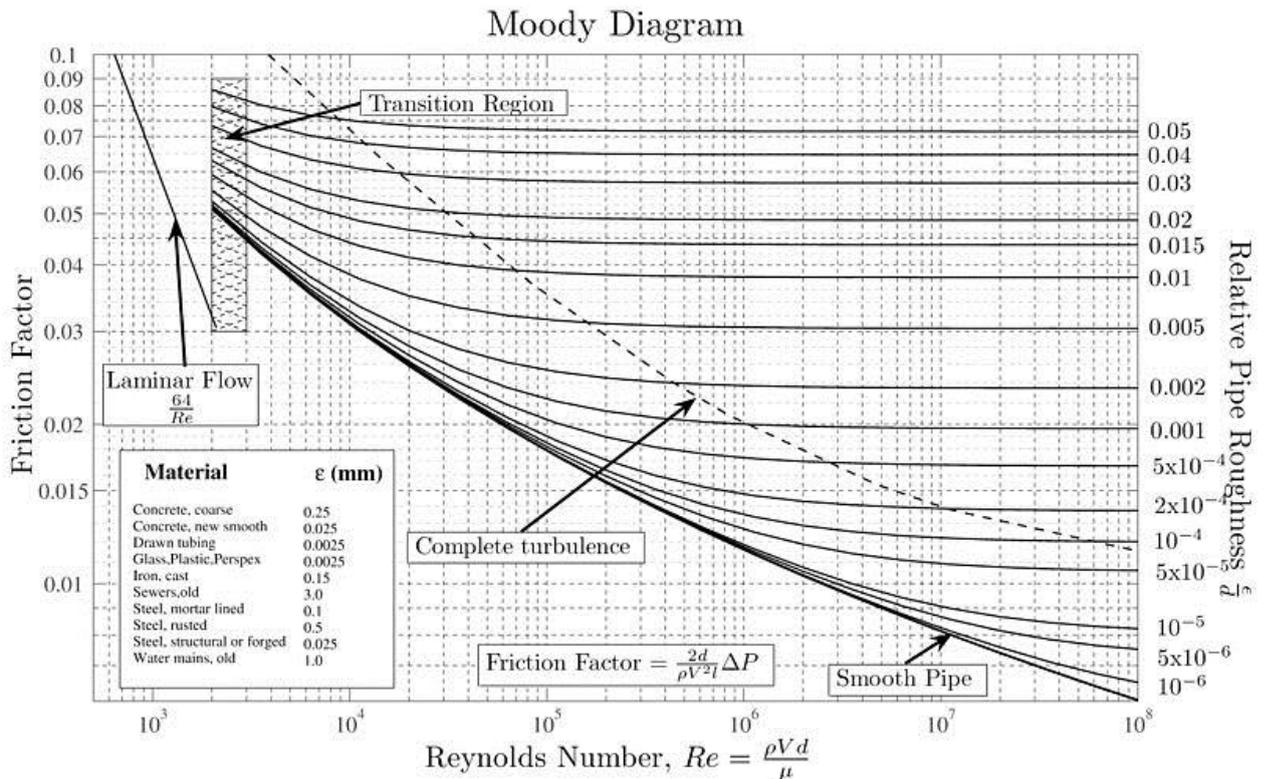
$$V = 0,661 \text{ m/s}$$

$$\text{Fator de atrito para tubulação de 300 mm} = 0,0221$$

Fator de atrito para tubulação de 250 mm = 0,0230

O fator de atrito se deve ao material da tubulação, seu diâmetro e velocidade do fluido. Fator este que pode ser obtido através do diagrama de Moody.

Figura 32– Diagrama de Moody:



Fonte: <https://engenhariacivillfsp.files.wordpress.com/2.015/09/diagrama-de-moody.jpg>.

Acessado em 10/06/2016.

Na parte de baixo da tabela se encontra o número de Reynolds.

$$Re = (V \cdot D) / \nu$$

V = velocidade, em m/s

D = diâmetro da tubulação

ν = viscosidade cinemática do fluido ($\nu_{\text{água}} = 10^{-6}$)

Na parte da direita da tabela se encontra o K/D.

K = rugosidade relativa da tubulação.

D = diâmetro da tubulação.

Valores de rugosidade (k) dos diversos materiais utilizados na fabricação de tubos comerciais (Azevedo Neto):

Tabela 8 – Valores de rugosidade (k)

Material	Tubos Novos	Tubos velhos
Aço Galvanizado	$1,5 \times 10^{-4}$ até $2,0 \times 10^{-4}$	$4,6 \times 10^{-3}$
Aço Rebitado	$1,0 \times 10^{-3}$ até $3,0 \times 10^{-3}$	$6,0 \times 10^{-3}$
Aço Revestido	$4,0 \times 10^{-4}$	$5,0 \times 10^{-4}$ até $1,2 \times 10^{-3}$
Aço Soldado	$4,0 \times 10^{-5}$ até $6,0 \times 10^{-5}$	$2,4 \times 10^{-3}$
Chumbo	Menor que $1,0 \times 10^{-5}$	Menor que $1,0 \times 10^{-5}$
Cimento Amianto	$2,5 \times 10^{-5}$	
Cobre ou Latão	Menor que $1,0 \times 10^{-5}$	Menor que $1,0 \times 10^{-5}$
Concreto bem acabado	$3,0 \times 10^{-4}$ até $1,0 \times 10^{-3}$	
Concreto ordinário	$1,0 \times 10^{-3}$ até $2,0 \times 10^{-3}$	
Ferro Forjado	$4,0 \times 10^{-4}$ até $6,0 \times 10^{-4}$	$2,4 \times 10^{-3}$
Ferro Fundido	$2,5 \times 10^{-4}$ até $5,0 \times 10^{-4}$	$3,0 \times 10^{-3}$ até 5×10^{-3}

Fonte: Adaptado em Manual de Hidráulica – Azevedo Neto (8ª edição)

Uma vez feito essas duas fórmulas, basta seguir até o ponto de encontro das duas no diagrama de Moody e seguir perpendicularmente à esquerda, pronto já se tem o número de fator de atrito.

Com a velocidade, o diâmetro da tubulação, o comprimento de cada trecho e o fator de atrito do material utilizado foi possível calcular a perda de carga de cada trecho pela fórmula de Darcy.

$$hf = (f \cdot L / D) \cdot (V^2 / 2 \cdot g)$$

hf = perda de carga, m;

f = fator de perda de carga;

L = comprimento da tubulação, m;

D = diâmetro da tubulação, m;

g = aceleração da gravidade, m/s²

Com a perda de carga de cada trecho, foi possível chegar a pressão recebida em cada trecho. Pressão está calculada pela fórmula de Bernoulli:

$$Z_1 + P_1/\gamma + V_1^2/2g = Z_2 + P_2/\gamma + V_2^2/2g + \Delta h$$

$Z1$ = cota no ponto 1 $Z2$ = cota no ponto 2, em m

$V1$ = velocidade no ponto 1 $V2$ = velocidade no ponto 2, em m/s

$P1$ = pressão no ponto 1 $P2$ = pressão no ponto 2, em Pa

g = aceleração da gravidade, em m/s^2

γ = peso específico do fluido, no caso a água, em N/m^3

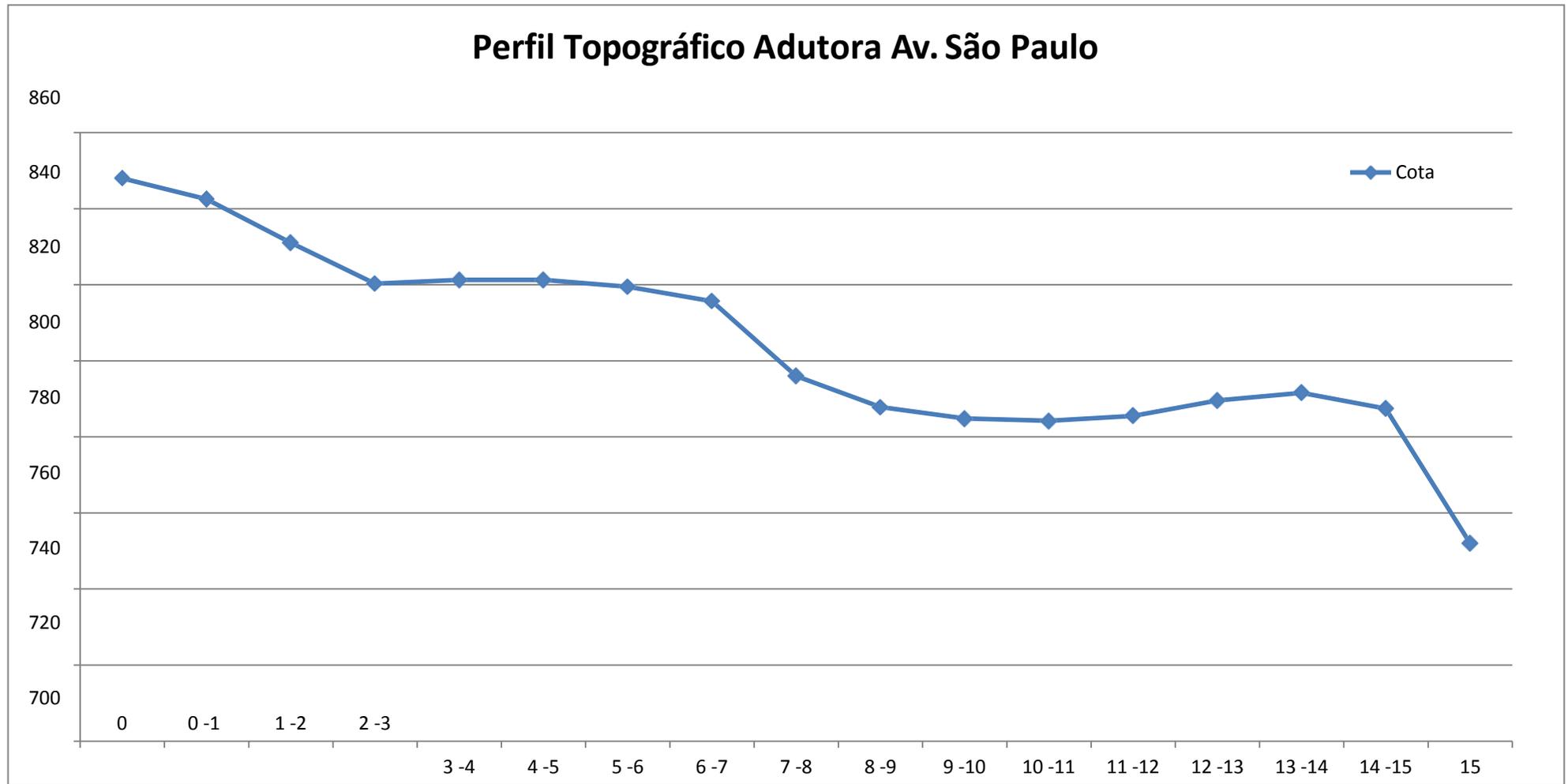
Δh = perda de carga, em m.

Calculada a pressão em cada trecho, devido as unidades acima, sua unidade sairá em Pa (Pascoal). Devemos deixa-la em mca (metro coluna d'água), basta dividir por 10.000.

6.2 Perfil topográfico da adutora em estudo.

Com os trechos isolados e as cotas de cada um, pudemos traçar o perfil topográfico da adutora em estudo. Segue na página seguinte:

Figura 33– Perfil topográfico adutora Av. São Paulo



Fonte: Elaborado pelos autores, 2.016.

6.3 Problemas e soluções envolvendo a adutora em estudo

Conforme calculado em planilha anteriormente, podemos observar que a partir do trecho 7 – 8 até o final da adutora. Foi onde se obteve os maiores valores de pressão, justamente nestes trechos onde a adutora costuma apresentar vazamentos oriundos de rompimentos.

Os valores encontrados atendem a NBR 12.218/1994, que diz:

“A pressão estática máxima nas tubulações distribuidoras deve ser de 500 kPa, e a pressão dinâmica mínima, de 100 kPa”.

No trecho em estudo, a pressão é de 404 kPa, sendo que no trecho anterior a pressão é de 212 Kpa. Essas pressões estão abaixo do máximo estimado em normas, porém, a um fator que não foi levado em questão, o fator incrustamento.

Com o incrustamento a tubulação fica com um diâmetro interno menor, ocasionando um aumento da velocidade e pressão da água. Em entrevista e estudos descobrimos que há provas que grande parte da tubulação encontra-se incrustada.

Figura 34– Tubulação apresentando incrustamento



Fonte: <http://www.quimica.com.br/pquimica/8.733/fenasan-tecnologias-e-servicos-disponiveis-para-vencer-deficit-do-saneamento/5/>. Acessado em 10/06/2016.

O incrustamento nas paredes internas da tubulação, é ocasionado pela dureza da água, para efeito de potabilidade para consumo humano, são admitidos valores relativamente altos de dureza. A dureza da água é essencialmente causada pela presença de sais, como o Cálcio e o Magnésio, na forma mais comum de carbonatos, bicarbonatos, nitratos e sulfatos. As incrustações aparecem quando a água dura corre através da tubulação e os sais dissolvidos na água se cristalizam de forma desordenada. Estes cristais se aderem um ao outro nas superfícies de contato, produzindo de imediato, crostas firmes e sólidas que tem um efeito prejudicial ao fluxo de água.

Uma possível solução seria a troca da tubulação. Se por um lado há um custo envolvendo a compra de uma nova tubulação, por outro lado, deixaria de existir retrabalhos, transtornos e custos desnecessários envolvendo o rompimento da tubulação periodicamente. Há ainda a possibilidade de trocar somente a tubulação que não tenha como recuperar, visto que se pode utilizar um sistema que recupere a maior parte dela com investimentos menores.

Uma solução para recuperar a maior parte da tubulação, é utilizar o sistema de lavagem, conhecido tradicionalmente como "PIG". Esta solução é bastante viável, pois, consiste em uma peça de material atóxico e flexível com dimensões tais que se ajustam perfeitamente ao interior dos tubos, onde ele é introduzido na tubulação para ser empurrado ou bombeado pelo próprio fluido. Tal sistema permite a limpeza das paredes internas da tubulação, deste modo garantindo que não haja alteração do diâmetro interno, ocasionado pela incrustação e conseqüentemente não havendo alteração da velocidade e pressão da mesma.

Figura 35 – Sistema de lavagem “PIG”

Fonte: http://www.hidrotermengenharia.com.br/limpeza_tubulacao.php. Acessado em 10/06/2016.

Outro problema consiste nas altas pressões apresentadas após o trecho 7 – 8, até o final da tubulação. Uma possível solução é a instalação de válvulas redutoras de pressão pilotada. Pois, são dispositivos que, instalados nas redes de distribuição de água, reduzem a pressão de entrada a uma pressão de saída estável, independente das variações de vazão e pressão do sistema. O piloto redutor detecta a pressão a jusante e modula a abertura da válvula, mantendo a pressão no valor pré-estabelecido. Quando não há consumo, a válvula se fecha automaticamente. Através do piloto regulador é possível ajustar a pressão de saída, esta condição se faz importante, pois em alguns sistemas é preciso um ajuste fino de pressão, de acordo com as necessidades reais do sistema.

Podemos mensurar também uma incompatibilidade entre a planta da rede e a realmente instalada. Conforme sabemos como matéria publicada no jornal “O Atibaense” do dia 05 de abril de 2016, podemos observar que quando a adutora foi implantada, em 1980, toda a sua tubulação era de PVC azul de 250 mm, material que na época se apresentava no mercado como uma revolução no saneamento para substituir as redes de ferro fundido. Hoje temos conhecimento que o material utilizado na época não atendia a classe de pressão necessária, grande parte desta rede já foi substituída em eventuais

manutenções, porém acreditamos que ainda há alguns trechos com a tubulação em PVC, diferentemente do que consta na planta da rede, onde toda a adutora apresenta material em ferro fundido.

Sabemos que a adutora já está em operação há 36 anos e somente passou por manutenções em eventuais vazamentos. Portanto, podemos sugerir a troca da adutora por tubos de PEAD (Polietileno de alta densidade) ou tubos novos de ferro fundido. Os mesmos são altamente empregados em sistemas de saneamento básico por conta de suas boas propriedades mecânicas e químicas, porém tal substituição demandaria um investimento significativo. Outra sugestão seria a prospecção para verificar em quais trechos da adutora ainda está presente o PVC, e substituir esses trechos por tubos de ferro fundido, um investimento menor, pois somente seriam trocados os trechos que ainda apresentassem o PVC.

7 Sistema de esgotamento sanitário

O esgoto doméstico é aquele que provem de residências, estabelecimentos comerciais, instituições ou quaisquer edificações que dispõem de instalações de banheiros, lavanderias e cozinhas. É composto basicamente da água de banho, excretas, papel higiênico, restos de comida, sabão, detergentes e águas de lavagem.

Os dejetos humanos podem ser veículos de germes patogênicos de várias doenças, entre as quais febre tifoide e paratifoide, diarreias infecciosas, amebíase, ancilostomíase, esquistossomose, teníase, ascariíase, etc. Deste modo, torna-se indispensável afastar as possibilidades de seu contato com o homem, águas de abastecimento e alimentos (FUNASA, 2.007).

A instalação de um sistema de coleta e tratamento de esgotos de confiança promove a melhoria da saúde global e do saneamento, e por consequência, a redução da propagação de doenças de veiculação hídrica, o que ajuda aliviar o sistema de saúde (MUGA et al., 2.009).

Existem diversos componentes na água que alteram o seu grau de pureza, onde podem ser tratados, em termos das suas características físicas, químicas e biológicas. As principais características físicas ligadas aos esgotos domésticos são:

Matéria sólida: Os esgotos domésticos contêm aproximadamente 99,9% de água e apenas 0,1% de sólidos. É devido a esse percentual de 0,1% de sólidos que ocorrem os problemas de poluição das águas, trazendo a necessidade de se tratar os esgotos;

Temperatura: A temperatura do esgoto é, em geral, pouco superior à das águas de abastecimento. A velocidade de decomposição do esgoto é proporcional ao aumento da temperatura;

Odor: Os odores característicos do esgoto são causados pelos gases formados no processo de decomposição, assim o odor de mofo, típico do esgoto fresco é razoavelmente suportável e odor de ovo podre, insuportável, é típico do esgoto velho ou séptico, em virtude da presença de gás sulfídrico;

Cor e turbidez: A cor e turbidez indicam de imediato o estado de decomposição do esgoto. A tonalidade acinzentada acompanhada de alguma turbidez é típica do esgoto fresco e a cor preta é típica do esgoto velho;

Varição de vazão: A variação de vazão do efluente de um sistema de esgoto doméstico é em função dos costumes dos habitantes. A vazão doméstica do esgoto é calculada em função do consumo médio diário de água de um indivíduo. Estima-se que para cada 100 litros de água consumida, são lançados aproximadamente 80 litros de esgoto na rede coletora, ou seja 80%.

As principais características químicas ligadas aos esgotos domésticos são:

Matéria orgânica: Cerca de 70% dos sólidos no esgoto são de origem orgânica, geralmente esses compostos orgânicos são uma combinação de carbono, hidrogênio e oxigênio, e algumas vezes com nitrogênio;

Matéria inorgânica: Nos esgotos é formada principalmente pela presença de areia e de substâncias minerais dissolvidas.

