



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
CAMPUS UNIVERSITÁRIO DE TUCURUÍ
FACULDADE DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL

GABRIELA TELES PRAIA E SORAIA DO AMARAL SIQUEIRA

**PROPOSIÇÃO DE PROJETO DE UM SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA
PARA DOIS BAIRROS NO MUNICÍPIO DE TUCURUÍ - PA**

TUCURUÍ

2019

GABRIELA TELES PRAIA E SORAIA DO AMARAL SIQUEIRA

**PROPOSIÇÃO DE PROJETO DE UM SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA
PARA DOIS BAIRROS NO MUNICÍPIO DE TUCURUÍ - PA**

Trabalho de Conclusão de Curso, apresentado como requisito parcial para obtenção de grau de Bacharel em Engenharia Sanitária e Ambiental, pela Universidade Federal do Pará.

Orientador: Prof. Me. Raynner Menezes Lopes

Coorientador: Prof. Me. Davi Edson Sales e Souza

TUCURUÍ

2019

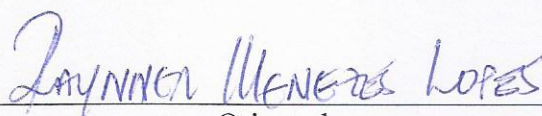
GABRIELA TELES PRAIA E SORAIA DO AMARAL SIQUEIRA

**PROPOSIÇÃO DE PROJETO DE UM SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA
PARA DOIS BAIRROS NO MUNICÍPIO DE TUCURUÍ – PA**

Trabalho de Conclusão de Curso,
apresentado como requisito parcial
para obtenção de grau de Bacharel
em Engenharia Sanitária e
Ambiental, pela Universidade
Federal do Pará.

Data de aprovação: 27 / 06 / 2019

Banca Examinadora

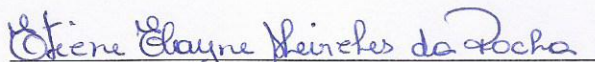


Orientador

Prof. Me. Raynner Menezes Lopes (FAESA/CAMTUC)
Universidade Federal do Pará

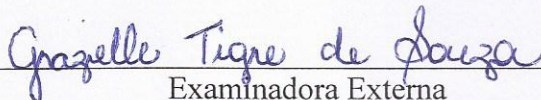
Coorientador

Prof.^a Me. Davi Edson Sales e Souza (FAESA/CAMTUC)
Universidade Federal do Pará



Examinadora interna

Prof.^a Dra.^a Etiene Elayne Meireles da Rocha (FAESA/CAMTUC)
Universidade Federal do Pará



Examinadora Externa

Prof.^a Me. Grazielle Tigre de Souza (FEC/CAMTUC)
Universidade Federal do Pará

TUCURUÍ

2019

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a DEUS, o primeiro engenheiro de tudo, pelo dom da vida, pela fé, saúde e toda sabedoria que me proporcionou para concluir a graduação.

Ao meu avô João, que sempre me apoiou em todos os momentos da minha vida, me ensinando a buscar sempre ser uma mulher independente, por todos os esforços que não mediu para que eu tivesse a oportunidade de estudar, por toda a proteção que meu deu em terra e hoje me ilumina no céu, “essa conquista é sua vô”!

A minha avó Izabel, que mesmo não entendendo tanto estudo, sempre me deu força, me apoiou e apoia em tudo, por sempre me acolher quantas vezes forem necessárias e me proporcionar todo o ensino de vida, “me perdoe pelas ausências nesses últimos 5 anos vô”!

Aos meus irmãos, que eu possa ser sempre um exemplo para todos. E a toda a minha família que de forma direta ou indireta contribuíram para o fim dessa etapa de minha vida.

A todos os professores da faculdade de Engenharia Sanitária e Ambiental, tanto os atuais quanto os que por algum motivo tiveram que partir, não só pelos conhecimentos técnicos repassados para a vida profissional, mas sobretudo por ter me ensinado a crescer como pessoa sempre respeitando o outro e procurando o bem comum para todos.

Ao meu orientador Prof. Me. Raynner Menezes Lopes e meu coorientador Prof.^a Me. Davi Edson Sales e Souza, por terem topado este desafio, pela oportunidade concedida de nos orientar, confiança e por todo o conhecimento repassado.

A todos os meus amigos que de alguma forma acompanharam e apoiaram a minha trajetória na faculdade, em especial os colegas da turma de 2014, que estiveram comigo durante esses 5 anos, formamos uma família entre estudos, brincadeiras e brigas, obrigada!

O meu muito obrigada a todos que de alguma forma contribuíram para que hoje eu obtivesse o grau de Engenheira Sanitarista e Ambiental.

Gabriela Teles Praia

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela vida, aos meus pais por me trazerem a este mundo, aos governos que, através das suas políticas públicas de inclusão, me proporcionaram a chance de estar em uma das melhores universidades públicas do Brasil.

Agradeço também aos meus orientadores Prof. Me. Raynner Menezes Lopes e ao Prof. Me. Davi Edson Sales e Souza por nos guiar neste caminho, gostaria de deixar aqui minha admiração por vocês, como excelentes profissionais e pessoas também.

Por último, mas não menos importante, agradeço ao meu esposo Márcio Siqueira por estar sempre ao meu lado me incentivando a ser uma pessoa melhor e por ter sido o meu ombro acolhedor em todos os momentos que passei. Gratidão!

Soraia do Amaral Siqueira

RESUMO

O presente trabalho teve por objetivo apresentar uma proposta de projeto de um sistema de distribuição de água para os bairros Serra Azul e Popular, Tucuruí-PA. Para isso, foram obtidos os dados físicos dos bairros, como topografia e quantidade de pessoas por residência, necessários para elaborar o mapa da malha viária, a vazão de demanda da rede e as três concepções distintas, com auxílio do Software AutoCad versão 2019. Posteriormente, foi analisado o comportamento hidráulico dos três traçados de distribuição, desta vez, no software EPANET 2.0: alternativa de concepção 1, alternativa de concepção 2 e alternativa de concepção 3, considerando as recomendações da ABNT NBR 12218/94. Com os resultados, observou-se que das três alternativas propostas, a alternativa 1 pode ser caracterizada como a melhor concepção, pois apresenta maior confiabilidade, uma vez que terá suas pressões regularizadas por um reservatório elevado, cuja probabilidade de ficar inoperante é baixa e a manutenção é consideravelmente simples, e por um conjunto de válvulas redutoras de pressão (VRP's). A princípio ela pode gerar um custo de implantação elevado se comparado às alternativas 2 e 3, uma vez que o volume do reservatório elevado que irá abastecer o bairro Popular e o bairro Serra Azul será maior. No entanto, é possível que as despesas com a construção do reservatório sejam, ao longo do tempo, amortizadas com a economia nos gastos com energia elétrica que seria consumida para operar os sistemas das alternativas 2 e 3.