As principais características biológicas ligadas aos esgotos domésticos são:

Micro-organismos de águas residuais: Os principais organismos encontrados nos esgotos são as bactérias, os fungos, os protozoários os vírus e as algas. Deste grupo as bactérias são as mais importantes, pois são responsáveis pela decomposição e estabilização da matéria orgânica, tanto na natureza como nas estações de tratamento;

Indicadores de poluição: Há vários organismos cuja presença no corpo hídrico indica uma forma qualquer de poluição. Para indicar, no entanto a poluição de origem humana usa-se adotar os organismos do grupo coliforme. As bactérias coliformes são típicas do intestino do homem e de outros animais de sangue quente e por estarem presentes nas fezes humanas é de simples determinação, são adotadas como referência para indicar e medir a grandeza da poluição. Seria por demais trabalhoso e antieconômico se realizarmos análises para determinar a presença de patogênicos no esgoto, ao invés disto se determina a presença de coliformes e por segurança se age como se os patogênicos também estivessem presentes.

O tratamento biológico é a forma mais eficiente de remoção da matéria orgânica do esgoto. O próprio efluente possui grande variedade de bactérias e protozoários para compor as culturas microbiais que processam os poluentes orgânicos. Os fatores que mais afetam o crescimento das culturas são a temperatura, a disponibilidade de nutrientes, o fornecimento de oxigênio, o pH, a presença de elementos tóxicos e a insolação.

Havendo oxigênio livre dissolvido, são as bactérias aeróbias que promovem a decomposição da matéria orgânica. Na ausência de oxigênio, a decomposição se dá pela ação das bactérias anaeróbias.

O sistema de tratamento de uma estação de tratamento de esgoto é composto basicamente das seguintes etapas: tratamento preliminar, tratamento primário, tratamento secundário e tratamento terciário.

Tratamento preliminar: É constituído unicamente por processos físicos. Onde é realizada a remoção dos materiais em suspensão, através da utilização de gradeamento para remoção de sólidos grosseiros, desarenadores para remoção das areias e caixas de gordura para remoção de óleos presentes no efluente.

Tratamento primário: Nesta etapa o efluente apresenta aspecto mais razoável após o tratamento preliminar, possui ainda, praticamente inalterada, as suas características poluidoras. Irá ocorrer à separação de uma parte da matéria poluente da água através de sedimentação e a fração poluente que continua na água é reduzida em pequenas partículas, não sendo por isso passível de ser removida por processos exclusivamente físico-químicos, sendo necessária a inclusão de uma etapa biológica. A eficiência do tratamento primário pode chegar a 60% ou mais. São comuns nesta etapa a presença de decantador primário e tanque séptico.

Tratamento secundário: Nesta etapa predomina a ação biológica, onde a remoção da matéria orgânica ocorre por reações bioquímicas realizadas pelos micro-organismos. Consistem de reatores do tipo lagoa de estabilização, lodo ativado, filtros biológicos ou variantes. Estes reatores são constituídos por tanques com grande quantidade de micro-organismos aeróbios ou anaeróbios.

O efluente do reator contém ainda matéria orgânica remanescente e

grande quantidade de micro-organismos, sendo necessário um tratamento terciário. A eficiência do tratamento secundário pode chegar a 95% ou mais, e suas águas residuais tratadas apresentam um reduzido nível de poluição por matéria orgânica, podendo em alguns casos, serem admitidas no corpo hídrico receptor.

Tratamento terciário: Nesta etapa é realizada a desinfecção das águas residuais tratadas, para a remoção dos micro-organismos ou, em alguns casos, à remoção de determinados nutrientes, tais como o nitrogênio e fósforo, que podem causar a degradação dos corpos hídricos. A desinfecção é realizada através de cloração, ozonização ou radiação.

É importante ressaltar algumas definições quanto ao sistema de esgotamento sanitário. As principais definições são:

Corpo Receptor: O corpo d'água, que recebe o esgoto sanitário.

Estação elevatória de esgoto: Estação do sistema de esgotamento sanitário, na qual o esgoto é elevado por meio de bombas para tubulação ou outra unidade do sistema que está em um ponto de maior cota de terreno.

Estação de tratamento de esgoto: Local onde o esgoto sanitário é conduzido para o seu tratamento e posterior descarte no corpo receptor. Normalmente ficam localizadas as margens dos corpos receptores.

Rede de esgoto: Conjunto de canalizações destinadas a receber e conduzir os esgotos sanitários ao seu destino final, no caso, as estações de tratamento de esgoto.

7.1 Detalhes do sistema de tratamento de esgoto de Atibaia

O município de Atibaia, é basicamente subdivido em dois núcleos principais ou duas áreas de abrangência, a área central da cidade, localizada a margem direita da rodovia Fernão Dias, que destina o seu esgoto para a estação de tratamento de esgoto Estoril e a área dos bairros Imperial, Cerejeiras e Caetetuba, localizados a margem esquerda da mesma rodovia supracitada, que não possuem sistema de tratamento de esgoto.

Os sistemas isolados de água encontram-se nos bairros Jardim Paraíso do Tanque, Tanque, Portão e Alpes de Atibaia, todos sem sistema de esgoto.

A extensão da rede coletora de esgotos implantada é de 189,70 km, atendendo a 21.606 ligações domiciliares de esgoto e 24.162 economias de esgoto (SAAE – dez/2.009).

No ano de 2.012 foi aberto edital de licitação para a contratação de Parceria Público-Privada (PPP) do serviço de esgotamento sanitário. O contrato foi assinado junto à empresa CAB que agora é a responsável pela operação do sistema.

7.2 Estações de tratamento de esgoto – ETE

7.2.1 ETE Jardim das Palmeiras

Esta estação de tratamento possui este nome, pois está localizada dentro do Loteamento Jardim das Palmeiras, e está na margem esquerda do Córrego do Onofre. É uma estação compacta, semi-automatizada, do tipo lodos ativados por batelada. Trata somente o esgoto sanitário proveniente do loteamento de mesmo nome.

Foi implantada para ser operada de maneira semi-automática, ou seja, sem a presença de operador, mas precisa de visitas diárias para verificação dos equipamentos e da retirada, se necessário de lodo produzido pela estação. Onde o lodo proveniente desta estação é retirado por caminhão e disposto em aterro sanitário.

Característica dos equipamentos presentes:

- Conjunto moto – bomba: (Bomba submersa)

Tipo: desconhecido

Número de conjuntos: 1

Compressor: Schulz 50 Libras

Bomba Weatherford 333 rpm / 65 Kgf / cm com motor Eberle / 1cv

Bomba dosadora Bosa system

Bomba dosadora Injectronic 220 v/0,15 A
Aerador com motor WEG 220 v/10,5cv trifásico
Painel de controle e acionamento automático de bombas e periféricos

Figura 36 – ETE Jardim das Palmeiras



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

Figura 37– ETE Jardim das Palmeiras



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

Figura 38 – ETE Jardim das Palmeiras

Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

7.2.2 ETE Cerejeiras

Esta estação de tratamento de esgotos é do tipo lodo ativado. Os seus efluentes tratados são direcionados ao Córrego Folha Larga, afluente da margem esquerda do Rio Atibaia. Trata somente o esgoto sanitário proveniente do loteamento Nova Atibaia.

Característica dos equipamentos presentes:

- Conjunto moto – bomba: ABS SC882BDA0A0

Tipo: EJ 30B

Número de conjuntos: 1

Conjunto moto – bomba: ABS SC880BDA0A0

Tipo: EJ 10B

Número de conjuntos: 1

04 Aeradores Uniflux com motor WEG 15 CV, 220 v

01 Aeradores Uniflux com motor WEG 7,5 CV, 220 v

04 Agitadores com motor WEG 3,7 CV/1715 rpm

04 Bombas de recalque de esgoto

01 Painel de controle e acionamento automático de bombas e periféricos

Figura 39 – ETE Cerejeiras



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

Figura 40 – ETE Cerejeiras



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

Figura 41– ETE Cerejeiras

Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

Figura 42 – ETE Cerejeiras

Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

7.2.3 ETE Estoril

Esta estação de tratamento de esgotos é do tipo lodo ativado, foi projetada para atender a vazão de 110 L/s e atualmente trata 90 L/s. Seus efluentes tratados são lançados no Rio Atibaia e o lodo gerado no tratamento é enviado para aterro. Possui quatro tanques de aeração, onde um destes tanques apresenta falhas estruturais não podendo ser utilizado para o tratamento, desta forma diminuindo a capacidade produtiva.

Característica dos equipamentos presentes:

- Gerador Cummins, mod PCC 1.301 trifásico, 1.800 rpm, diesel
16 Aeradores Spyderjet 4.006, Hidrosul, 440 volts / 60 A

Gradeamento de entrada com moto-redutor SEW SA47tdz, 0,25KW

Bastidor de controle operacional de válvulas e de bombas elevatórias

Bastidor de controle e acionamento dos aeradores, com partida por

soft-starter WEG SSW04

Centrífuga de 8 metros cúbicos Perialisi, mod MO8413

Painel de controle eletrônico individual para cada centrífuga

01 Bombas de polímero NETZCH, mod NMO 21BY02512B, 380 L/H

02 Bombas de lodo NETZCH, mod NMO 38byo1i06b

Rosca desarenadora Ecosan com moto-redutor SEW R27DZ71K4,0,15

Kv, 220 Volts

Painel de controle e moto-redutor do adensador de lodo marca SEW

Elevatória de lodo adensado com 02 bombas NETZSCH, mod NM

038DY01, com motor WEG de 3 cv, 1.750 rpm

Painel de controle com variador de velocidade WEG mod CFW 08

Figura 43 – ETE Estoril



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

Figura 44 – ETE Estoril



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

Figura 45 – ETE Estoril (Vista Aérea)



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.010.

7.3 Estações elevatórias de esgoto – EEE

7.3.1 EEE Jardim dos Pinheiros

Esta estação elevatória recalca os esgotos provenientes do bairro Jardim dos Pinheiros, até o início do coletor tronco Jerônimo, para que seja direcionado ao tratamento na ETE Estoril.

Característica dos equipamentos presentes:

- Conjunto moto – bomba: WEG – IMBIL

Tipo: E4

Número de conjuntos: 2

Vazão: 79,2 m³/h

Altura manométrica: 13,52 mca

Potência: 7,5 HP/ 1.760 rpm

Gerador: HEIMER – 55 KVA 220 volts trifásico diesel

Painel de controle e revezamento automático de bombas

Figura 46 – EEE Jardim dos Pinheiros



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

Figura 47 – Painel de controle na EEE Jardim dos Pinheiros

Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

Figura 48 – Conjuntos motobomba na EEE Jardim dos Pinheiros

Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

7.3.2 EEE Jardim Ipê

Esta estação elevatória recalca os esgotos provenientes do bairro Jardim Ipê e parte do bairro do Morumbi, até o coletor tronco Jerônimo, para que seja direcionado ao tratamento na ETE Estoril.

Característica dos equipamentos presentes:

- Conjunto moto – bomba: WEG – IMBIL

Tipo: E3

Número de conjuntos: 2

Vazão: 5,0 m³/h

Altura manométrica: 10,43 mca

Potência: 2,2 HP/ 1.725 rpm

Painel de controle e revezamento automático de bombas

Figura 49 – EEE Jardim do Ipê



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

Figura 50 – Conjuntos motobomba na EEE Jardim do Ipê



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

7.3.3 EEE III Centenário (Antiga Parque dos Coqueiros)

Esta estação elevatória recalca os esgotos provenientes do bairro de mesmo nome, até o coletor tronco Jerônimo, para que seja direcionado ao tratamento na ETE Estoril.

Característica dos equipamentos presentes:

- Conjunto moto –

bomba: WEG – IMBIL

Tipo: E3

Número de conjuntos: 2

Vazão: 15,0 m³/h

Altura manométrica: 20,56 mca

Potência: 9,2 HP/ 1755 rpm

Painel de controle e revezamento automático de bombas

Figura 51 – EEE III Centenário



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

Figura 52– Sistema de pressurização EEE III Centenário



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

7.3.4 EEE São João

Esta estação elevatória recalca os esgotos provenientes do bairro de mesmo nome, até o coletor tronco Jerônimo, para que seja direcionado ao tratamento na ETE Estoril.

Característica dos equipamentos presentes:

- Conjunto moto – bomba: WEG – IMBIL

Tipo: E3

Número de conjuntos: 2

Vazão: 5,0 m³/h

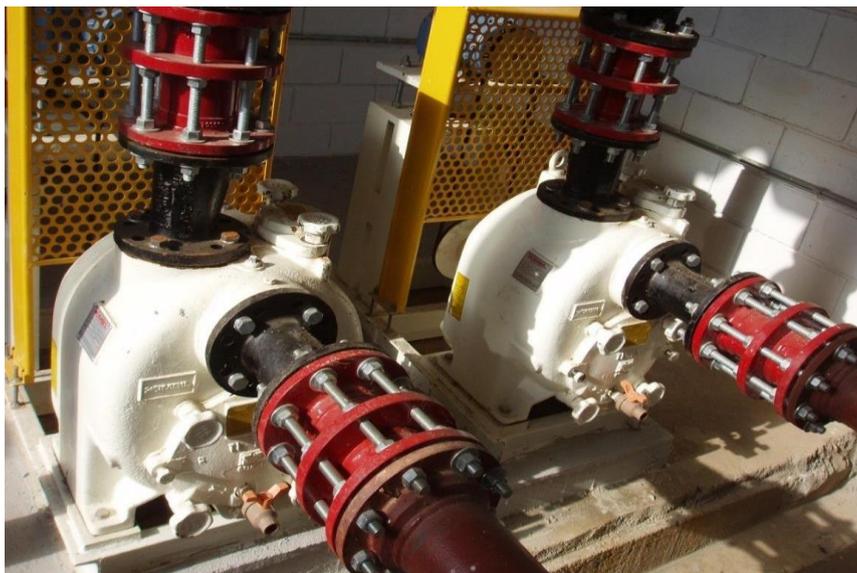
Altura manométrica: 10,43 mca

Potência: 2,2 HP / 1.725 rpm

Painel de controle e revezamento automático de bombas

Figura 53 – EEE São João

Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

Figura 54 – Conjuntos moto-bomba na EEE São João

Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

7.3.5 EEE Santa Helena

Esta estação elevatória está localizada no bairro Estoril 2, próximo da entrada principal da cidade, recalca os esgotos provenientes do bairro Estoril 2, para o Córrego do Onofre, sendo lançado diretamente no Córrego sem tratamento.

Característica dos equipamentos presentes:

- Conjunto moto – bomba: KRT F80

Tipo: KSB

Número de conjuntos: 1

Vazão: 30,6 m³/h

Altura manométrica: 9,90 mca

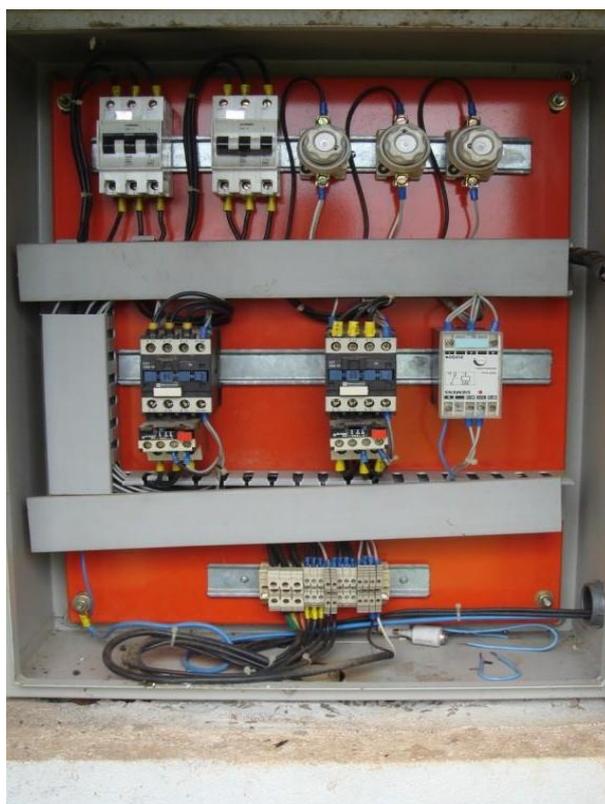
Potência: 5,0 HP/ 1700 rpm – 220 V – trifásico

Acionamento: painel de contatores

Figura 55 – EEE Santa Helena



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

Figura 56 – Painel de contadores EEE Santa Helena

Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

7.3.6 EEE Alvinópolis II (Elevatórias A e B)

Estas estações elevatórias estão localizadas no bairro Alvinópolis 2, recalca os esgotos provenientes do bairro, para o Córrego do Onofre, sendo lançado diretamente no Córrego sem tratamento.

Característica dos equipamentos presentes:

- EEE Alvinópolis II (Elevatória A)

Conjunto moto – bomba: FLYGT 3.085

Número de conjuntos: 1

Altura manométrica: 5,0 mca

Potência: 3,0 HP/ 1.700 rpm – 220 v – trifásico

Acionamento: painel de contadores

- EEE Alvinópolis II (Elevatória B)
Conjunto moto – bomba: FLYGT 3.085
Número de conjuntos: 1
Altura manométrica: 5,0 mca
Potência: 3,0 HP/ 1.700 rpm – 220 v
Acionamento: painel de contadores

Figura 57 – EEE Alvinópolis II – Elevatória A



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

Figura 58– EEE Alvinópolis II – Elevatória B



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

7.3.7 EEE Nova Atibaia (Loteamento Nova Atibaia)

Esta estação elevatória está localizada no loteamento Nova Atibaia, recalca os esgotos provenientes do bairro, para a ETE Cerejeiras.

Característica dos equipamentos presentes:

- Conjunto moto – bomba: ABS AFP 083M2046

Número de conjuntos: 2

Vazão: 79,2 m³/h

Altura manométrica: 13,52 mca

Potência: 13,5 HP/ 1.760 rpm

Gerador: Stemac – 40 KVA 220 volts trifásico diesel

Painel de controle e revezamento automático de bombas, com softstarter WEG 05 Plus/60 A.

Figura 59 – EEE Nova Atibaia



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

Figura 60 – Painel de Controle da EEE Nova Atibaia

Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

7.3.8 EEE AABB

Esta estação elevatória também está localizada no loteamento Nova Atibaia, recalca os esgotos provenientes do bairro, para a ETE Cerejeiras.

Característica dos equipamentos presentes:

- Conjunto moto – bomba: ABS SC882BDA0A0

Tipo: EJ 30B

Número de conjuntos: 1

Conjunto moto – bomba: ABS SC880BDA0A0

Tipo: EJ 10B

Número de conjuntos: 1

Figura 61 – EEE AABB



Fonte: Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, 2.016.

Na página seguinte segue mapa esquemático do sistema de esgotamento sanitário:

Figura 62– Mapa esquemático sistema de esgotamento sanitário



Fonte: Plano Municipal de Saneamento, 2.010.

8 Estudo de caso nova estação de tratamento de esgoto

Conforme relatado no capítulo anterior existem atualmente algumas estações elevatórias que bombeiam seus rejeitos diretamente no corpo hídrico, sem o devido tratamento.

O lançamento de efluentes líquidos não tratados em corpos hídricos provoca um sério desequilíbrio no ecossistema aquático. O esgoto doméstico consome o oxigênio em seu processo de decomposição, causando a mortalidade de peixes. Os nutrientes, principalmente fósforo e nitrogênio, presentes nestes efluentes, quando em altas concentrações, geram a proliferação excessiva de algas, o que também desequilibra o ecossistema local. Quanto à questão de saúde pública, a água poluída provoca doenças como cólera, disenteria, meningite, amebíase e hepatites A e B.

Para solucionar tais problemas, será proposta a desativação das ETE Cerejeiras e ETE Jardim das Palmeiras, e a criação de uma nova estação de tratamento de esgoto de grande porte, para atender toda a região da margem direita da rodovia Fernão Dias, atendendo os bairros Cerejeiras, Jardim Imperial, Santa Helena, Jardim Colonial, Caetetuba e proximidades.

8.1 Cálculo da vazão a ser tratada

Como abordado em capítulos anteriores, atualmente o esgotamento sanitário de Atibaia se dá através de uma parceria pública privada entre a SAAE (Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia) e a CAB Ambiental. Com contrato firmado em dezembro de 2012, a CAB ficou responsável por gerenciar todo o sistema de esgotamento sanitário de Atibaia. Neste capítulo, não se entrará no mérito do contrato em si e suas obrigações, mas sim no dimensionamento de uma nova ETE (Estação de Tratamento de Esgoto). Em seu site, a CAB alega tratar cerca de 43% do esgoto municipal. Como visto a muito ainda por se fazer.

Este estudo se baseou nos bairros que estão à margem direita da rodovia Fernão Dias, sentido São Paulo, bairros densamente populosos, como o Caetetuba, Jardim imperial, Jardim Cerejeiras, Jardim Colonial, entre outros.

Figura 63– Vista aérea da localidade a ser estudada



Fonte: Google Maps / 2.016.

Primeiramente era necessário estimar a população atendida por uma eventual nova ETE. Para tal, com o auxílio de um programa de computador, o AutoCAD, foi encontrada uma área de 5,06 km². Assim como no capítulo 5, para estimar a população atendida, foram consultadas fontes, como o IBGE, onde foi encontrada a população total do município de Atibaia, conforme tabela 1.

Como a área a ser estudada é densamente povoada se faz necessário considerar um valor muito acima dos 264,57 habitantes por km², uma vez que Atibaia tem uma área muito grande, mas sua população se encontra concentrada em alguns pontos. Foi necessário recorrer também à tabela 2 da Embrapa, para estimar tal população a ser atendida.

Como se nota devemos multiplicar a área por 6.958,9, que é o número que nos atende para estimar a população a ser atendida. Multiplicando-se a área de 5,06 km² por 6.958,9 chegamos a uma população de 35.212,03. Ficaremos então com o número de 35.213 habitantes.

Através do que se obtém através da literatura, como Manual de Hidráulica, do Azevedo Netto, pode-se chegar à vazão do esgotamento, acrescentando um valor de retorno, o coeficiente C à fórmula de consumo de água:

$$\text{Fórmula geral (esgotamento): } \quad \mathbf{Q = (P \cdot \text{consumo} \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot C) / 86.400}$$

Onde:

- Q - vazão de projeto para o trecho considerado, em l/s;
- P - população de projeto, considerando os horizontes temporais de durabilidade física, funcional e de economicidade do subsistema;
- Consumo - vazão unitária consumida por pessoa, em l/pessoa/dia, variando entre 120 (para áreas de periferia) e 250 (bairros residenciais de classe média). Esse valor pode variar bastante, dependendo de condições específicas;
- k1 - coeficiente de máxima vazão diária, fixado em 1,2;
- k2 - coeficiente de máxima vazão horária, fixado em 1,5, aplicável aos sistemas e componentes sujeitos a solicitação por pico horário;
- 86.400 - número de segundos contido em 24 horas, para adaptar q, originalmente em dias.
- C – coeficiente de retorno. Relação média entre os volumes de esgoto produzido e de água efetivamente consumida, isto é, quando você abre uma torneira para lavar as mãos por exemplo, você não consome toda água e grande parte dela escoar pelo sistema de esgotamento. A NBR 9.649 – Projeto de rede de esgoto, estipula este número em 0,8.

Variações diárias: o volume distribuído num ano dividido por 365 permite conhecer a vazão média diária anual. A relação entre o maior consumo diário verificado e a vazão média diária anual fornece o coeficiente do dia de maior consumo (k_1).

$K_1 = (\text{vazão média do dia de maior consumo}) / (\text{vazão média diária anual})$.

Variações horárias: ao longo do dia têm-se valores distintos de pico de vazões horários. Entretanto haverá uma determinada hora do dia em que a vazão de consumo será máxima. É utilizado o coeficiente da hora de maior consumo (k_2), que é a relação entre o máximo consumo horário verificado no dia de maior consumo e o consumo médio horário do dia de maior consumo. O consumo é maior nos horários de refeições e menores no início da madrugada.

$K_2 = (\text{maior vazão horária do dia}) / (\text{vazão média horária do dia})$.

Para se estabelecer o consumo, precisava-se estimar este número, apesar dos valores estarem entre 120 e 250 litros por habitante, em sites respeitados, como o da ONU (Organização das Nações Unidas) e OMS (Organização Mundial da Saúde), este número pode ser bem menor. De acordo com a Organização Mundial de Saúde (OMS), são necessários entre 50 a 100 litros de água por pessoa, por dia, para assegurar a satisfação das necessidades mais básicas e a minimização dos problemas de saúde.

De acordo com os hábitos e nível de vida dos munícipes de Atibaia, estabeleceu-se este número em 110 litros de água por habitante.

$$Q = (P * \text{consumo} * k_1 * k_2 * C) / 86.400$$

$$Q = (35213 * 110 * 1,2 * 1,5 * 0,8) / 86.400$$

$$Q = 64,56 \text{ litros por segundo.}$$

De início seria necessária uma ETE que suporta-se tratar 65 litros por segundo.

Para aumentar a vida útil da ETE a ser implantada foi necessário prever uma vazão que atendesse uma população estimada para daqui a trinta anos.

Para tal, foi preciso estimar esta população para daqui a trinta anos. Com uma simples progressão aritmética foi obtida a uma população futura de 47.258 habitantes. Com dados do IBGE para uma população do município de Atibaia em 2.016 de 138.449 habitantes e em 2.010 de 126.603 habitantes, temos os dados necessários.

Foi considerado um número anual de crescimento, o k_A , conseguido através da fórmula:

$$K_A = (p_2 - p_0) / (t_2 - t_0)$$

P_2 = população posterior

P_0 = população inicial

T_2 = tempo posterior

T_0 = tempo início

$$K_A = (138.449 - 126.603) / (2.016 - 2.010)$$

$$K_A = 1.974,33$$

Com o K_A foi possível estimar a população total de Atibaia em 2046.

Através da fórmula:

$$P_T = p_0 + k_A \cdot (t - t_0)$$

P_T = população de projeto

P_0 = a mesma população inicial da fórmula anterior, para se achar o k_A

K_A = grosseiramente pode-se dizer que é o quanto cresce uma população anualmente.

T = tempo final

T_0 = tempo inicial

$$P_T = 126.603 + 1.974,33 \cdot (2.046 - 2.016)$$

$$P_T = 185.833 \text{ habitantes.}$$

Agora voltemos aos nossos dados de 2.016, Atibaia tem uma população total estimada em 138.449 habitantes e nossa área de projeto com 35.213

habitantes, o que representa 25,43% do total. Considerando os mesmos ritmos de crescimento, Atibaia em 2.046 teria uma população de 185.833 habitantes e nossa área de estudo teria uma população estimada em 2.046 de 47.258 habitantes. Fazendo-se os cálculos novamente:

$$Q = (P \cdot \text{consumo} \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot C) / 86.400$$

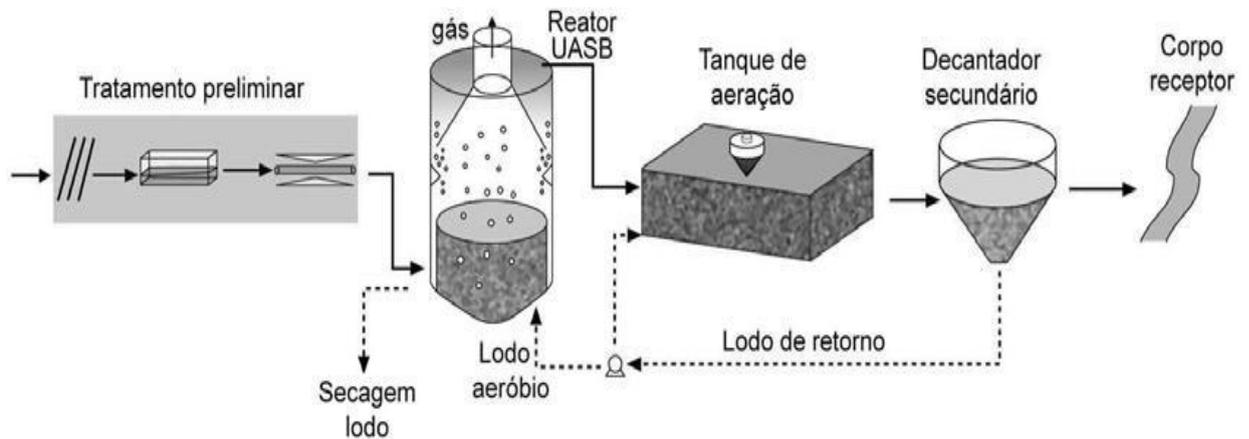
$$Q = (47.258 \times 110 \times 1,2 \times 1,5 \times 0,8) / 86.400$$

$$Q = 86,64 \text{ litros por segundo.}$$

Podemos concluir que uma nova eventual ETE para atender os bairros à direita da Fernão Dias, deveria ser construída em duas fases, de imediato para se tratar 65 litros por segundo de esgoto, e em sua segunda fase atingindo um tratamento de 90 litros por segundo.

8.2 Configuração do tratamento na ETE

Para se atingir uma melhor eficiência do sistema, ocorrerá à mistura de processos aeróbios com processos anaeróbios. Trata-se de processo por lodos ativados, porém ao invés de se ter o decantador primário, tem-se o reator anaeróbio. O lodo aeróbio excedente, gerado no processo de lodos ativados e ainda não estabilizado, é encaminhado ao reator UASB, onde sofre adensamento e digestão, juntamente com o lodo anaeróbio. Como esta vazão de retorno do lodo aeróbio é baixa, comparada com a vazão afluyente, não há distúrbios operacionais no reator. O lodo retirado do reator anaeróbio possui ótimas características para desidratação em centrífuga. A figura 64 apresenta o fluxograma desta configuração.

Figura 64 – Configuração do tratamento na ETE

Fonte: Von Sperling. Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos (2.002).

O tratamento preliminar será composto por grade mecanizada que impede a passagem de sólidos grosseiros que acompanham o efluente e caixa de areia para retenção deste material.

Os sólidos grosseiros, a areia retida na caixa de areia e o lodo devidamente desidratado são retirados e encaminhados para aterro sanitário.

9 Drenagem urbana

A drenagem urbana é o conjunto de medidas que tem como objetivo minimizar os riscos e prejuízos ocasionados por inundações e proporcionar o desenvolvimento urbano de forma harmônica e sustentável. Portanto, a drenagem vem a ser o gerenciamento dos escoamentos das águas pluviais em meio urbano.

Segundo BOTELHO, os sistemas de drenagem urbana são estruturas destinadas a coleta e afastamento de águas pluviais destinando-as aos cursos d'água mais próximas. São ainda, sistemas preventivos de inundações, principalmente nas áreas mais baixas das comunidades sujeitas a alagamentos ou marginais de cursos naturais de água.

Em diversas cidades espalhadas pelo mundo, a drenagem urbana foi abordada com certo desprezo, no âmbito do parcelamento do solo para uso urbano. Em grande parte dos centros urbanos o crescimento de áreas urbanizadas se deu de forma tão acelerada que em poucas localidades ocorreu um planejamento de expansão levando-se em conta a drenagem.

A impermeabilização do solo caminha de mãos dadas com a expansão urbana. Tal aumento ocorreu principalmente nas proximidades das áreas de várzeas dos rios e na zona costeira, em direção as montanhas e morros, em virtude da interação da população com os corpos hídricos, utilizados principalmente como fonte de recursos para a vida humana. As áreas de várzeas que sazonalmente eram sujeitas ao alagamento, foram suprimidas, ocasionando aceleração dos escoamentos e aumento considerável nos picos de vazão e logo das inundações em muitos casos.

No Brasil ocorre uma deficiência do saneamento básico nas cidades, que muitas vezes transformam os córregos urbanos em condutores de esgotos a céu aberto. E por resultado, as inundações transportam as doenças decorrentes do contato com a água contaminada, como a leptospirose, febre tifoide e hepatite.

Em outros casos é comum o desaparecimento de pessoas que estavam passando por áreas alagadas, os picos de vazão podem ser tão grandes que possuem força para arrastar pessoas e carros.

Os problemas de drenagem urbana nas cidades brasileiras que passaram ou passam por expansão mostram-se preocupantes. A periodicidade e a gravidade das inundações em algumas cidades e regiões metropolitanas vêm comprovar a necessidade de buscar medidas para evitar tais adversidades.

Um sistema de drenagem de águas pluviais é constituído de uma série de singularidades e dispositivos hidráulicos para os quais, existe uma nomenclatura própria e cujos elementos mais frequentes são enumerados a seguir:

- Bacia de drenagem: É a área contribuinte para a seção em estudo; (MASSULO, 2.010)
- Greide: É uma linha do perfil correspondente ao eixo longitudinal da superfície livre da via pública; (MASSULO, 2.010)
- Guia: Também conhecida como meio-fio, é a faixa longitudinal de separação do passeio com o leito viário, constituindo-se geralmente de peças de granito argamassadas; (MASSULO, 2.010)
- Sarjeta: É o canal longitudinal, em geral triangular, situado entre a guia e a pista de rolamento, destinado a coletar e conduzir as águas de escoamento superficial até os pontos de coleta; (MASSULO, 2.010)
- Sarjetões: Canal de seção triangular situado nos pontos baixos ou nos encontros dos leitos viários das vias públicas, destinados a conectar sarjetas ou encaminhar efluentes destas para os pontos de coleta; (MASSULO, 2.010)
- Bocas coletoras: Também denominadas de bocas de lobo, são estruturas hidráulicas para captação das águas superficiais transportadas pelas sarjetas e sarjetões, que em geral situam-se sob o passeio ou sob a sarjeta (MASSULO, 2.010):
- Galerias - são condutos destinados ao transporte das águas captadas nas bocas coletoras até os pontos de lançamento (MASSULO, 2.010);

- Conduitos de ligação: Também denominados de tubulações de ligação, são destinados ao transporte da água coletada nas bocas coletoras até às galerias pluviais (MASSULO, 2.010);
- Poços de visita: São câmaras visitáveis situadas em pontos previamente determinados, destinadas a permitir a inspeção e limpeza dos condutos subterrâneos (MASSULO, 2.010);
- Trecho da galeria: É a parte da galeria situada entre dois poços de visita consecutivos (MASSULO, 2.010);
- Caixas de ligação: Também denominados de caixas mortas, são caixas de alvenaria subterrâneas não visitáveis, com finalidade de reunir condutos de ligação os estes à galeria (MASSULO, 2.010);
- Tempo de concentração: É o menor tempo necessário para que toda a bacia de drenagem possa contribuir para a seção em estudo, durante uma precipitação (MASSULO, 2.010);
- Tempo de recorrência: Também conhecido como período de retorno. É o intervalo de tempo onde determinada chuva de projeto é igualada ou suplantada estatisticamente (MASSULO, 2.010).

9.1 Estudo de caso drenagem urbana na cidade de Atibaia

9.1.1 Aspectos Institucionais

Diferentemente do saneamento básico, isto é, água, esgotos e resíduos sólidos, geridos pela Companhia de Saneamento Ambiental de Atibaia – SAAE, a drenagem urbana está sob responsabilidade da Prefeitura Municipal de Atibaia.

A estrutura administrativa da Prefeitura é dividida em secretarias, onde a drenagem urbana está ao cargo de diferentes secretarias. A Coordenadoria do Plano de Obras realiza as obras de microdrenagem, juntamente com as obras de pavimentação, implantando guias e sarjetas.

A Diretoria do Meio Ambiente e a Diretoria de Obras Públicas, ambas vinculadas a Secretaria de Meio Ambiente e Urbanismo – SUMA, também prestam serviços de drenagem. A primeira é responsável pelo licenciamento das obras de macrodrenagem e a segunda elabora e executa esses projetos.

A Secretaria de Infraestrutura é responsável pela limpeza dos dispositivos de microdrenagem e desassoreamento dos corpos hídricos no âmbito municipal.

Logo, não há uma única secretaria ou órgão municipal que cuide somente da drenagem urbana.

9.1.2 Infraestrutura existente

9.1.2.1 Macrodrenagem

A cidade de Atibaia possui relevo colinoso com drenagem natural formada por corpos hídricos, como os ribeirões da Folha Larga, Taboão (Onofre), Itapetinga (Piqueri), que são contribuintes do Rio Atibaia. Tal rede hídrica tem atuação na área urbana.