Palavras-chave: Pressão. Rede de distribuição de água. EPANET 2.0.

ABSTRACT

The objective of this work was to present a proposal of a water distribution system for the Serra Azul and Popular neighborhoods, in Tucuruí-PA. To do this, the physical data of these districts were obtained, such as topography and number of people per residence, which are necessary to elaborate the map of the road network and the three different conceptions, with the aid of AutoCad version 2019. Subsequently, the hydraulic behavior of the three distribution lines was analyzed, in the EPANET 2.0 software: design alternative 1, design alternative 2 and design alternative 3, considering the recommendations of NBR 12218/94. With the results, it was observed that of the three alternatives proposed, alternative 1 can be characterized as the best conception, since it presents greater reliability, since its pressures will be regularized by a high reservoir, whose probability of being inoperative is low and the maintenance is considerably simple, and by a set of PRV's. At first, it can generate a high implantation cost compared to alternatives 2 and 3, since the volume of the high reservoir that will supply the Popular neighborhood and the Serra Azul neighborhood will be greater. However, it is possible that the expenses with the construction of the reservoir will, over time, be amortized with the economy in the expenditures with electric energy that would be consumed to operate the systems of alternatives 2 and 3.

Key words: Pressure. Water distribution network. EPANET 2.0.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Sistema de abastecimento de água.....	15
Figura 2 - Esquema de tipologias de adutoras	16
Figura 3 - Esquema de rede ramificada	20
Figura 4 - Esquema de rede malhada.....	21
Figura 5 - Esquema de rede mista	21
Figura 6 - Vazões afluentes e efluentes no nó P.....	24
Figura 7 - Vazões afluentes e efluentes em um anel	24
Figura 8 - Método do seccionamento ficcionado	25
Figura 9 - Modelo de planilha utilizada no método do seccionamento fictício.	27
Figura 10 - Combate as perdas de água.....	29
Figura 11 - Síntese das ações para o controle da vazamentos.	30
Figura 12 - Ruas e residências no bairro Popular e no bairro Serra Azul	38
Figura 13 - Localização e delimitação da área de estudo.	39
Figura 14 - Bairro Jardim América.....	41
Figura 15 - Gráfico com equação ajustada dos pontos analisados	42
Figura 16 - Imagens que evidenciam as diferenças de cotas dos bairros.	42
Figura 17 - Malha viária do bairro Popular e bairro Serra Azul.....	46
Figura 18 - Curva de consumo inserida no editor padrão do navegador do EPANET.	49
Figura 19 - Isolinhas das cotas topográficas da área de estudo geradas no EPANET	49
Figura 20 - Gráfico de isolinhas para pressões na primeira simulação da concepção 1.....	51
Figura 21 - Alterações realizadas na concepção 1 para a segunda simulação.....	52
Figura 22 - Gráfico de isolinhas para pressões na primeira simulação da concepção 1, após a implantação das VRPs	54

Figura 23 - Localização dos setores e reservatórios	55
Figura 24 - Gráfico de isolinhas para pressões da concepção 2 na primeira simulação.....	56
Figura 25 - Alterações realizadas na concepção 2 para a segunda simulação.....	57
Figura 26 - Gráfico de isolinhas para pressão na concepção 2, após a instalação das VRP's e booster.	59
Figura 27 - Gráfico de isolinhas para pressões na primeira simulação da concepção 3.....	60
Figura 28 - Alterações realizadas na concepção 3 para a segunda simulação.....	61
Figura 29 - Gráfico de isolinhas para pressões na segunda simulação da concepção 3, após a instalação do Booster e VRP.	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Relação dos últimos três índices populacionais para Tucuruí utilizadas nos métodos.....	43
Tabela 2 - Resultado das projeções populacionais para os bairros Popular e Serra Azul	44
Tabela 3 - Modelo da planilha gerada a partir dos traçados de redes.....	47
Tabela 4 - Pressões nos nós da concepção 1 antes e depois da instalação de VRP's.....	53
Tabela 5 - Pressões nos nós da concepção 2 antes e depois da implantação do <i>booster</i> e da instalação das VRPs.	58
Tabela 6 - Pressões nos nós da concepção 3 antes e após a instalação das VRP's e <i>booster</i> ...	62

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Sequência para o dimensionamento de rede de abastecimento de água utilizando o método de seccionamento fictício	26
Quadro 2 - Parcela das perdas de água em relação ao volume que entra no sistema.	27
Quadro 3 - Volumes de água correspondente ao método.	28
Quadro 4 - Tipos de vazamentos	30
Quadro 5 - Efeito da VRP em um SDA	31
Quadro 6 - Métodos de projeção populacional com base em fórmulas matemáticas.....	33

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
DTA	Documento Técnico de Apoio
D	Diâmetro
CMB	Conjunto Motor Bomba
Ct	Cota do Terreno
EEAB	Estação Elevatória de Água Bruta
EEAT	Estação Elevatória de Água Tratada
ETA	Estação de Tratamento de Água
Fic.	Fictícia
Hf	Perda de Carga
Jus.	Jusante
Mont.	Montante
MS	Ministério da Saúde
M.C.A	Metro por Coluna d'água
NBR	Norma Brasileira de Regulamentação
NÓS	Ponto de Encontro de trechos
NÓ SECO	Extremidade de trecho Livre
P.D.	Pressão Disponível
RNV	Reservatório de Nível Variado
SAA	Sistema de Abastecimento de Água
SDA	Sistema de Distribuição de Água
Q	Vazão
v	Velocidade
VRP	Válvula Redutora de Pressão

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
2	OBJETIVOS	13
2.1	Objetivo geral	13
2.2	Objetivos específicos	13
3	REVISÃO BIBLIOGRAFICA	14
3.1	Sistema de abastecimento de água	14
3.1.1	Captação	15
3.1.2	Adução	15
3.1.3	Estação de tratamento	16
3.1.4	Reservação	17
3.1.5	Distribuição	18
3.1.6	Estações elevatórias: bombeamento de água	18
3.2	Dimensionamento de rede de distribuição de água	19
3.3	Métodos para dimensionamento de redes	22
3.3.1	Método para redes ramificadas	22
3.3.2	PNL 2000 modificado	22
3.3.3	Método Pimentel Gomes	23
3.3.4	Método de Hardy-Cross	23
3.3.5	Método do Seccionamento Fictício	25
3.4	Perdas no sistema de abastecimento de água	27
3.4.1	Válvulas redutora de pressão	31
3.5	Dimensionamento de volume útil de reservatório de água	31
3.6	Projeção populacional	32
3.6.1	Métodos matemáticos de projeção populacional	32
3.6.2	Método Aritmético:	32
3.6.3	Método Geométrico:	33
3.6.4	Método Logístico:	33
3.7	Simulação hidráulica da rede de distribuição de água	34
3.7.1	EPANET 2.0	35
4	METODOLOGIA	36
4.1	Área de estudo	36

4.2	Etapa 1 - Levantamento de informações da área de estudo	40
4.2.1	Quantificação das residências.....	40
4.2.2	Levantamento topográfico.....	40
4.2.3	Estimativa da população.....	42
4.3	Etapa 2 - Dimensionamento das alternativas de concepção de sistema de distribuição de água	45
4.4	Etapa 3 - Modelagem e simulação das alternativas de concepção do sistema de distribuição.....	48
4.4.1	Traçado de redes.....	48
4.4.2	Simulação dos modelos computacionais.....	48
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	49
5.1	Alternativa de concepção 1	50
5.2	Alternativa de concepção 2	55
5.3	Alternativa de concepção 3	59
6	CONCLUSÃO.....	64
7	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	65
	REFERÊNCIAS	66
8	ANEXO A- PLANILHAS GERADAS PARA CADA CONCEPÇÃO	70
9	ANEXO B- PROJETOS DAS CONCEPÇÕES 1, 2 E 3 EM A0.....	79

1 INTRODUÇÃO

Contendo cerca de 12% da água doce distribuída no planeta, o Brasil apresenta resultados preocupantes quando se fala em distribuição de abastecimento hídrico, grande parte desse recurso está concentrada em regiões com menor densidade demográfica enquanto que, ocorre o inverso em regiões com menor disponibilidade de água, aliado a isso, cerca de 83,3% dos brasileiros são atendidos com água tratada, entretanto, aproximadamente 35 milhões de pessoas estão fora desse percentual no território nacional, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental (SNSA, 2017).

A região Norte, concentra 70% dos recursos hídricos disponíveis no Brasil, contudo, apresenta o menor índice de abastecimento de água do país: 49%, segundo os dados mais recentes do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS 2016). De acordo com a (SNSA, 2017), os investimentos para melhorar a rede de abastecimento no Norte são os mais baixos do país, dos mais de R\$ 12 milhões aplicados no Brasil por prestadoras, Estados e Municípios na área, apenas 3% foram destinados à região.

Localizada na região Norte, Tucuruí é uma cidade do Estado do Pará que possui uma população estimada de 112.148 habitantes (IBGE, 2018), sendo 98.000 atendidos com abastecimento de água. O Município dispõe de uma Autarquia Municipal (Nossa Água) que presta serviços à população, produzindo cerca de 12.960,00 m³/ano de água tratada em ETA's, possui ainda cerca de 160 Km em extensão de redes de distribuição de água, de acordo com dados do (SNIS 2016).

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

Propor um projeto básico de um sistema de distribuição de água (SDA) para dois bairros do município de Tucuruí utilizando, para simulação hidráulica, o *Software* Epanet 2.0.

2.2 Objetivos específicos

- Identificar bairros no município de Tucuruí que não dispõem de SDA ou bairros em que o SDA esteja defasado;

- Analisar as condições de abastecimento de água nos bairros selecionados;
- Propor alternativas de concepção de SDA para os bairros selecionados;
- Utilizar curva de consumo resultante de outro sistema, nas concepções;

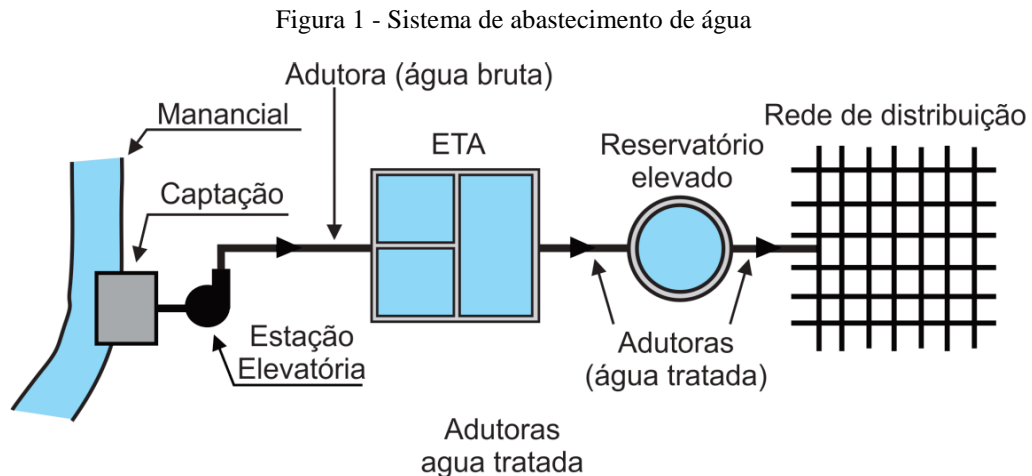
3 REVISÃO BIBLIOGRAFICA

Com o intuito de compor o melhor conteúdo base para a realização deste trabalho a revisão bibliográfica buscou os assuntos de maior relevância para a pesquisa, demonstrando as conceituações de forma clara e objetiva, sendo abordados as composições básicas para um (SAA), com destaque as redes de distribuição de água.

3.1 Sistema de abastecimento de água

Um sistema de abastecimento de água pode ser concebido e projetado a pequenos povoados ou grandes cidades, variando as características no porte de suas instalações. Caracteriza-se sobretudo pela retirada de água da natureza, adequação de sua qualidade, transporte até os aglomerados humanos e fornecimento à população em quantidade compatível com suas necessidades. (FUNASA, 2015, p.1).

De acordo com Azevedo Netto (2015, p.407), um sistema de abastecimento de água é um conjunto de obras, equipamentos e serviços destinados ao abastecimento de água potável a um determinado consumidor, por exemplo, uma comunidade urbana. A ABNT NBR 12211/1992 define condições exigíveis para estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água. As características desses sistemas dependem das condições topográficas encontradas, da população a ser atendida e de outras condições locais (KURITZA 2017, p.23). A Figura 1 mostra a configuração de um SAA.



Fonte: Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento – LENHS/UFRGS (2016)

3.1.1 Captação

Segundo a ABNT NBR 12213/1992 “Projeto de captação de água de superfície para abastecimento público”, é o conjunto de estruturas e dispositivos construídos ou montados junto a um manancial, para a retirada de água destinada a um sistema de abastecimento.

Em geral, a captação, depende da variação do nível de água, podendo distinguir em manancial com pequena variação de nível de água e em manancial com grande variação de nível de água. Além disso, a concepção da captação é função da concentração de sólidos sedimentáveis em suspensão do manancial (TSUTIYA 2006, p. 77).