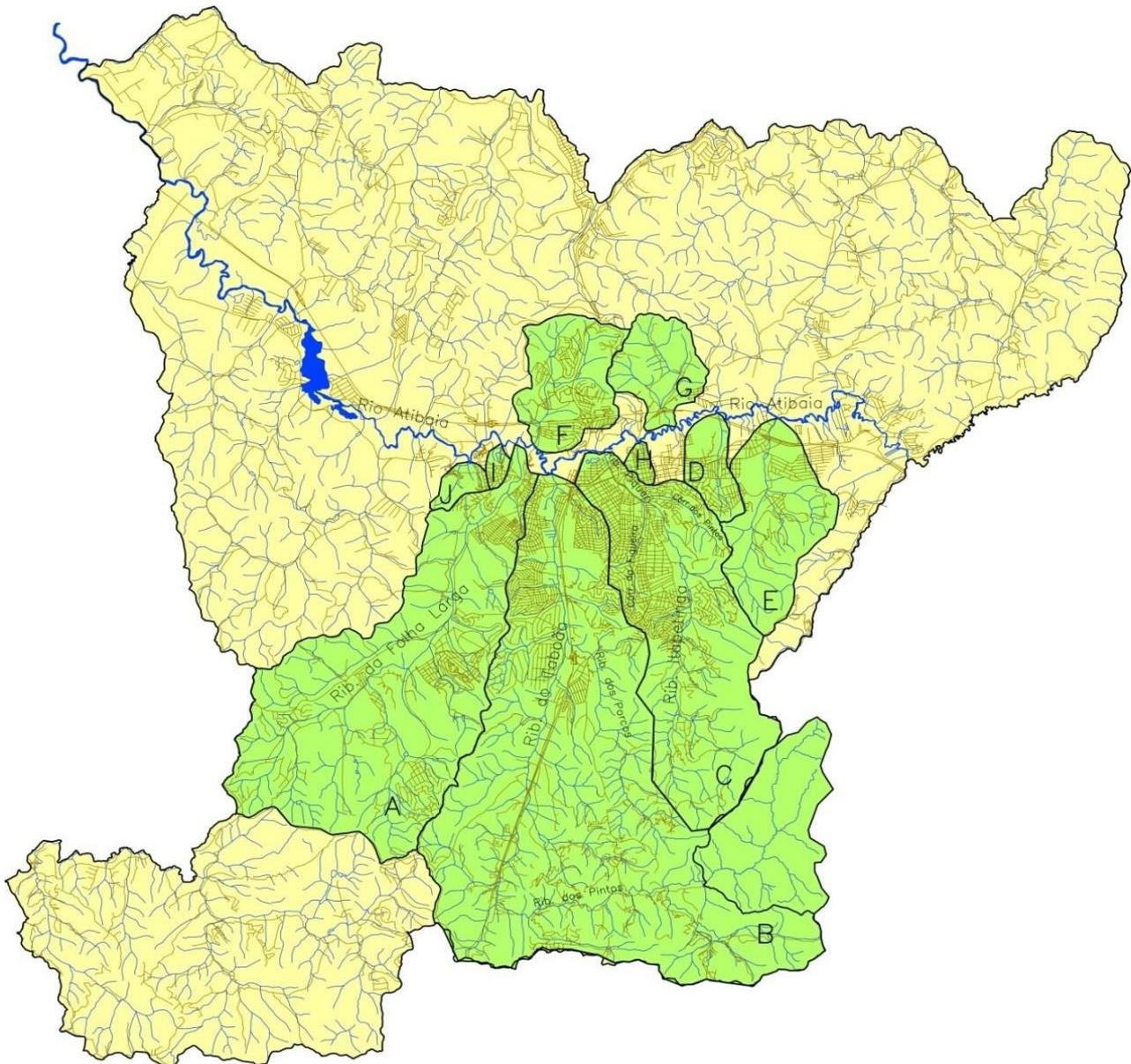
Atualmente existem obras de macrodrenagem executadas procurando um ordenamento do espaço e combater inundações. Encontram-se trechos de

corpos hídricos canalizados, tanto em canal aberto como fechado.

A cidade não possui um histórico de projetos de macrodrenagem, sendo todas as obras constatadas no próprio local.

Na figura abaixo se observa a delimitação das bacias e os corpos hídricos do município.

Figura 65 – Delimitação das microbacias e corpos hídricos dentro do município de Atibaia.



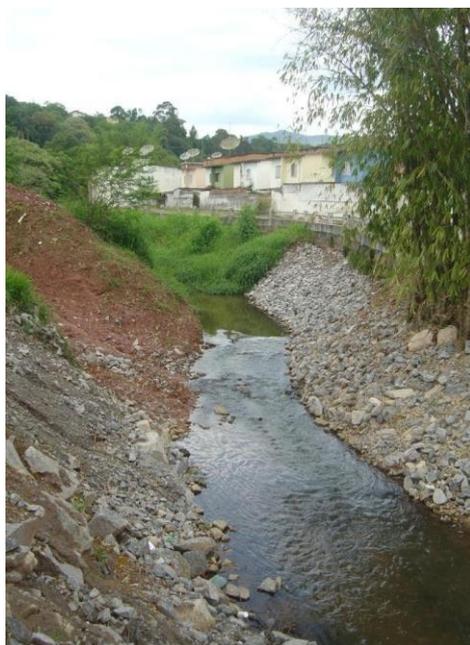
Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

Figura 66 – Ribeirão Piqueri, na Av. Joviano Alvim (Trecho em canal aberto)



Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

Figura 67 – Ribeirão Itapetinga, na ponte da Alameda Lucas Nogueira Garcez (Trecho em canal aberto)



Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

Figura 68 – Córrego da Figueira entre as Alamedas Campinas e Santos.



Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

Figura 69 – Encontro entre o Ribeirão Itapetinga e o córrego da Figueira.



Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

Figura 70 – Córrego sem denominação 5, na Av. Brasília no bairro Parque das Nações (durante chuva intensa).



Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

Figura 71– Lago no Córrego da Figueira, entre as ruas São Bernardo e do Lago.



Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

Figura 72 – Lago no Córrego dos Pintos, na Alameda Lucas Nogueira Garcez.



Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

9.1.2.2 Microdrenagem

A área urbana da cidade conta com sarjeta, sarjetões, bocas coletoras e galerias, sendo este sistema responsável por conduzir as águas pluviais em nível de rede primária urbana, até o sistema de macrodrenagem. Porém não existe cadastro da rede de microdrenagem, deste modo não se sabe para qual galeria são conduzidas as águas pluviais coletadas, posição de poços de visita e bocas coletoras, bem como dimensões e condições operacionais.

9.2 Problemas drenagem urbana no município de Atibaia

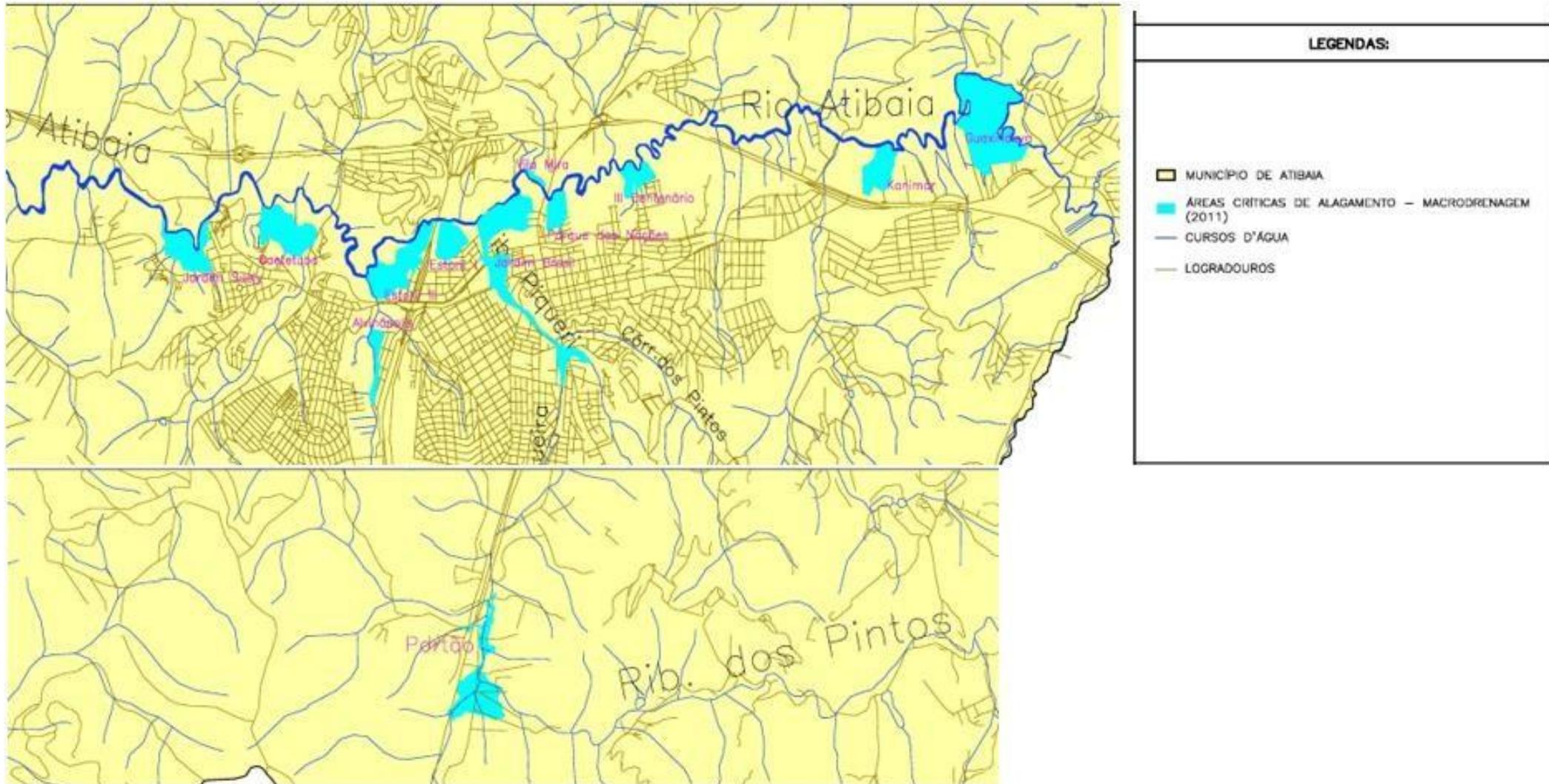
A montante do trecho do Rio Atibaia que margeia a cidade de mesmo nome, se encontra o sistema Cantareira que abastece a região metropolitana de São Paulo. Com sua execução e operação ocorreu a formação de reservatórios de acumulação e regularização das águas superficiais, o que ocasionou o amortecimento de cheias a jusante, inclusive no trecho onde se situa a cidade de Atibaia.

Este amortecimento das cheias permitiu a expansão urbana do município para as áreas de várzea, onde naturalmente ocorria o transbordo do rio em períodos de cheia. Atualmente tais áreas são as que mais sofrem durante os períodos chuvosos.

Durante os períodos de cheia de 2.009 e 2.010 a cidade enfrentou inundações, mas a pior inundação que o município enfrentou foi em 2.011. Desde aquela época até os dias atuais, qualquer chuva com intensidade significativa ocorre à inundação das áreas de várzea.

As áreas mais afetadas são os bairros Guaxinduva, Kanimar, Terceiro Centenário, Parque das Nações, Vila Mira, Jardim Brasil, Estoril I, Estoril II, Alvinópolis, Caetetuba, Jardim Suely e Portão. Abaixo planta contendo as áreas que sofrem com inundações:

Figura 73– Áreas com problemas de inundação no município de Atibaia.



Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

9.3 Fator de forma das microbacias de Atibaia

Segundo Silva, o coeficiente de compacidade (K_c) é a relação entre o perímetro da bacia e a circunferência de um círculo de área equivalente.

$$K_c = 28x \frac{\text{Perímetro}}{\sqrt{\text{Área}}}$$

As unidades do perímetro e da área devem ser compatíveis, de forma que o coeficiente de compacidade seja adimensional. Quanto mais próximo da unidade for o coeficiente, mais a forma da bacia, irá se aproximar de um círculo, e menor será seu tempo de concentração. Tornando a bacia mais propensa a cheias.

Segundo Silva, o fator de forma (K_f) é a relação entre a largura média e comprimento axial da bacia hidrográfica.

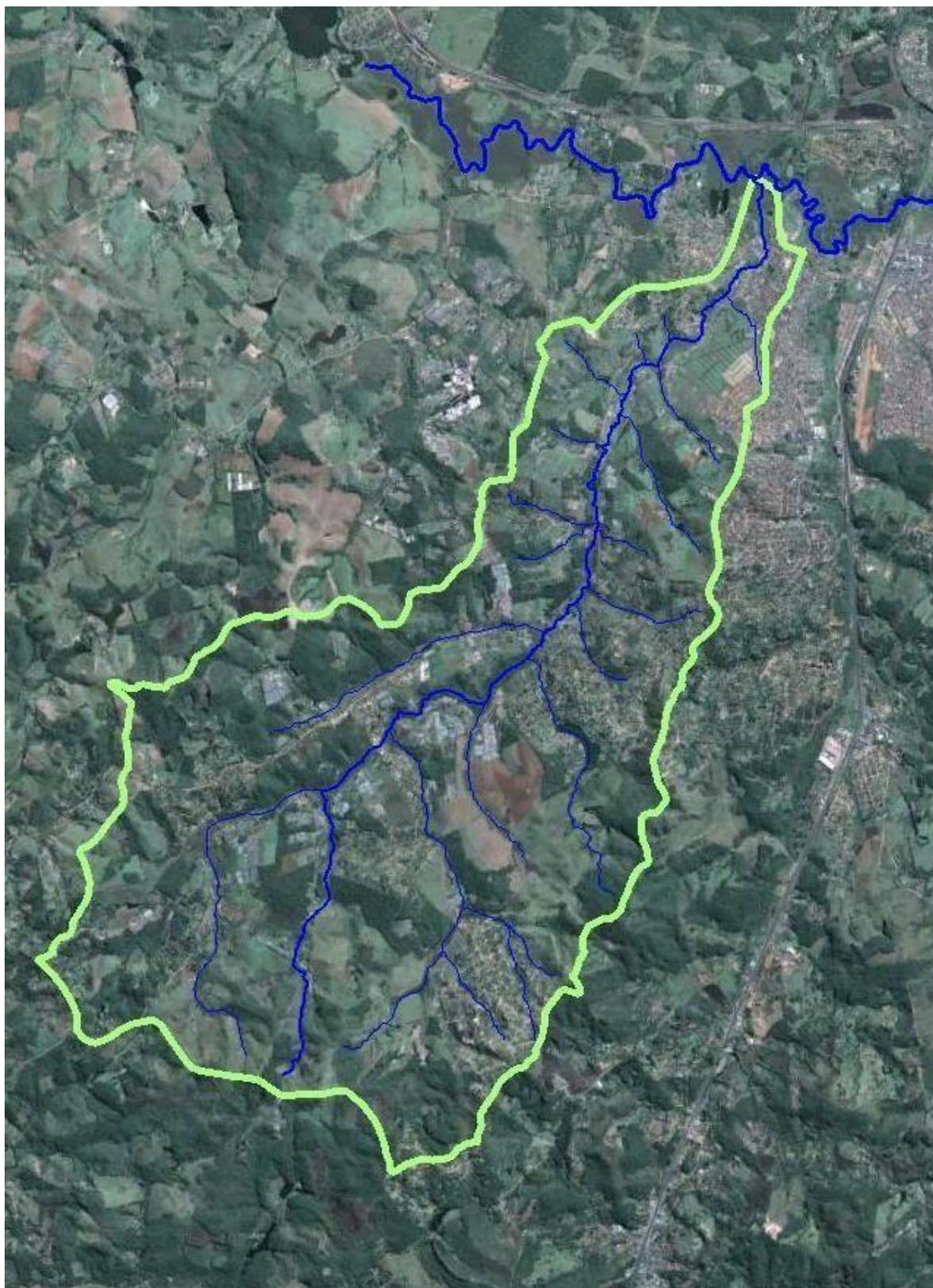
$$K_f = \frac{\text{Área}}{Lax^2}$$

Onde Lax é o comprimento da bacia hidrográfica, dado pela distância entre a cabeceira mais distante até a desembocadura. As unidades do comprimento da bacia e da área de drenagem devem ser compatíveis, de forma que o fator de forma seja adimensional.

Neste caso, a forma da bacia hidrográfica é comparada à forma de um retângulo. Quanto menor o fator de forma, mais alongada é a bacia e maior será seu tempo de concentração.

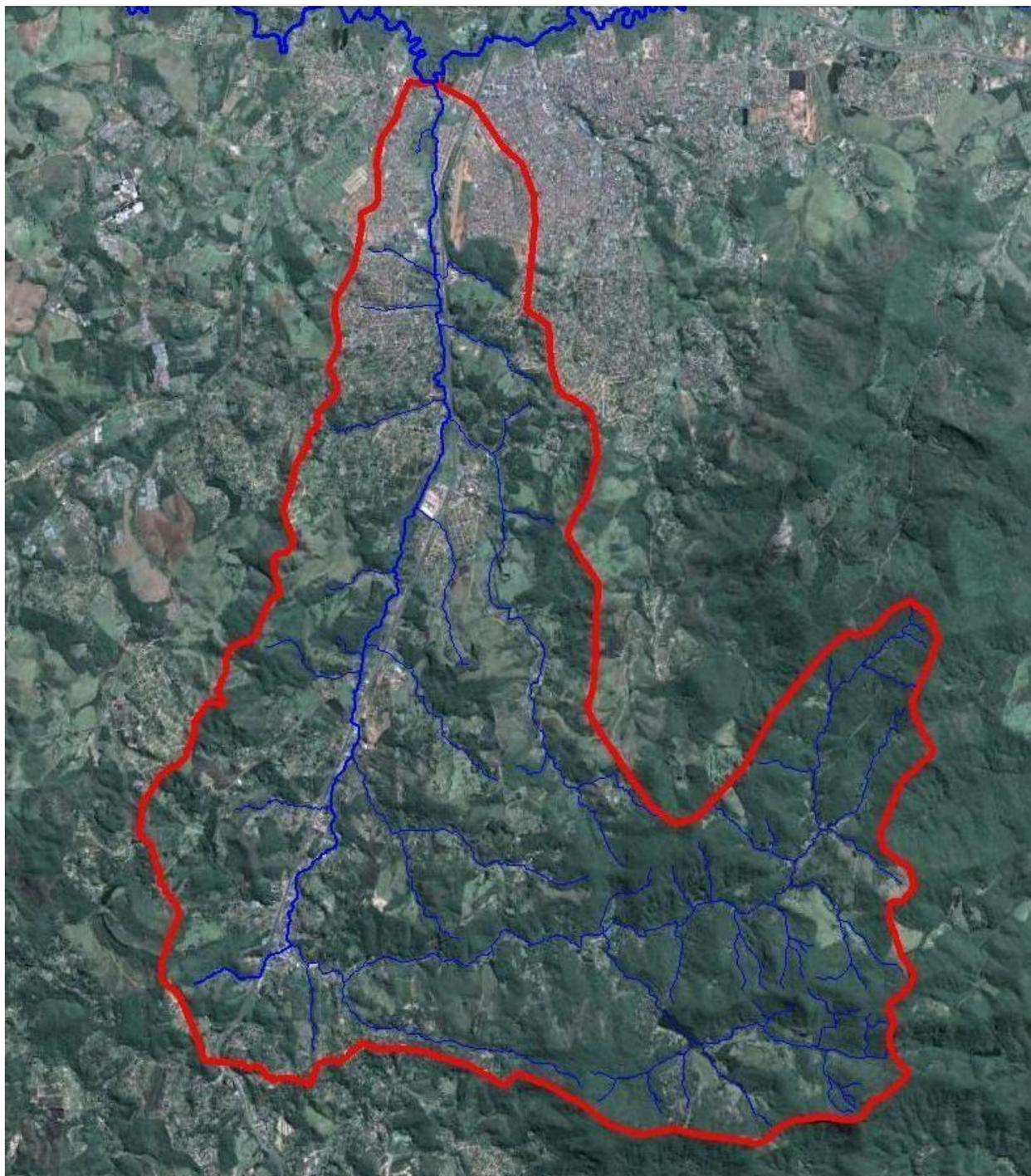
A seguir será apresentado a representação da forma das microbacias e os respectivos cálculos do coeficiente de compacidade e do fator de forma de cada uma.