3.1.2 Adução

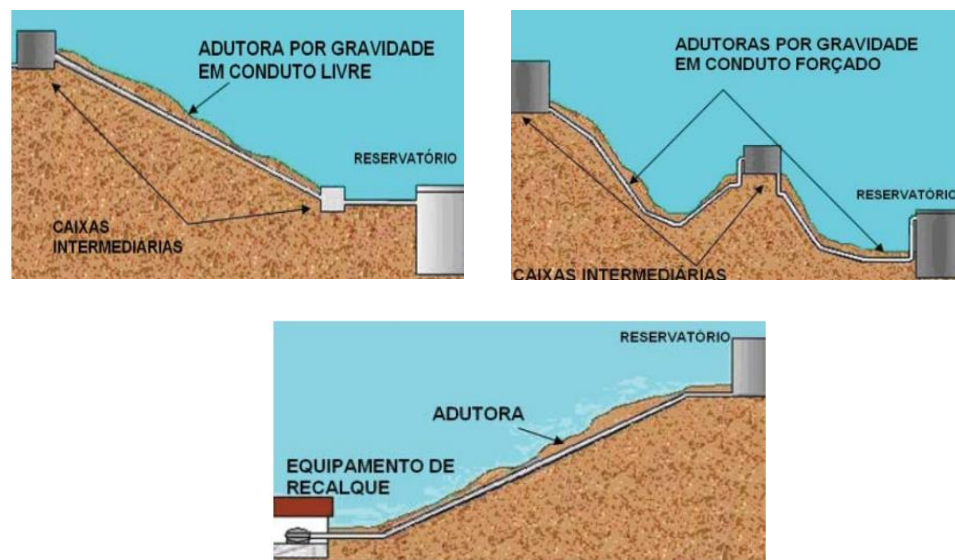
São canalizações dos sistemas de abastecimento de água que conduzem a água para unidades que antecedem a rede de distribuição. Elas interligam captação, estação de tratamento e reservatórios e não distribuem a água aos consumidores. Dependendo do sistema há casos em que partem ramificações da adutora principal (subadutoras), para levar água a outros pontos do sistema (TSUTIYA 2006, p.155).

As adutoras se subdividem em adutoras de água bruta ou adutoras de água tratada e podem ser classificadas como:

- Adutora por gravidade em conduto livre: a água escoar sempre em declive, mantendo uma superfície livre sob o efeito atmosférico, dessa forma os condutos não funcionam em seção plena (totalmente cheios).

- Adutora por gravidade em conduto forçado: a água escoar tanto em sentido descendente quanto ascendente, pois a pressão interna é sempre superior a pressão externa.
- Adutora de recalque: ocorre quando o local de captação está localizado em uma cota topográfica inferior ao sistema de reservação, nesse sentido faz-se necessário o uso de conjunto motor – bomba e acessórios, para realizar o recalque. A Figura 2 apresenta alguns tipos de adutoras.

Figura 2 - Esquema de tipologias de adutoras



Fonte: Rede Nacional de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental - ReCESA (2008).

3.1.3 Estação de tratamento

Conjunto de unidades destinada a adequar as características da água aos padrões de potabilidade estabelecidos pela Portaria de Consolidação, de 28 de setembro de 2017, seção II, Artigo 129 ao 130, que dispõe sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade. São destinadas à eliminação de impurezas e/ou correção de propriedades inadequadas ao uso da água, transformando em água de boa qualidade do ponto de vista físico, químico, biológico e bacteriológico (KURITZA 2017, p.25). A ABNT NBR 12216/1992 define as condições exigíveis para a concepção de projeto de

estação de tratamento de água designada à produção de água potável para abastecimento público.

3.1.4 Reservação

Os reservatórios de distribuição de água compõem elementos relevantes em sistemas de abastecimento de água, pois além de atenderem a diversos fins, são elementos visíveis e de maior notoriedade no sistema de distribuição de água. O projeto de reservatórios de distribuição de água para abastecimento público deve seguir a norma ABNT NBR 12217/1994 que fixa as condições exigíveis na elaboração de projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público. De acordo com Tsutiya (2006, p.337 e 338) as principais funções dos reservatórios são:

- Regularizar a vazão: receber uma vazão constante, igual à demanda média do dia em que há maior consumo na área em que ele influi, armazenar água durante as horas em que a demanda é menor que a média, e oferecer as vazões adicionais quando a vazão de demanda for maior que a média;
- Segurança ao abastecimento: Abastecer a área de influência para o caso de haver interrupção no desempenho normal da adução, que pode ocorrer por ruptura da adutora, suspensão da captação ou estação de tratamento, falta de energia elétrica, entre outras situações;
- Reserva de água para incêndio: munir vazões excepcionais para combate a incêndio;
- Regularizar pressões: a locação dos reservatórios de distribuição pode influenciar nas condições de pressão da rede, essencialmente, reduzindo as variações de pressões.

Além desses benefícios pode-se destacar outros, como:

- Bombeamento de água fora do horário de pico elétrico: o reservatório possibilita que o bombeamento de água ocorra fora do horário de pico elétrico, o que diminui sensivelmente as despesas com energia elétrica;
- Aumento no rendimento dos conjuntos elevatório: com os valores de altura manométrica e vazão aproximadamente constantes, os conjuntos motor-bomba conseguirão trabalhar próximos ao seu rendimento máximo.

No entanto, o uso de reservatórios apresenta alguns entraves:

- Custo elevado de implantação;
- Localização: Para atender as pressões requeridas pela rede, o reservatório precisa estar situado em cota apropriada;

- Impacto ambiental: dependendo do local que será instalado o reservatório, poderá ocorrer impacto ambiental.

3.1.5 Distribuição

O transporte de água potável para a disposição dos consumidores é realizado através das redes de distribuição, formadas de tubulações e órgãos acessórios. Seu projeto é regulado pela ABNT NBR 12118/1994 “Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público” e seu dimensionamento deve ser cauteloso, observando a relação entre as cotas do terreno e buscando sempre que possível utilizar o escoamento gravitacional (KURITZA 2017, p.25).

3.1.6 Estações elevatórias: bombeamento de água

Recomenda-se sempre que um sistema de abastecimento utilize a gravidade a seu favor, dessa forma pode-se evitar muitos problemas de pressão não suficiente, além de proporcionar uma redução significativa nos custos da obra. Nesse sentido, Tsutiya (2006), afirma que as estações elevatórias tornam-se elementos de suma importância para proporcionar esse fim, podendo estar presentes em todas as etapas de distribuição de água, desde a captação até a chegada ao consumidor final.

De acordo com Kuritza (2017), em relação a importância dos sistemas de bombeamento em SAA, a tecnologia vem desenvolvendo os mais variados modelos de equipamento eletroeletrônicos, a fim de solucionar as possíveis ocorrências de problemas com transporte de água. Por outro lado, a utilização intensiva desses sistemas de bombeamento tem elevado o custo energético das obras tornando-se um dos principais itens de custo operacionais das empresas prestadoras de serviços de saneamento básico.