Figura 74– Representação da forma da microbacia A



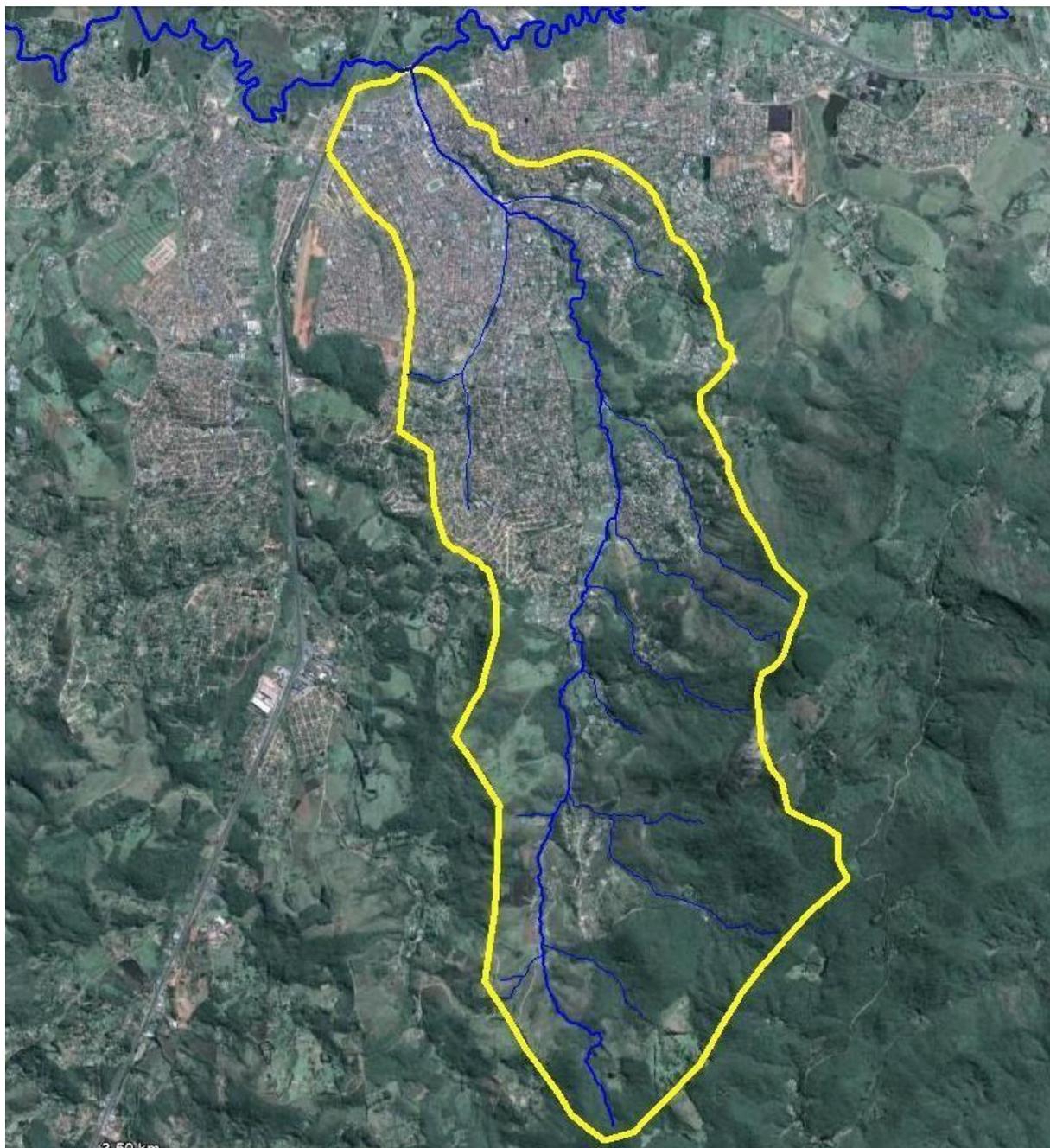
Fonte: Plano Municipal e Drenagem Urbana, 2.011.

Figura 75– Representação da forma da microbacia B



Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

Figura 76– Representação da forma da microbacia C



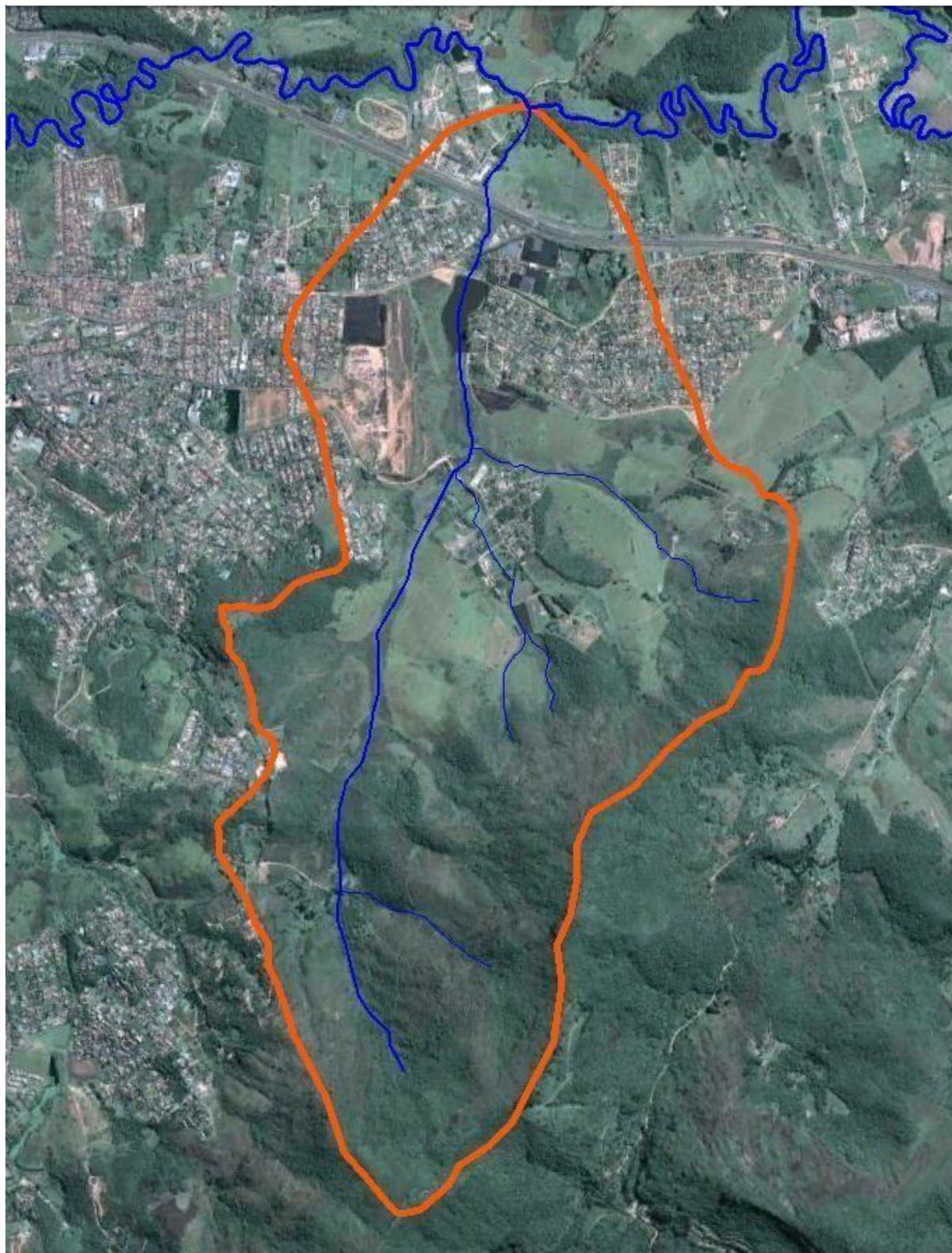
Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

Figura 77– Representação da forma da microbacia D



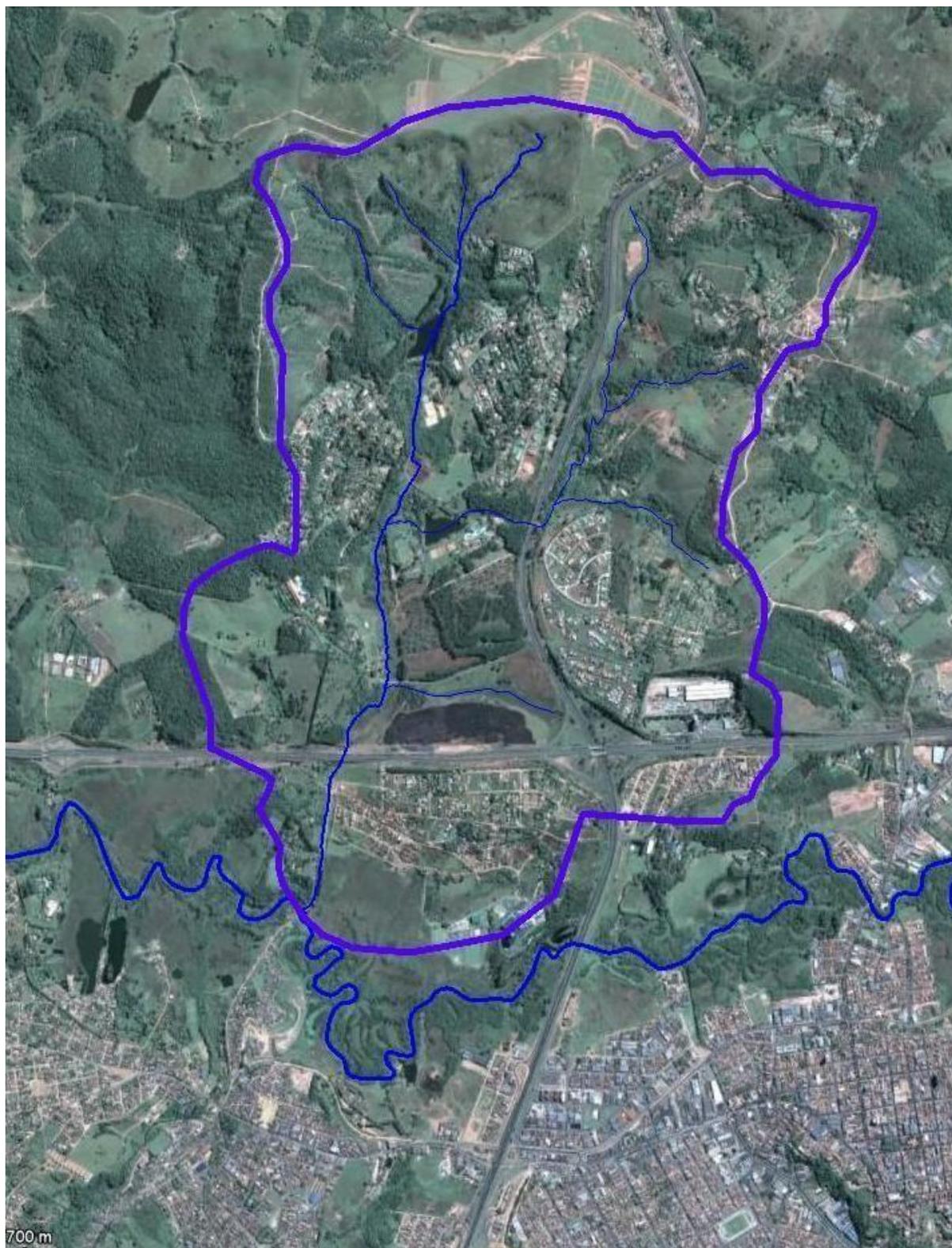
Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

Figura 78 – Representação da forma da microbacia E



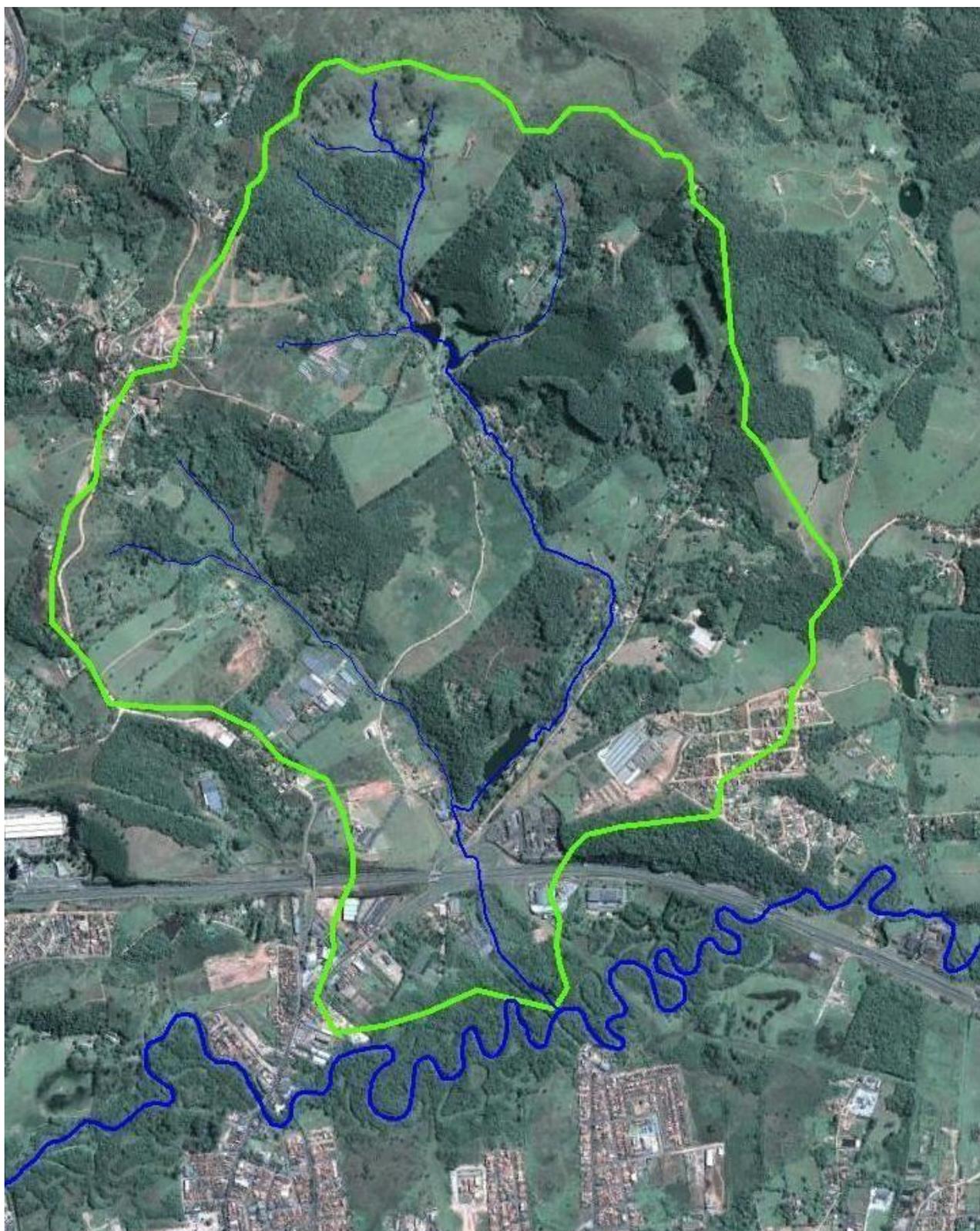
Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

Figura 79 – Representação da forma da microbacia F



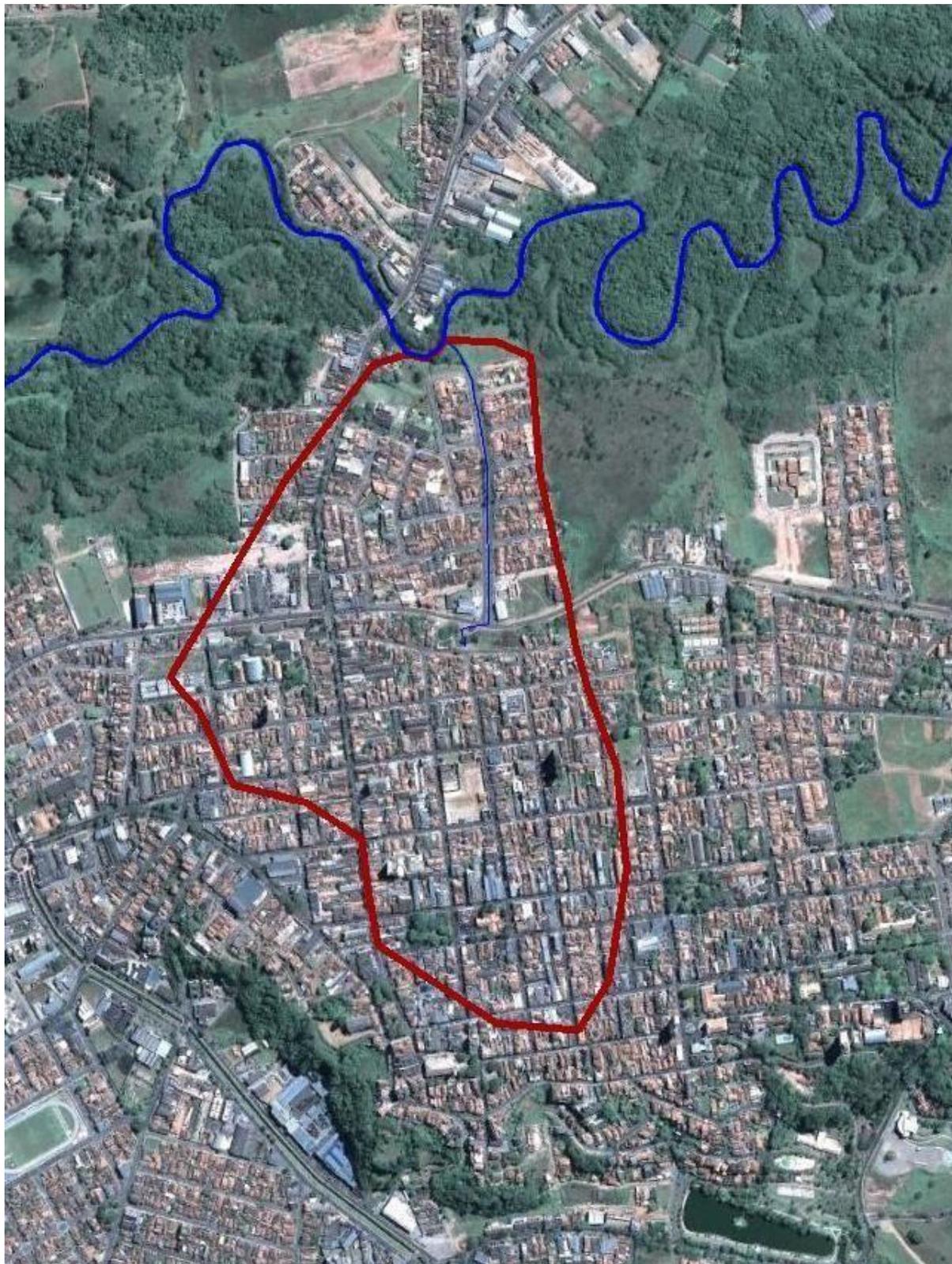
Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