Nesse contexto, em sistemas de abastecimento hídrico em que já há uma determinada potência instalada das estações elevatórias, diâmetro, traçado e material das adutoras definidos e também já está definida a capacidade do reservatório, buscar meios de otimização da operação do sistema pode levar a redução do consumo de energia e assim, por consequência do custo da obra, sendo necessário, todavia, um estudo aprofundado de todas as variáveis envolvidas na concepção do sistema (KURITZA, 2017, p. 27).

As bombas, componentes principais das estações elevatórias, são equipamentos eletromecânicos utilizados para transferir energia mecânica, fornecida por uma fonte, em

energia hidráulica, na forma de pressão, energia cinética e potencial, onde de acordo com o modo como realizam a conversão de energia hidráulica e como cedem energia para o líquido, podem ser classificadas em bombas volumétricas, dinâmicas ou bombas especiais (MACINTYRE, 1987).

Entre os vários pontos do sistema em que as estações elevatórias podem estar localizadas, denominam-se:

- Estações Elevatórias de Água Bruta (EEAB): quando localizadas antes da ETA;
- Estações Elevatórias de Água Tratada (EEAT): quando localizadas após a ETA;

No entanto, podem também estar alocadas entre reservatórios ou em algum trecho da rede de abastecimento, sendo nesse caso especificadas como *booster*. O mesmo é considerado uma instalação de bombeamento de pequeno porte que possui a maioria das características comuns de uma estação elevatória, com o intuito de fazer com que a água consiga chegar com pressão e velocidade adequada nos imóveis localizados em cotas mais elevadas e/ou distantes em relação ao ponto de distribuição, seguindo assim, a ABNT NBR 12218/94.

3.2 Dimensionamento de rede de distribuição de água

As redes de distribuição são a parte do sistema de abastecimento formada pelas tubulações e órgãos acessórios, organizados da melhor forma possível com a finalidade de colocar água potável a disposição dos consumidores, de forma contínua, em quantidade, qualidade e pressão adequada, sendo essa pressão normatizada pela Associação Brasileira de Normas Técnica (ABNT), através da NBR 12218/94 que define as condições gerais de pressão sendo:

- Pressão estática máxima = 50 m.c.a
- Pressão dinâmica mínima = 10 m.c.a

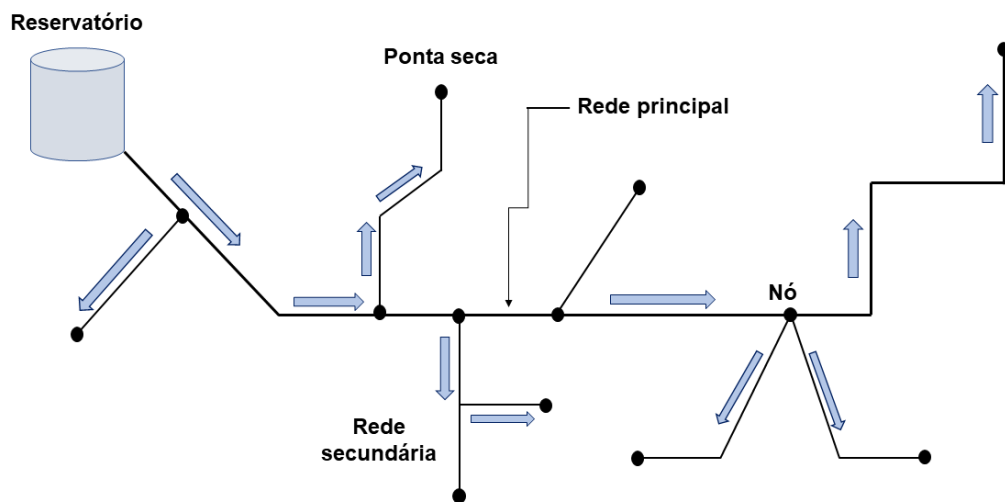
Por serem obras enterradas, que se distribuem sob as vias públicas ou em terrenos da entidade distribuidora, o acesso as redes torna-se mais difícil, complexo e oneroso. Além disso, são os componentes do sistema que não estão sob constante vigilância, já que as obras de captação, adução, tratamento e reservação geralmente, encontram-se concentradas e em maior porte.

As redes de distribuição podem ser classificadas de acordo com os mais variados aspectos, entre eles a alimentação dos reservatórios, o traçado nas vias, de acordo com a água

distribuída, pelas zonas de pressão ou mesmo pelo número de condutos distribuídos na mesma rua, no entanto, na literatura a classificação mais comum é de acordo com os traçados dos condutos, ou seja, as disposições das canalizações, que leva ainda em consideração a ocupação da área e as características dos arruamentos, nesse sentido podemos classificar as redes de distribuição como:

- **Ramificada:** o escoamento é realizado por um duto principal longitudinal, alimentado por um reservatório ou através de uma estação elevatória, que se ramifica para pontos da rede de ambos os lados onde o escoamento é unidirecional, ou seja, o sentido da vazão é conhecido em qualquer trecho como exemplifica a Figura 3.

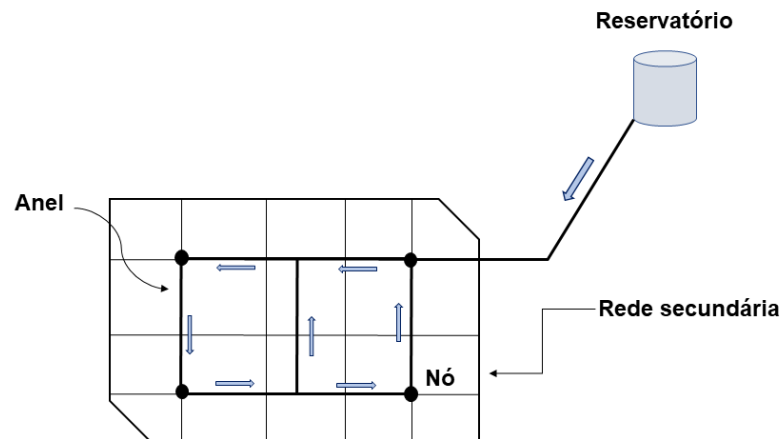
Figura 3 - Esquema de rede ramificada



Fonte: Adaptado de Tsutiya (2006)

- **Rede malhada:** é constituído de um conjunto de tubulações que formam um circuito fechado, dando origem assim a anéis ou blocos, que permitem abastecer qualquer ponto do sistema por mais de um caminho (escoamento bidirecional), dando uma maior flexibilidade em satisfazer a demanda e manutenção da rede, como mostra o exemplo da Figura 4.