Figura 80 – Representação da forma da microbacia G



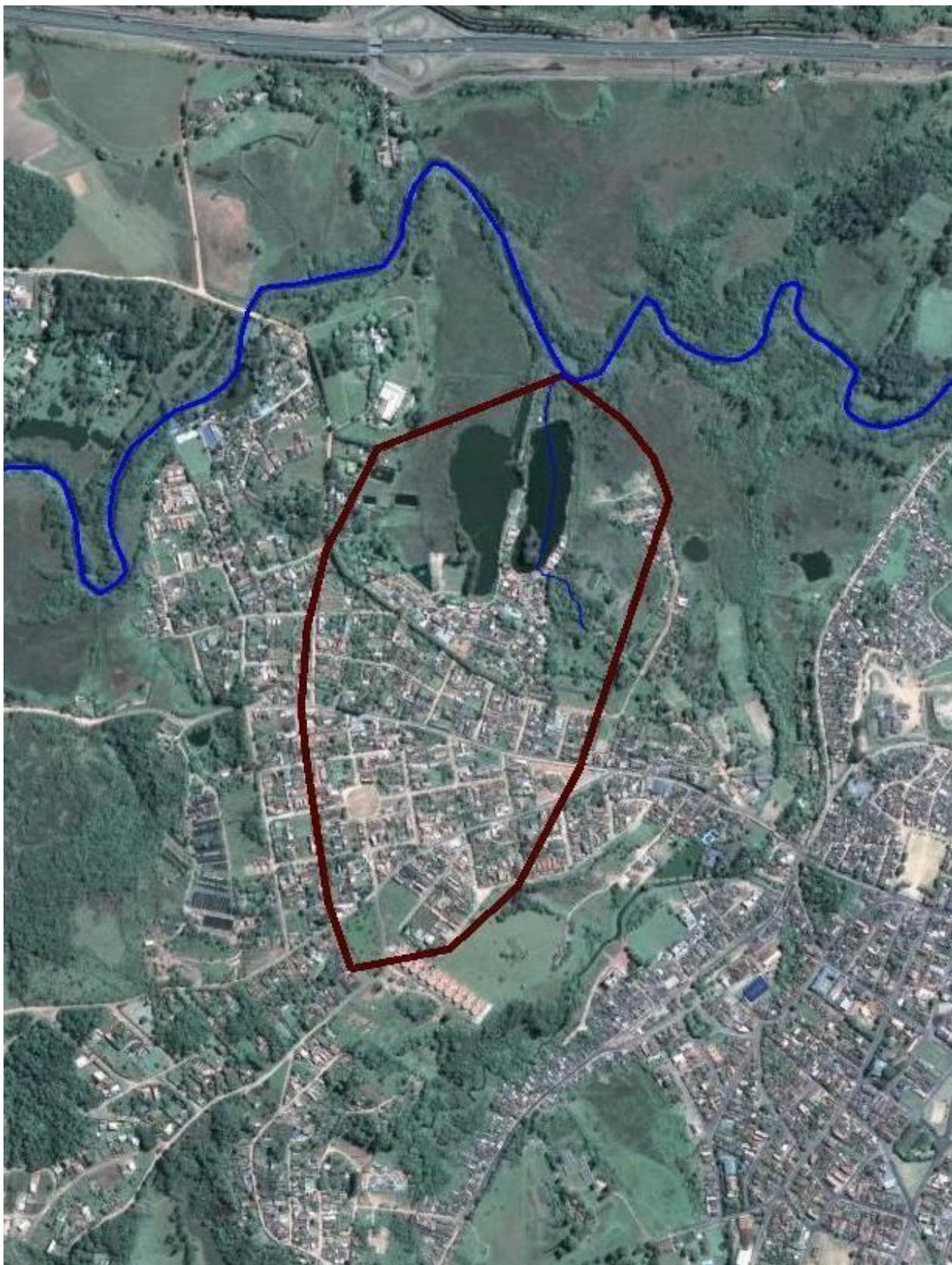
Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

Figura 81 – Representação da forma da microbacia H



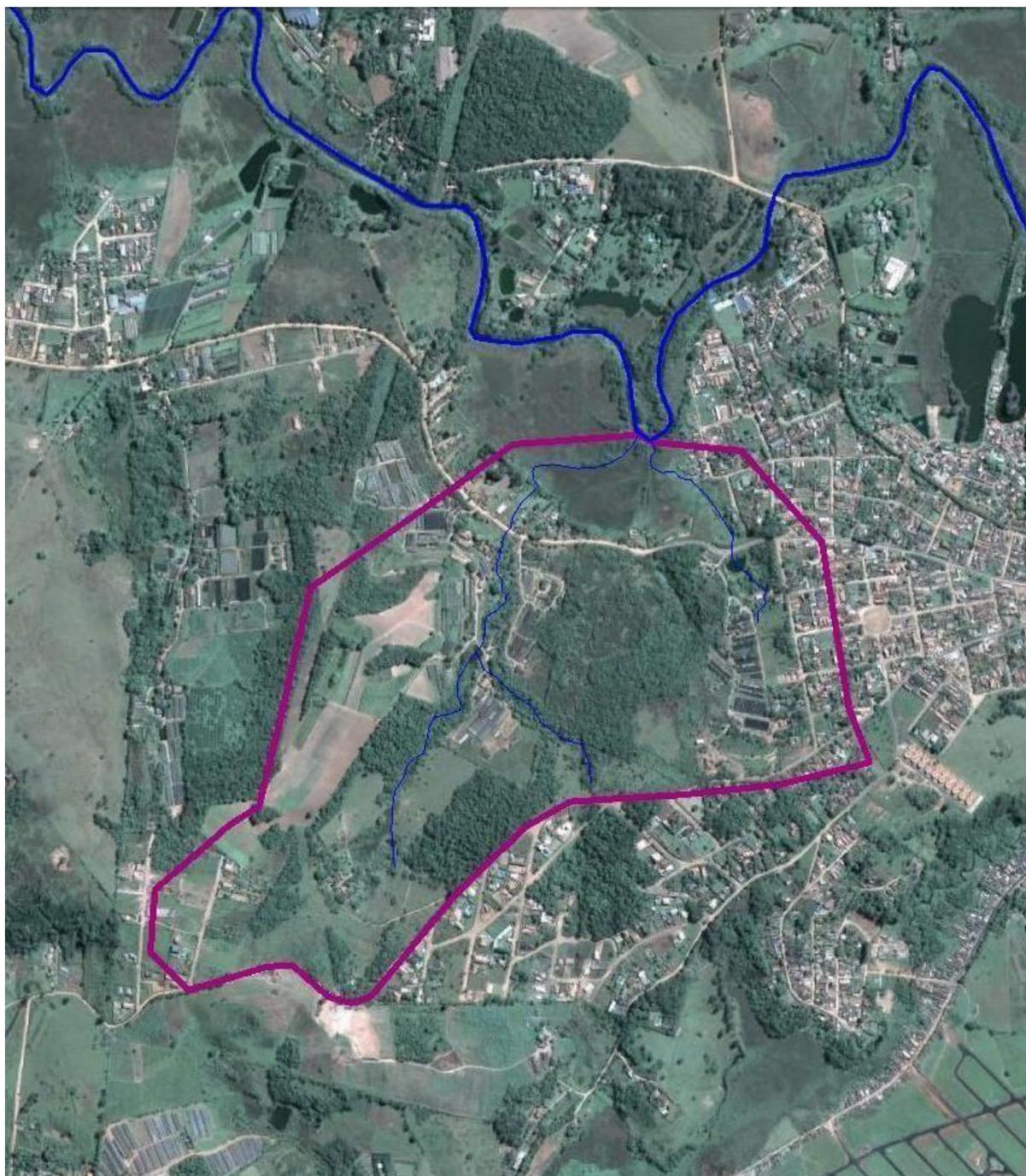
Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2011.

Figura 82 – Representação da forma da microbacia I



Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

Figura 83– Representação da forma da microbacia J



Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

Tabela 9 – Cálculos de coeficiente de compacidade, fator de forma e tendência a cheia.

	Microbacia A	Microbacia B	Microbacia C	Microbacia D	Microbacia E
Área (km ²)	42,33	79,38	27,62	2,99	10,79
Perímetro (km)	35,26	50,74	26,56	7,56	15,14
Comprimento Axial (km)	12,08	14,64	10,74	3,01	5,99
Coeficiente	1,52	1,59	1,42	1,22	1,29
Fator de forma	0,29	0,37	0,24	0,33	0,3
Tendência de cheia	BAIXA	MÉDIA	BAIXA	ALTA	MÉDIA
	Microbacia F	Microbacia G	Microbacia H	Microbacia I	Microbacia J
Área (km ²)	7,99	5,25	0,58	0,54	1,16
Perímetro (km)	12,62	10,01	3,25	3,05	4,72
Comprimento Axial (km)	4,08	3,23	1,26	1,31	1,62
Coeficiente	1,25	1,22	1,19	1,16	1,23
Fator de forma	0,48	0,5	0,37	0,31	0,44
Tendência de cheia	ALTA	ALTA	ALTA	ALTA	ALTA

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

9.4 Vazões de pico

Para o cálculo das vazões de pico das microbacias mencionadas acima, serão utilizados dois raciocínios, Método Racional para bacias menores a 2 km² e o Método I Pai Wu, para bacias maiores a 2 km² até 200 km². Este último nada mais é do que o Método Racional um pouco modificado.

9.4.1 Vazões de pico bacias maiores a 2 km² até 200 km²

Abaixo será apresentada a equação básica do Método I PAI Wu:

$$Q = (0,278 * C * i * A ^ 0,9) * Kd$$

$$Q_{pico} = Q_b +$$

Q Sendo:

Q = vazão de pico (m³/s)

Q_b = vazão base (m³/s). Se não tiver informação adotar

0,1xQ. I = intensidade de chuva (mm/h)

C = coeficiente de escoamento superficial

(adimensional) A = área da bacia (km²) ≤ 200km²

Kd = coeficiente de distribuição espacial da chuva (adimensional). Para achar o coeficiente Kd precisamos de um ábaco especial feito pelo DAEE no Estado de São Paulo.

Para a utilização do ábaco há a necessidade de encontrar o tempo de concentração de cada bacia e a área já calculada. Para este método serão estimadas as vazões das microbacias A até G.

9.4.2 Tempo de concentração

Tempo que leva uma gota de água teórica para ir do ponto mais afastado da bacia até o ponto de concentração ou seção de controle.

O tempo de concentração pode ser encontrado através da equação de Kirpich, juntamente com um coeficiente F de correção para superfície, adaptado por Brière em 1994:

$$tc = 0,0195 \cdot L^{0,77} \cdot \frac{F}{S^{0,385}}$$

Sendo:

L = distância máxima percorrida pela água em m.

F = fator característico da superfície.

S = declividade média no caminho da água, em m/m.

Tabela 10 - Fator F, correção devido à superfície.

Superfície	F
Solo nu em superfície	1
Pastagem, relva	2
Superfície de concreto	0,4
Gramados bem	1
Escoamento em canal	0,2

Fonte: MASSULO, 2.010.

Segue abaixo tabela contendo os tempos de concentração das microbacias A até G.

Tabela 11 - Tempo de concentração das microbacias A à G.

Tempo de concentração						
Bacia	Área (km ²)	L (m)	Desnível (m)	F	S (m/m)	tc (min.)
A	42,33	15150	156	2	0,010297	375,9138
B	79,38	28500	556	2	0,019509	478,1417
C	27,62	12900	482	0,8	0,037364	80,88772
D	2,99	3260	107	0,9	0,032822	34,39735
E	10,79	5710	273	1,7	0,047811	82,47759
F	7,99	4040	116	1,2	0,028713	54,92499
G	5,25	4080	163	2	0,039951	81,22409

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

9.4.3 Ábaco para o valor de Kd

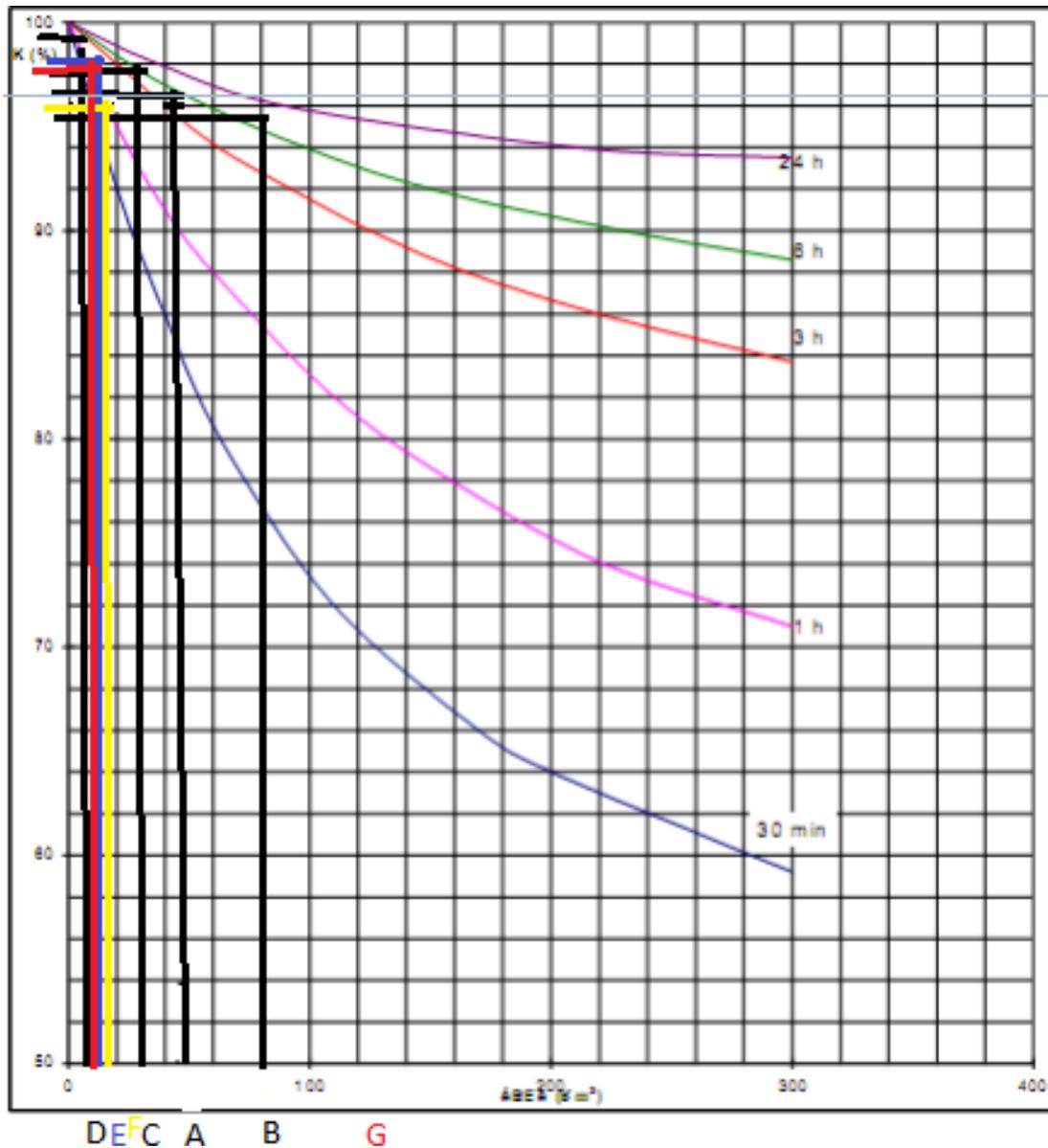
Com o tempo de concentração já definido e a área da bacia pode-se chegar ao valor de Kd. Utiliza-se o valor da área em “x” e com o valor aproximado do tempo de concentração em horas, tem-se o Kd em % a esquerda do ábaco, conforme tabela e o próprio ábaco elucidam a seguir:

Tabela 12- Kd elucidado

Bacia	Área (km ²)	Kd pelo
A	42,33	0,965
B	79,38	0,96
C	27,62	0,977
D	2,99	0,995
E	10,79	0,98
F	7,99	0,96
G	5,25	0,97

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

Figura 84 - Ábaco fornecido pela PMSP, 1999 (Modificado com os valores para as bacias).



Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

9.4.4 Coeficiente de escoamento superficial

Para o cálculo do “C” da equação de I Pai Wu, necessita-se de três parâmetros, o fator de forma da bacia, o C1, com base no fator de forma e o C2, de acordo com a cobertura do solo e seu uso, conforme equações a seguir:

$$C = (C_2/C_1) * (2/(1+F))$$

$$C_1 = (4 / (2+F))$$

Sendo:

C = coeficiente de escoamento superficial;

C₂ = coeficiente volumétrico de escoamento;

C₁ = coeficiente de forma;

F = fator de forma da bacia.

Para obter-se o valor do fator de forma de cada bacia de A até G, será utilizado o método apresentado pelo renomado engenheiro Plínio Tomaz, conforme elucidado abaixo:

$$F = L / [2(A/\pi)^{0,5}]$$

Sendo:

L = comprimento do talvegue (km)

A = área da bacia (km²)

F = fator de forma da bacia Conforme Morano, 2.006 quando:

F=1 a bacia tem formato circular perfeito

F<1 a bacia tem forma circular para a elíptica e o seu dreno principal está na transversal da área.

F>1 a bacia foge da forma circular para elíptica e o seu dreno principal está na longitudinal da área.

Tabela 13 - Fator de forma calculado para as microbacias A à G.

Bacia	Área (km ²)	Talvegue (km)	Desnível (km)	Declividade (m/m)	Fator de forma
A	42,33	15,15	0,156	0,01029703	2,063637747
B	79,38	28,5	0,556	0,019508772	2,834877372
C	27,62	12,9	0,482	0,037364341	2,175318422
D	2,99	3,26	0,107	0,032822086	1,670809633
E	10,79	5,71	0,273	0,047810858	1,540530675
F	7,99	4,04	0,116	0,028712871	1,266639246
G	5,25	4,08	0,163	0,03995098	1,578067138

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

Para o cálculo do “C2”, o chamado de escoamento volumétrico adotou-se um coeficiente de 0,7 para a ocupação urbana e um coeficiente de 0,3 para a ocupação rural. Com isso, chegou-se a um coeficiente para o C2 de forma proporcional devido ao uso e ocupação do solo de cada bacia.

Com o fator de forma calculado, pode-se chegar a C1, C2 e finalmente ao coeficiente de escoamento superficial, conforme tabelas que se seguem:

Tabela 14 - Coeficiente “C2” para equação de I Pai Wu.

Bacia	Área (km ²)	Ocupação urbana	Ocupação rural	C2
A	42,33	0,278	0,722	0,4112
B	79,38	0,311	0,689	0,4244
C	27,62	0,447	0,553	0,4788
D	2,99	0,719	0,281	0,5876
E	10,79	0,204	0,796	0,3816
F	7,99	0,369	0,631	0,4476
G	5,25	0,170	0,830	0,368

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

Tabela 15 - Coeficiente “C” para equação de I Pai Wu.