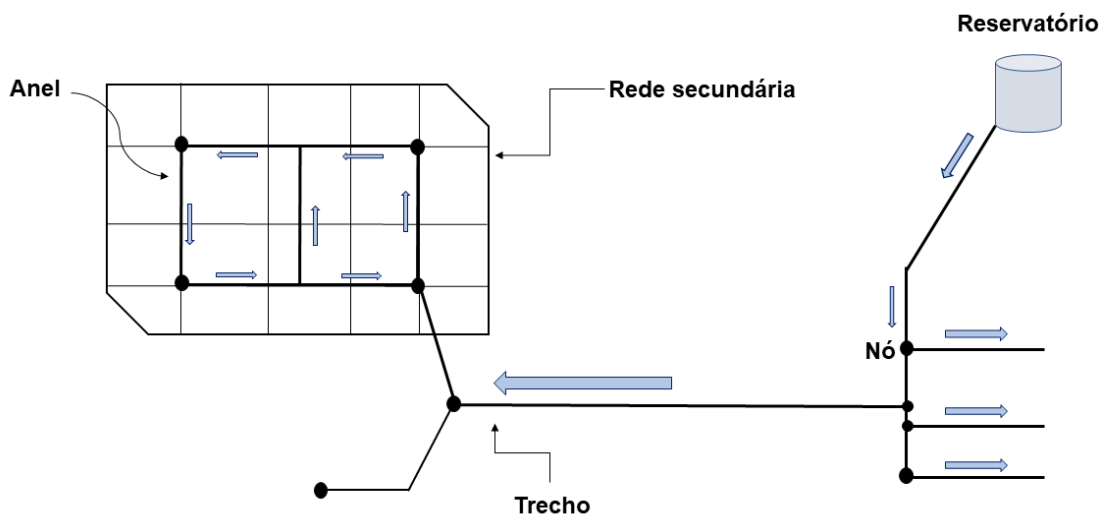
Figura 4 - Esquema de rede malhada



Fonte: Adaptado de Tsutiya (2006).

- Rede mista: constitui-se em uma mistura das duas anteriores, proporcionando a ocorrência simultânea no sistema tanto de escoamento unidirecional quanto bidirecional (Figura 5).

Figura 5 - Esquema de rede mista



Fonte: Adaptado de Tsutiya (2006).

As redes de distribuição são eleitas geralmente como o componente de maior custo de implantação, compreendendo cerca de 50 a 75% do custo total das obras de um SAA (TSUTIYA, 2006). Dessa forma, por ser a parte mais próxima do consumidor, as redes merecem uma atenção especial, já que são também fatores importantes no que diz respeito a mudanças na qualidade e possíveis perdas de água, um dos motivos de preocupação continua

dos responsáveis pelos sistemas. Assim, obras que visem o melhor planejamento, adequando uma boa eficiência aliada as possíveis medidas de economia energética, que possam ser tomadas em todo o contexto do sistema, inclusive nas redes de distribuição, são bem-vindas.

3.3 Métodos para dimensionamento de redes

Podemos encontrar na literatura os mais variados métodos de dimensionamento de redes de distribuição, para redes ramificadas podemos destacar como principais: o PNL 2000 Modificado, Pimentel Gomes, Hardy-Cross e Seccionamento Fictício.

3.3.1 Método para redes ramificadas

O método de cálculo para redes ramificadas é o mais tradicional e foi por muito tempo utilizado, porém nas duas últimas décadas devido a procura por obras que visem medidas de economia energética, foram desenvolvidos vários novos métodos de otimização (TSUTIYA, 2006), já que este não se baseia em modelos de redução de custo para o projeto.

O método por redes ramificadas, parte do pré-conhecimento das vazões e sentidos de fluxo, com os quais se encontra os diâmetros de tubulação necessários para realizar o escoamento conforme as recomendações normativas, de posse desses valores pode-se calcular as perdas de carga nos trechos e por consequência as pressões nos nós a partir de um ponto de pressão advindo normalmente do reservatório que alimenta a rede. Dessa forma, se os resultados de pressão obtidos forem satisfatórios, o dimensionamento da rede está completo, caso o contrário, é necessário realizar alterações na cota do reservatório ou se estabelecer novos diâmetros de tubulação para a rede, até que as pressões satisfatórias sejam encontradas.

3.3.2 PNL 2000 modificado

Este método tem como objetivo determinar a solução que proporcione o custo mínimo global, tanto de operação quanto de implantação do sistema de distribuição e está baseado nas técnicas de otimização econômica (GOMES, 2009, p.127).

Utilizando uma plataforma de planilhas eletrônicas e um algoritmo de otimização, o método se baseia em um modelo matemático de programação não-linear (PNL), recomendado para solucionar problemas não determinados ou que admitam múltiplas soluções, como é o caso

dos sistemas de distribuição de água. Assim pode ser realizado em duas etapas: um pré-dimensionamento e em seguida um refinamento (ajuste dos dados obtidos).

O método PNL 2000 modificado é devido a uma adaptação feita a partir do método PNL 2000 tradicional (GOMES, 2009), e este também é uma variante do método Hardy-Cross, no qual os diâmetros encontrados são desdobrados em dois diâmetros comercialmente disponíveis, um imediatamente superior e outro imediatamente inferior ao calculado, no PNL 2000 modificado o diâmetro encontrado é simplesmente aproximado ao mais adequado disponível no mercado. (ISHIHARA e FARIAS, 2009, p.6)

3.3.3 Método Pimentel Gomes

O método Pimentel Gomes tem por objetivo o dimensionamento de redes de distribuição de água malhadas e ramificadas sem levar em consideração a busca da alternativa de projeto que minimize o custo total do sistema, investimento mais operação (GOMES 2009, p.103). Trata-se de um método que tenta equilibrar hidraulicamente todo o sistema de abastecimento, utilizando escoamento permanente para obter como resposta os diâmetros dos trechos, as pressões disponíveis nos nós e a altura manométrica na alimentação do sistema de distribuição de água.

O dimensionamento pelo método de Pimentel Gomes é indeterminado e admite inúmeras soluções, que dependerão da altura manométrica de alimentação e das vazões nos trechos das redes, devido o fluxo de água em redes de abastecimento ser hidraulicamente indeterminado. Dessa forma, em dimensionamentos utilizando o método de Gomes cabe ao projetista buscar a melhor solução que atenda as condições de operação sem comprometer o custo final de implantação e operação do sistema de abastecimento.

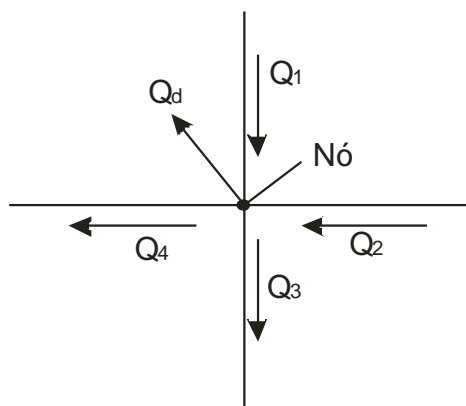
3.3.4 Método de Hardy-Cross

O método Hardy-Cross tem por objetivo o dimensionamento dos condutos principais de redes de distribuição de água do tipo malhadas. Desenvolvido em 1936 o método é aplicado geralmente para cidades médias e grandes por possibilitar o desenvolvimento manual dos cálculos de maneira simplificada, utilizando significados físicos que facilitam a análise dos resultados (TSUTIYA, 2006).

O método de Cross se caracteriza, sobretudo, pela hipótese de abastecimento da área através de anéis ou circuitos, formados pelos condutos principais e que se consolida em três regras básicas:

- Compensação das perdas de carga: onde admite-se uma distribuição de pressões ou perdas de carga por trecho e calculam-se as vazões, ou seja, em um nó qualquer, onde $\Sigma Q = 0$, as vazões afluentes são positivas e as vazões efluentes negativas. Como mostra a Figura 6.

Figura 6 - Vazões afluentes e efluentes no nó P

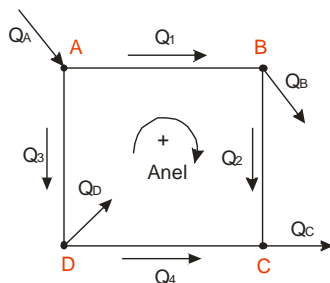


$$\sum Q = Q_1 + Q_2 - Q_3 - Q_4 - Q_d = 0$$

Fonte: Adaptado de Tsutiya (2006).

- Compensação das vazões: onde admite-se uma distribuição de vazões e determina-se as perdas de carga, ou seja, em um anel (circuito fechado) onde $\Sigma hf = 0$, as perdas de carga coincidentes são positivas e as perdas de carga contrárias a um sentido de caminhamento são negativas, como mostra a Figura 7 a seguir.

Figura 7 - Vazões afluentes e efluentes em um anel



$$\sum \Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 - \Delta H_3 - \Delta H_4 = 0$$

Onde:

Q = Vazão

ΔH = Perda de carga

Fonte: Adaptado de Tsutiya (2006).

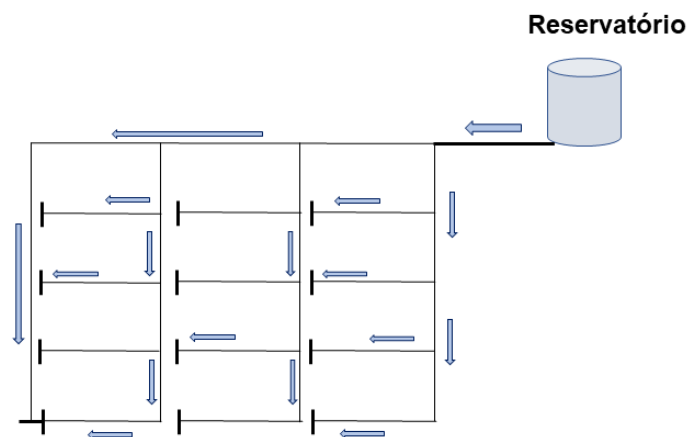
- Os condutos secundários são dimensionados pelos diâmetros mínimos estabelecidos, sendo que para pequenas redes devem ser de no mínimo 50 mm, de acordo com as recomendações da ABNT NBR 12218/94.

3.3.5 Método do Seccionamento Fictício

O método de dimensionamento seccionado parte do princípio de transformação de redes malhadas para redes ramificadas, facilitando assim o processo de cálculo para o dimensionamento. Dessa forma, consiste em supor situações em uma determinada rede de distribuição de água, onde os trechos da rede passam a ser seccionados, de modo que se tenha uma situação fictícia para cada um (ISHIHARA e FARIAS, 2009).

Tsutiya (2006) recomenda que o método seccionado seja utilizado para dimensionamento de redes de cidades de pequeno porte e para se verificar linhas secundarias de redes maiores. Como mostra a Figura 8 supõem-se que passam a ser seccionados os circuitos que outrora eram fechados, fixando os pontos em que a água iria escoar para atingir os diferentes pontos da rede. Recomenda-se ainda que para atingir cada ponto da rede, a água deva percorrer o menor trajeto possível e que os resultados de pressões nos pontos seccionados devam ter valores aproximados.

Figura 8 - Método do seccionamento ficcionado



Fonte: Adaptado de Tsutiya (2006)

Para a aplicação do método, devem-se seguir os seguintes passos, apresentados no Quadro 1 e adaptado de (FILHO, 2008).

Quadro 1 - Sequência para o dimensionamento de rede de abastecimento de água utilizando o método de seccionamento fictício

ETAPA	DESCRIÇÃO
01	Esboça-se o traçado da rede na planta baixa da área a abastecer procurando-se desenhar no sentido do fluxo de escoamento nos tubos distribuidores;
02	Transformam-se as malhas existentes na rede em sequências ramificadas de modo fictício, procurando desenhar os trechos de escoamento de modo que a água faça o menor trajeto possível entre o reservatório e o nó seccionado;
03	Lançam-se os trechos definitivos os quais normalmente serão limitados pelos pontos de encontro (nós) ou pelas extremidades livres/mortas (nós secos), depois identifica-se para cada nó a cota topográfica existente.
04	Numeram-se todos os trechos com algarismos arábicos a partir do número 1, no sentido crescente das vazões, depois inclui-se na planilha todos os trechos, dispostos em ordem crescente de numeração, de modo que a última linha seja exatamente o trecho de ligação ao reservatório;
05	Preenche-se para cada trecho as extensões e as cotas de montante e de jusante de cada trecho, em seguida soma-se a extensão de todos os trechos que terão distribuição em marcha, obtendo-se o comprimento total da rede distribuidora;
06	Calcula-se a taxa de distribuição em marcha das vazões de projeto, através da divisão da vazão de distribuição máxima horária pela extensão total da rede distribuidora;
07	Na planilha preenche-se a coluna de vazões em marcha, multiplicando-se a vazão em marcha de projeto pela extensão individual de cada trecho;
08	Preenche-se a seguir as vazões de jusante e de montante para cada trecho, sequencialmente, de modo que a de montante de cada um seja igual a soma da distribuição em marcha com a de jusante no mesmo trecho, observando que a vazão de jusante, por sua vez, é a soma das de montante dos trechos abastecidos e que no caso de extremidades livres ou seccionadas esta vazão é nula;
09	Calcula-se a vazão fictícia para cada um dos trechos, que será igual a semissoma da vazão de jusante com a de montante;
10	Tomando como base a vazão fictícia e os limites de velocidade ou de vazão dos tubos, indica-se o diâmetro para cada um dos trechos da rede;
11	Em posse do diâmetro, da vazão e do material especificado para as tubulações, calculam-se as perdas de carga ao longo de cada trecho fazendo-se uso de tabelas, ábacos ou da própria expressão usada para este cálculo;
12	Estabelece-se para o ponto de condições de pressão mais desfavoráveis as pressões extremas de serviço, mínima dinâmica de 10 m.c.a e máxima estática de 50 m.c.a, estes limites devem ser estabelecidos para permitir o abastecimento direto dos prédios de até três pavimentos que existirem na área e para prevenir danos às instalações prediais hidráulicas das edificações;
13	A partir da cota piezométrica estabelecida no nó de menor pressão (cota do terreno mais pressão mínima) calculam-se as cotas piezométricas dos demais nós (montante e jusante de cada trecho) até o reservatório, com base nas perdas de carga já definidas;
14	Calcula-se a seguir as pressões dinâmicas em cada nó, a montante e jusante de cada trecho, sendo que a pressão dinâmica é a diferença entre a cota piezométrica e a cota do terreno no mesmo nó;
15	Na extremidade de montante do trecho de maior, o valor da cota do nível mínimo da água no reservatório de ser tal que deva garantir a pressão mínima de serviço;
16	Desenha-se a rede identificando-se em cada trecho o material, o número, a extensão, o diâmetro e a vazão fictícia.