Bacia	Área (km ²)	Declividade (m/m)	Fator de forma	C1	C2	C
A	42,33	0,01029703	2,06363775	0,98434	0,411	0,27271
B	79,38	0,019508772	2,83487737	0,82732	0,424	0,26753
C	27,62	0,037364341	2,17531842	0,95801	0,479	0,31479
D	2,99	0,032822086	1,67080963	1,08968	0,588	0,4038
E	10,79	0,047810858	1,54053068	1,12977	0,382	0,2659
F	7,99	0,028712871	1,26663925	1,2245	0,448	0,32254
G	5,25	0,03995098	1,57806714	1,11792	0,368	0,25537

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

9.4.5 Equação para chuvas intensas nas regiões de estudo

O município de Atibaia não conta com uma equação própria para cálculo de intensidade de chuva, porém pode-se muito bem utilizar a equação de Bragança Paulista para uma relação de intensidade, duração e período de retorno. O município de Bragança Paulista é muito próximo à região das bacias estudadas, aproximadamente 25 km, portanto usaremos esta equação.

A equação é fornecida por um diretivo do Departamento de águas e

energia elétrica (DAEE) do Estado de São Paulo, conforme segue abaixo:

Nome da estação: Bragança Paulista – D3-072M

Coordenadas geográficas: Lat. 22°57'S; Long. 46°32'W

Altitude: 860 m

Períodos de dados utilizados: 1981-86; 1988-93; 1995
(13 anos)

Equação:

$$i, T = 33,7895 (t+30)^{-0,8832} + 5,4415 (t+10)^{-0,8442} \cdot [-0,4885 - 0,9635$$

$\ln \ln(T/T-1)]$ Onde:

i = intensidade da chuva, correspondente à duração t e período de retorno T , em mm/min;

t = duração da chuva em minutos;

T = período de retorno em anos.

Por se tratar de macrodrenagem será utilizado tempo de retorno de 100 anos, a tabela a seguir apresenta os cálculos da intensidade de acordo com a duração da chuva e o tempo de retorno.

Tabela 16 - Intensidade de chuva para um período de retorno de 100 anos.

t (min.)	t	10	20	30	60	120	180	360	720	1080	1440
T (anos)	T	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Equação da intensidade feita passo a passo.	LN(T/T-1)	0,010050	0,010050	0,010050	0,010050	0,010050	0,010050	0,010050	0,010050	0,010050	0,010050
	LN LN	-4,600149	-4,600149	-4,600149	-4,600149	-4,600149	-4,600149	-4,600149	-4,600149	-4,600149	-4,600149
	-0,96	4,432244	4,432244	4,432244	4,432244	4,432244	4,432244	4,432244	4,432244	4,432244	4,432244
	-0,4885	3,943744	3,943744	3,943744	3,943744	3,943744	3,943744	3,943744	3,943744	3,943744	3,943744
	5,44	1,711188	1,215183	0,953165	0,594286	0,352400	0,255802	0,145731	0,082113	0,058537	0,046005
i (mm/min.)	33,78	3,010886	2,282397	1,861652	1,229317	0,756844	0,556269	0,319652	0,179730	0,127585	0,099882
i (mm/h)	h	180,65317	136,94379	111,69913	73,75901	45,41064	33,37616	19,17915	10,78381	7,65512	5,99292

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

Tabela 17 - Previsão de máximas intensidades de chuvas para Bragança Paulista em mm/h

Duração t (minutos)	Período de retorno T (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	74,5	102,9	121,7	132,3	139,8	145,5	163,2	180,7	198,1
20	61,5	81,7	95,1	102,6	107,9	112,0	124,5	137,0	149,4
30	52,6	68,4	78,9	84,8	88,9	92,1	102,0	111,7	121,4
60	36,9	46,8	53,3	57,0	59,6	61,6	67,7	73,8	79,8
120	23,5	29,4	33,3	35,5	37,0	38,2	41,8	45,4	49,0
180	17,5	21,8	24,6	26,2	27,3	28,1	30,8	33,4	36,0
360	10,1	12,6	14,2	15,1	15,7	16,2	17,7	19,2	20,7
720	5,7	7,1	8,0	8,5	8,8	9,1	9,9	10,8	11,6
1080	4,0	5,0	5,6	6,0	6,3	6,5	7,1	7,7	8,3
1440	3,1	3,9	4,4	4,7	4,9	5,0	5,5	6,0	6,5

Fonte: Equações de chuvas intensas do estado de São Paulo (DAEE), 1.999.

9.4.6 Vazões de pico para as microbacias A até G

Com o escoamento superficial “C”, a intensidade “i”, a área de cada microbacia e o coeficiente de distribuição espacial da chuva “Kd” dimensionados em subitens anteriores, pode-se agora chegar-se as vazões de pico para as microbacias A à G, aplicando-se estes valores na equação de I Pai Wu.

Tabela 18 - Vazões de pico microbacia A

Bacia A						
Vazões de pico com período de retorno de 100 anos						
Duração (min.)	Corretor de unid.	C	i (mm/h)	Área (km ²) ^{0,9}	Kd	Vazão estimada (m ³ /s)
10	0,278	0,272710	180,7	29,10606143	0,965	384,682
20	0,278	0,272710	133,9	29,10606143	0,965	285,219
30	0,278	0,272710	111,7	29,10606143	0,965	237,852
60	0,278	0,272710	73,8	29,10606143	0,965	157,062
120	0,278	0,272710	45,4	29,10606143	0,965	96,697
180	0,278	0,272710	33,4	29,10606143	0,965	71,071
360	0,278	0,272710	19,2	29,10606143	0,965	40,840
720	0,278	0,272710	10,8	29,10606143	0,965	22,963
1080	0,278	0,272710	7,7	29,10606143	0,965	16,301
1440	0,278	0,272710	6,0	29,10606143	0,965	12,761

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

Tabela 19 - Vazões de pico microbacia B

Bacia B						
Vazões de pico com período de retorno de 100 anos						
Duração (min.)	Corretor de unid.	C	i (mm/h)	Área (km ²) ^{0,9}	Kd	Vazão estimada (m ³ /s)
10	0,278	0,267534	180,7	51,25544225	0,96	661,121
20	0,278	0,267534	133,9	51,25544225	0,96	490,183
30	0,278	0,267534	111,7	51,25544225	0,96	408,776
60	0,278	0,267534	73,8	51,25544225	0,96	269,930
120	0,278	0,267534	45,4	51,25544225	0,96	166,185
180	0,278	0,267534	33,4	51,25544225	0,96	122,144
360	0,278	0,267534	19,2	51,25544225	0,96	70,188
720	0,278	0,267534	10,8	51,25544225	0,96	39,465
1080	0,278	0,267534	7,7	51,25544225	0,96	28,015
1440	0,278	0,267534	6,0	51,25544225	0,96	21,932

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

Tabela 20 - Vazões de pico microbacia C

Bacia C						
Vazões de pico com período de retorno de 100 anos						
Duração (min.)	Corretor de unid.	C	i (mm/h)	Área (km ²) ^{0,9}	Kd	Vazão estimada (m ³ /s)
10	0,278	0,314794	180,7	19,81989306	0,977	306,135
20	0,278	0,314794	133,9	19,81989306	0,977	226,981
30	0,278	0,314794	111,7	19,81989306	0,977	189,285
60	0,278	0,314794	73,8	19,81989306	0,977	124,992
120	0,278	0,314794	45,4	19,81989306	0,977	76,953
180	0,278	0,314794	33,4	19,81989306	0,977	56,559
360	0,278	0,314794	19,2	19,81989306	0,977	32,501
720	0,278	0,314794	10,8	19,81989306	0,977	18,274
1080	0,278	0,314794	7,7	19,81989306	0,977	12,972
1440	0,278	0,314794	6,0	19,81989306	0,977	10,156

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

Tabela 21 - Vazões de pico microbacia D

Bacia D						
Vazões de pico com período de retorno de 100 anos						
Duração (min.)	Corretor de unid.	C	i (mm/h)	Área (km ²) ^{0,9}	Kd	Vazão estimada (m ³ /s)
10	0,278	0,403804	180,7	2,679810408	0,995	54,074
20	0,278	0,403804	133,9	2,679810408	0,995	40,093
30	0,278	0,403804	111,7	2,679810408	0,995	33,434
60	0,278	0,403804	73,8	2,679810408	0,995	22,078
120	0,278	0,403804	45,4	2,679810408	0,995	13,593
180	0,278	0,403804	33,4	2,679810408	0,995	9,990
360	0,278	0,403804	19,2	2,679810408	0,995	5,741
720	0,278	0,403804	10,8	2,679810408	0,995	3,228
1080	0,278	0,403804	7,7	2,679810408	0,995	2,291
1440	0,278	0,403804	6,0	2,679810408	0,995	1,794

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

Tabela 22 - Vazões de pico microbacia E

Bacia E						
Vazões de pico com período de retorno de 100 anos						
Duração (min.)	Corretor de unid.	C	i (mm/h)	Área (km ²) ^{0,9}	Kd	Vazão estimada (m ³ /s)
10	0,278	0,265902	180,7	8,505880955	0,98	111,316
20	0,278	0,265902	133,9	8,505880955	0,98	82,534
30	0,278	0,265902	111,7	8,505880955	0,98	68,828
60	0,278	0,265902	73,8	8,505880955	0,98	45,449
120	0,278	0,265902	45,4	8,505880955	0,98	27,981
180	0,278	0,265902	33,4	8,505880955	0,98	20,566
360	0,278	0,265902	19,2	8,505880955	0,98	11,818
720	0,278	0,265902	10,8	8,505880955	0,98	6,645
1080	0,278	0,265902	7,7	8,505880955	0,98	4,717
1440	0,278	0,265902	6,0	8,505880955	0,98	3,693

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

Tabela 23 - Vazões de pico microbacia F

Bacia F						
Vazões de pico com período de retorno de 100 anos						
Duração (min.)	Corretor de unid.	C	i (mm/h)	Área (km ²) ^{0,9}	Kd	Vazão estimada (m ³ /s)
10	0,278	0,322536	180,7	6,490708442	0,96	100,933
20	0,278	0,322536	133,9	6,490708442	0,96	74,836
30	0,278	0,322536	111,7	6,490708442	0,96	62,407
60	0,278	0,322536	73,8	6,490708442	0,96	41,210
120	0,278	0,322536	45,4	6,490708442	0,96	25,371
180	0,278	0,322536	33,4	6,490708442	0,96	18,648
360	0,278	0,322536	19,2	6,490708442	0,96	10,716
720	0,278	0,322536	10,8	6,490708442	0,96	6,025
1080	0,278	0,322536	7,7	6,490708442	0,96	4,277
1440	0,278	0,322536	6,0	6,490708442	0,96	3,348

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

Tabela 24- Vazões de pico microbacia G

Bacia G						
Vazões de pico com período de retorno de 100 anos						
Duração (min.)	Corretor de unid.	C	i (mm/h)	Área (km ²) ^{0,9}	Kd	Vazão estimada (m ³ /s)
10	0,278	0,255371	180,7	4,447780772	0,97	55,332
20	0,278	0,255371	133,9	4,447780772	0,97	41,026
30	0,278	0,255371	111,7	4,447780772	0,97	34,212
60	0,278	0,255371	73,8	4,447780772	0,97	22,592
120	0,278	0,255371	45,4	4,447780772	0,97	13,909
180	0,278	0,255371	33,4	4,447780772	0,97	10,223
360	0,278	0,255371	19,2	4,447780772	0,97	5,874
720	0,278	0,255371	10,8	4,447780772	0,97	3,303
1080	0,278	0,255371	7,7	4,447780772	0,97	2,345
1440	0,278	0,255371	6,0	4,447780772	0,97	1,836

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

Nota-se que mesmo a microbacia D possuindo uma área (2,99 km²) bem menor do que a microbacia G (5,25 km²), suas vazões de pico para uma duração de chuva de dez minutos com período de retorno de cem anos se equiparam, sendo 54,1 m³/s para a microbacia D e 55,3 m³/s para a microbacia G. Isto se deve ao uso e ocupação do solo, uma vez que a microbacia D apresenta-se com 72% de sua área urbanizada enquanto que a microbacia G apresenta-se com 17% de área urbanizada.

Figura 85 - Representação da forma bacia D.



Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

Figura 86 - Representação da forma bacia G.

Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

9.4.7 Vazões de pico para as microbacias H, I e J

Devido as áreas das microbacias H, I e J serem menores que 2 km², o método utilizado para estas foi o Método Racional, também com um período de retorno de 100 anos e equação de intensidade de chuvas de Bragança Paulista. Segue abaixo equação deste método:

$$Q = 0,278.C.i.A$$

Sendo:

Q = vazão de pico (m³/s)

C = coeficiente de deflúvio

i = Intensidade de chuva(mm/h)

A = área da bacia (km²)

Portanto a única incógnita restante seria o coeficiente de deflúvio, também relacionado com uso e ocupação do solo, adotando-se um coeficiente de 0,7 para escoamento urbano e 0,3 para escoamento rural. Sendo assim fazendo-se sua proporcionalidade.

Tabela 25 - Coeficientes de deflúvio

Bacia	A (km ²)	C2
H	0,58	0,700
I	0,54	0,540
J	1,16	0,356

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

Abaixo será apresentado as vazões para as bacias H, I e J.

Tabela 26 - Vazões de pico para microbacia H

Bacia H					
Vazões de pico com período de retorno de 100 anos					
Duração (min.)	Corretor de unid.	C	i (mm/h)	Área (km ²)	Vazão (m ³ /s)
10	0,278	0,7	180,653	0,58	20,390
20	0,278	0,7	133,944	0,58	15,118
30	0,278	0,7	111,699	0,58	12,607
60	0,278	0,7	73,759	0,58	8,325
120	0,278	0,7	45,411	0,58	5,125
180	0,278	0,7	33,376	0,58	3,767
360	0,278	0,7	19,179	0,58	2,165
720	0,278	0,7	10,784	0,58	1,217
1080	0,278	0,7	7,655	0,58	0,864
1440	0,278	0,7	5,993	0,58	0,676

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

Tabela 27 - Vazões de pico para microbacia I

Bacia I					
Vazões de pico com período de retorno de 100 anos					
Duração (min.)	Corretor de unid.	C	i (mm/h)	Área (km ²)	Vazão (m ³ /s)
10	0,278	0,5	180,653	0,54	14,645
20	0,278	0,5	133,944	0,54	10,858
30	0,278	0,5	111,699	0,54	9,055
60	0,278	0,5	73,759	0,54	5,979
120	0,278	0,5	45,411	0,54	3,681
180	0,278	0,5	33,376	0,54	2,706
360	0,278	0,5	19,179	0,54	1,555
720	0,278	0,5	10,784	0,54	0,874
1080	0,278	0,5	7,655	0,54	0,621
1440	0,278	0,5	5,993	0,54	0,486

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

Tabela 28 - Vazões de pico para microbacia J

Bacia J					
Vazões de pico com período de retorno de 100 anos					
Duração (min.)	Corretor de unid.	C	i (mm/h)	Área (km ²)	Vazão (m ³ /s)
10	0,278	0,4	180,653	1,16	20,740
20	0,278	0,4	133,944	1,16	15,377
30	0,278	0,4	111,699	1,16	12,823
60	0,278	0,4	73,759	1,16	8,468
120	0,278	0,4	45,411	1,16	5,213
180	0,278	0,4	33,376	1,16	3,832
360	0,278	0,4	19,179	1,16	2,202
720	0,278	0,4	10,784	1,16	1,238
1080	0,278	0,4	7,655	1,16	0,879
1440	0,278	0,4	5,993	1,16	0,688

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

Nota-se mais uma vez que mesmo a microbacia H (0,58 km²) possui o equivalente à metade da área da microbacia J (1,16 km²), suas vazões de pico quase se equiparam, 20,4 m³/s e 20,7 m³/s respectivamente, isto se dá devido ao uso e ocupação do solo. Enquanto a microbacia H é densamente povoada, a microbacia J serve mais a agricultura. Claramente percebido nas figuras abaixo:

Figura 87- Representação da forma bacia H



Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2011.

Figura 88 - Representação da forma bacia J

Fonte: Plano Municipal de Drenagem Urbana, 2.011.

9.5 Dimensionamento de Canais

A fórmula mais conhecida para dimensionamento de condutos livres usada no Brasil, Estados Unidos e demais países de língua inglesa, é a fórmula experimental do engenheiro irlandês R. Manning (1.816-1.897), elaborada em 1.891 (Plínio Tomaz, 2.011).

Segue abaixo a fórmula de Manning.

$$V = (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Onde:

V= velocidade média na seção (m/s);

n= coeficiente de Manning;

R= raio hidráulico (m). O raio hidráulico é o quociente entre a área molhada e o perímetro molhado;

S= declividade (m/m). A inicial “S” vem da palavra inglesa Slope que quer dizer declividade.

A partir do resultado obtido pela fórmula de Manning, vamos utilizar a equação da continuidade para encontrarmos a seção ideal do canal.

Segue abaixo a equação da continuidade:

$$Q = A \times V$$

Onde:

Q= vazão de pico (m³/s)

A= área molhada (m²)

V= velocidade média na seção (m/s);

Com os dados de geometria e escoamento, através do método iterativo, que se baseia basicamente em tentativa e erro podemos definir a seção ideal.

9.5.1 Dimensionamento canal Ribeirão Piqueri na avenida Joviano Alvim

Um dos principais pontos de alagamento na cidade de Atibaia é o córrego do Piqueri, na Avenida Joviano Alvim. Qualquer chuva de intensidade significativa à região sofre com o transbordo das águas que por ali passam. É um ponto de elevado tráfego de pessoas e veículos o que agrava ainda mais a situação, sendo um risco para aqueles que ali transitam durante as chuvas.

Neste capítulo será verificada a vazão que o canal suporta atualmente e comparar esta informação com a vazão calculada para a bacia. Desta forma, será possível analisar se o dimensionamento do canal está correto.

Para o cálculo da velocidade média foi necessário obter as medidas da seção do canal, foram obtidas as seguintes medidas, 2,90 metros de altura por 7 metros de base, ou seja, canal retangular. Para o cálculo será utilizada a fórmula de Manning, apresentada no capítulo anterior. Portanto será preciso o coeficiente de Manning, conforme apresentado na tabela 29. O coeficiente utilizado será para canal com fundo de terra e talude com pedras em condição boa, logo $n = 0,030$. E a declividade da bacia C é de 0,037364341, conforme tabela 11.

Tabela 29 - Coeficiente de Manning

Natureza das paredes	Condições			
	Muito boa	Boa	Regular	Má
Alvenaria de pedra argamassada	0,017	0,020	0,025	0,030
Alvenaria de pedra aparelhada	0,013	0,014	0,015	0,017
Alvenaria de pedra seca	0,025	0,033	0,033	0,035
Alvenaria de tijolos	0,012	0,013	0,015*	0,017
Calhas metálicas lisas (semicirculares)	0,011	0,012	0,013	0,015
Canais abertos em rocha (irregular)	0,035	0,040	0,045	-
Canais c/ fundo em terra e talude c/ pedras	0,028	0,030	0,033	0,035
Canais c/ leito pedregoso e talude vegetado	0,025	0,030	0,035	0,040
Canais com revestimento de concreto	0,012	0,014*	0,016	0,018
Canais de terra (retilíneos e uniformes)	0,017	0,020	0,023	0,025
Canais dragados	0,025	0,028	0,030	0,033
Condutos de barro (drenagem)	0,011	0,012*	0,014*	0,017
Condutos de barro vitrificado (esgoto)	0,011	0,013*	0,015	0,017
Condutos de prancha de madeira aplainada	0,010	0,012*	0,013	0,014
Gabião	0,022	0,030	0,035	-
Superfícies de argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013*	0,015
Superfícies de cimento alisado	0,010	0,011	0,012	0,013
Tubo de ferro fundido revestido c/ alcatrão	0,011	0,012*	0,013*	-
Tubo de ferro fundido sem revestimento	0,012	0,013	0,014	0,015
Tubos de bronze ou de vidro	0,009	0,010	0,011	0,013
Tubos de concreto	0,012	0,013	0,015	0,016
Tubos de ferro galvanizado	0,013	0,014	0,015	0,017
Córregos e rios Limpos, retilíneos e uniformes	0,025	0,028	0,030	0,033
Igual anterior porém c/ pedras e vegetação	0,030	0,033	0,035	0,040
Com meandros, bancos e poços, limpos	0,035	0,040	0,045	0,050
Margens espriadas, pouca vegetação	0,050	0,060	0,070	0,080
Margens espriadas, muita vegetação	0,075	0,100	0,125	0,150

Fonte: http://deg.ufla.br/professores/jacinto_carvalho/eng191/tabelas.pdf.

Acessado em 16 de abril de 2.017.

Figura 89- Córrego Piqueri na seção estudada.

Fonte: Elaborado pelos autores, 2.017.

Fórmula de Manning

$$V = (1/n) * R^{2/3} * S^{1/2}$$

$$V = (1/0,030) * ((2,90 \times 7) / (2,90 + 2,90 + 7))^{2/3} * (0,037364341)^{1/2}$$

$$V = 8,76 \text{ m/s}$$

Com a velocidade já definida através da fórmula de Manning, basta substituir na equação da continuidade, apresentada no capítulo anterior, para definir qual a vazão máxima que o canal suporta.

$$Q = A \times V$$

$$Q = (2,90 \times 7) \times 8,76 = 177,83 \text{ m}^3/\text{s}$$

Portanto o canal suporta uma vazão de 177,83 m³/s, comparando-se este valor com o valor obtido na tabela 18 de 306,14 m³/s, podemos notar que o canal está subdimensionado. Se refizermos a conta com a vazão da bacia iremos obter o tamanho ideal do canal, conforme segue:

$$Q = A \times V$$

$$306,14 = A \times 8,76$$

$$A = 34,95 \text{ m}^2$$

Como não se pode modificar a altura do canal, pois, iria ocorrer uma curva de remanso na foz do curso d'água, fazendo com que a água do rio Atibaia adentra-se para o canal, fica fácil descobrir a base correta. Basta dividir a área encontrada anteriormente pela altura do canal que é 2,90 metros, conforme segue:

$$B = 34,95 / 2,90 \cong 12 \text{ metros}$$

Para verificar se o cálculo está correto, pode-se refazer os cálculos de velocidade e vazão para o novo dimensionamento do canal de 2,90 m de altura por 12 metros de base.

$$V = (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

$$V = (1/0,030) \cdot ((2,90 \times 12) / (2,90 + 2,90 + 12))^{2/3} \cdot (0,037364341)^{1/2}$$

$$V = 10,07 \text{ m/s}$$

$$Q = A \times V$$

$$Q = (2,90 \times 12) \times 10,07 = 350,44 \text{ m}^3/\text{s} > \text{vazão bacia} \therefore \text{OK!}$$

9.6 Soluções envolvendo o sistema de drenagem de Atibaia/SP

As soluções em drenagem urbana constituem-se basicamente em duas tipologias, medidas corretivas e preventivas. As medidas corretivas visam à correção de pontos críticos já existentes como evitar inundações e acúmulo de água em áreas indevidas. Já as preventivas visam a não ocupação de áreas de várzeas quanto estas ainda não tiverem ocupadas. Sendo subdivididas em medidas estruturais, não estruturais e compensatórias:

- Medidas estruturais: Aquelas que modificam o sistema fluvial, evitando prejuízos decorrentes das enchentes. Normalmente modificações

realizadas nas calhas naturais com o objetivo de aumentar sua capacidade de vazão. Implicam em grandes obras de engenharia com elevado custo.

- Medidas não estruturais: Aquelas que diminuem os prejuízos pela melhor convivência da população com os corpos hídricos. Normalmente, estão ligadas a redução da produção de materiais que causam assoreamento como sedimentos, entulho, lixo e a regulação técnica da expansão urbana.

- Medidas compensatórias: Aquelas que visam à implantação de dispositivos para amortecimento de cheias, buscando neutralizar os efeitos da urbanização sobre os processos hidrológicos. Implicam em obras que visam o armazenamento temporário de uma fração das vazões de pico.

As propostas de melhorias são destinadas aos sistemas de microdrenagem e macrodrenagem da cidade. Conforme mencionado no item 10.2, à cidade de Atibaia não possui um cadastro das estruturas de microdrenagem do município. Tais estruturas permitem coletar e destinar de maneira adequada às águas pluviais em meio urbano, através de sarjetas, bocas de lobo e galerias. Durante chuvas intensas se evidencia a falta destas estruturas hidráulicas ou quando já existem podem estar subdimensionados ou necessitando de limpeza ou manutenção. Portanto há a necessidade de um cadastramento da rede existente e implantação do sistema nos pontos que não há possuem, a questão da limpeza será tratada mais à frente.

Quanto ao sistema de macrodrenagem, podemos observar um enfoque quanto à condutividade hidráulica, ou seja, o afastamento das águas pluviais de maneira rápida, e conforme observado no capítulo anterior, notamos também que este sistema está subdimensionado. Porém devido à urbanização já existente da região o que causa uma limitação do espaço físico, devido principalmente às restrições impostas pelo sistema viário, torna muito difícil à retificação de canais pelo aumento da base dos mesmos para suportar as vazões de pico de cada bacia.

Deste modo, as proposições para o sistema de macrodrenagem devem visar medidas compensatórias com ênfase para o armazenamento das águas por estruturas de retenção. A função básica seria retardar a chegada das águas pluviais a uma determinada área a jusante, contribuindo para a redução das

vazões de cheias e diminuindo os danos prováveis.

As bacias de retenção devem ser implantadas nas microbacias A, B e C, ao longo dos seguintes corpos hídricos. Na microbacia A, implantação no Ribeirão da Folha Larga, para contenção das cheias no bairro Caetetuba. Na microbacia B, implantação no Ribeirão dos Pintos, para contenção das cheias no bairro do Portão e implantação no Ribeirão do Taboão, para contenção das cheias no bairro Alvinópolis II. Na microbacia C, implantação no Córrego da Figueira, Ribeirão Itapetinga e Córrego dos Pintos, para contenção das cheias no bairro Jardim Brasil e cheias ao longo da Av. Joviano Alvim.

A limpeza dos dispositivos de microdrenagem e macrodrenagem deve ser frequente e periódica. Como podemos ver no capítulo 10.2 o sistema de macrodrenagem do município se apresenta assoreado. O assoreamento do sistema de macrodrenagem e resíduos presentes no sistema de microdrenagem, comprometem a capacidade de retenção e vazão dos dispositivos, facilitando as cheias. Portanto, recomenda-se que o município adote um cronograma de limpeza dos dispositivos de microdrenagem e desassoreamento do sistema de macrodrenagem que envolve as bacias de retenção e canais.

Como mencionado no capítulo 10.3, a montante do trecho do Rio Atibaia que margeia a cidade de mesmo nome, se encontra o sistema Cantareira que abastece a região metropolitana de São Paulo. Com sua execução e operação ocorreu a formação de reservatórios de acumulação e regularização das águas superficiais, o que ocasionou o amortecimento de cheias a jusante, inclusive no trecho onde se situa a cidade de Atibaia.

Este amortecimento das cheias permitiu a expansão urbana do município para as áreas de várzea, onde naturalmente ocorria o transbordo do rio em períodos de cheia. Atualmente tais áreas correspondem aos bairros Jardim Suely, Caetetuba, Estoril I e II, Jardim Brasil, Parque das Nações, Vila Mira, Jardim Terceiro Centenário, Kanimar e Guaxinduva. Entende-se que tais áreas deveriam estar preservadas e não urbanizadas como se apresenta hoje, pois fazem parte da várzea do Rio Atibaia. Portanto, se tornando um problema de difícil solução, sempre pode ocorrer uma liberação a montante de um volume de água que venha a causar inundações nestas áreas.

O correto seria a remoção das pessoas destas áreas, mas por se tratar de um grande contingente de pessoas e toda estrutura viária já criada, acaba se tornando inviável. Portanto, recomenda-se um maior cuidado por parte do município com a regulação técnica da expansão urbana. O desassoreamento da calha do Rio Atibaia, para tentar diminuir os efeitos da cheia e como medida não-estrutural um trabalho de conscientização com a população que vive as margens deste corpo hídrico para evitar que resíduos sejam despejados de maneira irregular em suas águas e margens o que somente agrava as cheias, garantindo uma melhor convivência da população com o corpo hídrico.

10 CONCLUSÃO

O objetivo deste trabalho visa demonstrar o quão complexo é a infraestrutura de uma cidade, neste caso Atibaia, e quais os problemas que a cidade vem enfrentando ao longo da sua história.

Como foi explanado ao longo do trabalho, Atibaia possui uma topografia particular de serra, que propiciam aspectos bons e ruins no sistema de saneamento básico. No abastecimento de água temos dificuldade de bombear a água para os reservatórios elevados, nos pontos mais altos da cidade, e depois a grande pressão que é exercida nas tubulações, de grande diferença de cota para o reservatório, geralmente no fim da rede. A problemática da questão da água foi justamente, rompimentos rotineiros pela grande pressão na rede, e principalmente a tubulação velha e em condições inadequadas para operação, onde a melhor opção é a substituição da tubulação existente por uma nova e adequada para o sistema.

No sistema de captação de esgoto o problema é a falta de infraestrutura para atender a demanda, e mais ainda o pouco ou até mesmo a falta de investimento no sistema para provisões futuras. Os lançamentos clandestinos são a maioria nas residências, comércio e indústrias, sendo que é necessária a criação de novas estações de tratamento e redes de captação para suprir a demanda.

Já na drenagem urbana a problemática é mais grave, pois as áreas críticas são as várzeas naturais dos rios e a ocupação é irregular. Somente medidas pontuais ou paliativas são executadas atualmente, como esforços para reduzir a velocidade do rio ou tempo de concentração, desassoreamento dos rios, quando a real solução é a desocupação e a liberação dos reservatórios naturais de controle de dissipação, no caso as áreas de várzea dos rios.

O Plano nacional de saneamento básico, criado na década de 70, quando na sua criação definiu que cada município poderia optar por autarquias ou companhias, acabou gerando um abismo de comunicação entre ambos. Outro fator é que esses sistemas são politizados e se recusam aderir aos

novos métodos de gestão ou ao PAC de 2007(lei 11.445/2007) que propõe medidas mais atuais para a realidade do país. Além dos investimentos que são negligenciados ao longo dos anos, que tendem avançar nos índices mínimos ou abaixo do esperado. A realidade desses sistemas de infraestrutura no país, de modo geral, é que são pouco assistidos pelos órgãos reguladores e carecem de investimentos da federação, ou quando o recurso é enviado, não é efetivamente utilizado para esse fim.

O conceito mundial sobre o saneamento, é que ele é espelho de qualidade de vida, influenciando direta e indiretamente nas relações humanas e com o meio ambiente, saúde e bem-estar. Contudo investir, conservar e otimizar o saneamento, é reflexo de uma sociedade que caminha para o desenvolvimento e almeja o melhor para seus habitantes.

11 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA

Agência Reguladora dos Serviços de Saneamento das Bacias dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá (ARES-PCJ). http://www.agencia.baciaspcj.org.br/novo/images/mapa_localizacao.jpg. Disponível em: 16/03/2016.

ARSESP, Agência Reguladora de Saneamento e Energia do Estado de São Paulo, guia de orientação para gestores municipais sobre a delegação, da regulação e fiscalização da prestação dos serviços de abastecimento de água e esgotamento sanitário, 4ª Edição-2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 12218/1994: Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público. ABNT, 1994.

BARRETO, G. C.; GOMES, D. M.; GUTIERREZ, L. A. C. L.; PEREIRA, J. A. R. Impacto da setorização no abastecimento de água em áreas Urbanas. VI SEREA - Seminário Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimento Urbano de Água João Pessoa (Brasil), 5 a 7 de junho de 2.006.

BATISTA, M. B. e NASCIMENTO, N., BARRAUD, S. - Técnicas Compensatórias em drenagem urbana. Porto Alegre, 2.005.

BOTELHO, M.H.C. - "Águas de chuva - Engenharia das Águas de Chuva nas Cidades", Ed. Edgard Blucher Ltda, São Paulo, 1985.

BRASIL ESCOLA. <http://cidadebrasileira.brasilecola.uol.com.br/sao-paulo/historia-atibaia.htm>. Disponível em 16/03/2016.

CARVALHO, JACINTO. Departamento de Engenharia da Universidade Federal de Lavras. http://deg.ufla.br/professores/jacinto_carvalho/eng191/tabelas.pdf. Disponível em 16 de abril de 2.017.

CONVÊNIO DAEE, USP – Equações de chuvas intensas do Estado de São Paulo, 1.999. http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/chuvas_intensas_daee.pdf. Acessado em 16 de abril de 2.017.

COSTA, P. S. M. Relações entre a neotectônica e o coluvionamento no município de Atibaia (SP). Campinas: IG/Unicamp, 2.005.

IBGE – CIDADES:

<http://cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?codmun=350410>. Acessado em 23/05/2016.

DANTAS, M. P.; GONÇALVES, E.; MACHADO, M. Setorização de redes de distribuição de água e controle de pressão voltados para o controle de perdas. 20º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1999.

DEMANBORO, A. C.; LAURENTIS, G. L.; BETTINE, S. C. Cenários ambientais na bacia do rio Atibaia. Revista Engenharia sanitária ambiental, vol.18, nº1. Rio de Janeiro 2.013.

EMBRAPA: Empresa de Pesquisa Agropecuária. <http://www.urbanizacao.cnpem.embrapa.br/conteudo/discussao.html>. Acessado em 23/05/2016.

ETCHEBEHERE, M. L.; SAAD, A. R.; BISTRICHI, C. A.; GARCIA, M. J.; SILVA, M. F.; BEDANI, E. F. Modelo de evolução geológica da região do atual município de Atibaia (SP) durante o cenozoico. Revista UnG – Geociências V.6, N.1, P. 4-31, 2.007.

FACULDADE SUDOESTE PAULISTA (FSP). Diagrama De Moody.
Fonte: <https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2.015/09/diagrama-de-moody.jpg>. Disponível em 10/06/2016.

FONTANA, M.E.; MORAIS, D.C. Modelo para setorizar redes de distribuição de água baseado nas características das unidades consumidoras. Production, p. 01-14. UFPE, Caruaru, PE, Brasil, 2.013.

FUNASA, Fundação Nacional de Saúde, manual de saneamento 3ª Edição, Brasília, 2004.

GUIMARÃES, A. J. A.; CARVALHO, D. F. de; SILVA, L. D. B. da. Saneamento básico, 2.009.

GOOGLE. www.google.com.br/maps. Disponível em 22/09/2017.

HELLER, L.; PÁDUA, V. L. Abastecimento de água para consumo humano. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2.006.

HIDROTHERM ENGENHARIA.
Fonte: http://www.hidrothermengenharia.com.br/limpeza_tubulacao.php.
Disponível em 10/06/2016.

HISTÓRIA DE ATIBAIA – SP:
<http://atibaianovo.com.br/a-cidade/historia/>. Acessado em 16/03/2016.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística.
<https://cidades.ibge.gov.br/>. Acessado: 16/03/2017.

IRRIGART – Engenharia e Consultoria em Recursos Hídricos Bacias hidrográficas dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiá: situação dos recursos hídricos 2004/2.006; relatório síntese / coordenação de Ricardo Petrine Signoretti; Adriana Marchiori Silva... [et al.]. Piracicaba: FEHIDRO/PCJ/CBJ-PCJ, 75 p, 2.007.

JORNAL O ATIBAIENSE –

<http://www.oatibaiense.com.br/News/8/14141/vazamentos-e-fraudes-levam-saae-a-perder-5979-da-agua-tratada/>. Acessado 16/03/2016.

LEONETTI, Alexandre Bevilacqua, PRADO, Eliana Leão, OLIVEIRA, Sonia Valle Walter Borges, “Saneamento Básico no Brasil: considerações sobre investimento e sustentabilidade para o século XXI”, Rio de Janeiro 2011.

MASSULO, Adélia Mara, “Eficiência Energética em Estações Elevatórias de Esgoto Estudo de caso na cidade de Uberlândia”. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2.010. Dissertação de Mestrado.

MORANO, José Roberto. Pequenas barragens de terra. Metodologia para projetos e obras. Edição Codasp, 2.006.

MUGA, H.E.; et al. Treatment Performance of Wastewater Lagoons in South Yungas Province of Bolivia. World Environmental and Water Resources Congress 2.009: Great Rivers © 2.009

PORTAL DA QUÍMICA BRASILEIRA E DA REVISTA QUÍMICA E DERIVADOS. Fonte: <http://www.quimica.com.br/pquimica/8.733/fenasan-tecnologias-e-servicos-disponiveis-para-vencer-deficit-do-saneamento/5/>. Disponível em 10/06/2016.

SAAE – Plano Municipal de Saneamento (sistema de abastecimento de água e esgoto sanitário). Relatório R6 proposição de alternativas para os sistemas. Atibaia-SP 2.010.

SANASA (Campinas) - Sociedade de Abastecimento de Água e Saneamento S/A. PROGRAMA DE REENQUADRAMENTO DO RIO ATIBAIA.

SILVA, Luciene Pimentel da. Hidrologia: engenharia e meio ambiente – 1 ed., 2.015.

SOARES, D. M. Programa de Controle e Redução de Perdas – Diretoria Metropolitana de Distribuição - M. Cia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo – SABESP. São Paulo, 2004.

SPERLING, M. V. Introdução a qualidade das águas e ao tratamento de esgoto. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – DESA, Universidade Federal de Minas Gerais. Volume 1 – 3ª edição, 2005.

SPERLING M. V. (2002). Lodos Ativados. Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias. Vol.4, DESA/UFMG, 2ª ed, 428 p. Belo Horizonte.

TOMAZ, PLÍNIO. Curso de manejo de águas pluviais. http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/capitulo_66_metodo_de_ipaiwu.pdf. Disponível em 16 de abril de 2.017.

TOMAZ, PLÍNIO. Curso de manejo de águas pluviais. http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/Novos_livros/livro_canais/capitulo50.pdf. Disponível em 16 de abril de 2017.

TREINAMENTO OBRAS HIDRAULICAS SUJEITAS À OUTORGA. http://www.daee.sp.gov.br/outorgatreinamento/Obras_Hidr%C3%A1ulic/vazaoproj.pdf. Acessado em 12/05/2017.

TSUTIYA, Milton Tomoyuki. Abastecimento de água. 3ª ed., São Paulo, 2006.

YSUSI, M. A. System Design: An Overview. In: MAYS, L.W. Water Distribution System Design. New York: McGrawHill, 2000.