Fonte: Adaptado de FILHO (2008)

Todo o cálculo de dimensionamento pode ser realizado através de planilha semiautomática, por meio do software Microsoft Excel, diminuindo o tempo de análise e execução dos parâmetros no projeto, além de possibilitar alterar valores no projeto, mesmo

depois de finalizado, através da opção de “linkar” das células na planilha, possibilitando valores mais coerentes e concisos. A Figura 9 mostra como exemplo uma planilha produzida através da utilização do método de seccionamento fictício.

Figura 9 - Modelo de planilha utilizada no método do seccionamento fictício.

Trecho	Extensão (m)	Vazão (l/s)				D (mm)	D (m)	Vel. (m/s)	Hf Unit. (m/m)	Cota piez. mont. (m)	Hf (m.c.a)	Cota piez. jus. (m)	Ct do terr. (m)		Pressão dispon. (m.c.a)	
		Jus.	Mar.	Mon	Fict.								Mon t.	Jus.	Mon t.	Jus

Fonte: Autoras, 2019.

3.4 Perdas no sistema de abastecimento de água

As perdas de água em sistemas de abastecimento correspondem aos volumes não contabilizados, incluindo os volumes não utilizados e os volumes não faturados (MIRANDA, 2010). Contudo, qualquer discussão relativa a perdas de água deve ser precedida por uma definição clara dos componentes do balanço hídrico.

A *International Water Association* (IWA) propôs uma matriz de balanço hídrico que é uma forma estruturada de avaliar todos os fluxos e usos da água, o método consiste em contabilizar o volume de entrada e saída de água no SAA (Quadro 2).

Quadro 2 - Parcela das perdas de água em relação ao volume que entra no sistema. (Continua)

Volume que Entra no Sistema	Consumo Autorizado	Consumo Autorizado Faturado	Consumo medido faturado (incluindo água exportada)	Água Faturada	
			Consumo não-medido faturado (estimados)		
	Consumo Autorizado Não Faturado	Consumo Autorizado Não Faturado	Consumo medido não faturado (usos próprios, caminhão pipa etc.)	Água	
			Consumo não-medido não-faturado (combate a incêndios, favelas etc.)	Não-Faturada	
	Perdas de Água	Perdas Aparentes	Perdas Aparentes	Consumo não-autorizado (fraude e falhas de cadastro)	
				Erros de medição (Macro e micromedição)	
Perdas Reais		Perdas Reais	Vazamentos nas adutoras de água bruta e nas estações de tratamento de água		
	Vazamentos nas adutoras e/ou rede de distribuição				

(Conclusão)

			Vazamento nos ramais prediais até o hidrômetro	
			Vazamentos e extravasamentos nos reservatórios de distribuição	

Fonte: Lambert e Hirner (2000)

A seguir são descritos no quadro 3 os volumes de água para este método de avaliação de perdas:

Quadro 3 - Volumes de água correspondente ao método.

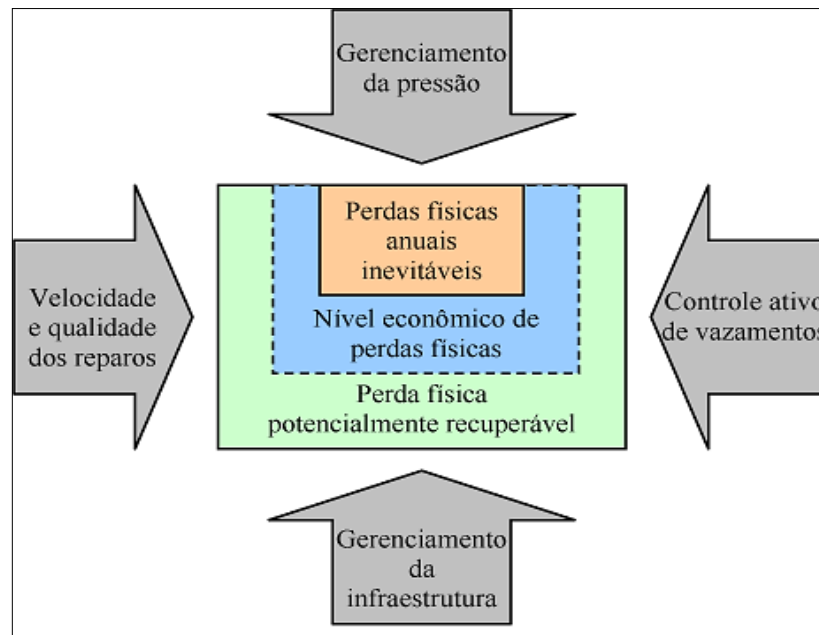
Volume que Entra no Sistema	Corresponde ao volume de água anual, que é disponibilizado pelo SAA.
Consumo Autorizado	Referente à quantidade de água, medida ou estimada, que tem seu consumo autorizado pela Companhia de Saneamento. Cabe observar que o volume de água exportada e perdas após o hidrômetro da residência do consumidor, estão inclusos no consumo autorizado.
Perdas de Água	Consiste na diferença entre o volume de entrada no sistema e o volume do consumo autorizado, sendo dividido em perdas reais e aparentes.
Consumo Autorizado	Volume de água utilizado pelos consumidores e faturado pela Companhia de Saneamento, que pode ser medido (hidrometração) ou não medido (estimado por meio de taxas).
Consumo Autorizado Não-Faturado	Volume de água utilizado pelos consumidores que não é faturado pela Companhia de Saneamento, correspondente ao consumo de água operacional pela própria Concessionária e por usos sociais e emergenciais.
Perdas Aparentes	Trata-se da parcela de água referente aos consumos não autorizados, como fraude e falhas no cadastro comercial e a erros no processo de macromedição e micromedição pela prestadora do serviço de abastecimento de água.
Perdas Reais	Trata-se da parcela de água referente aos vazamentos nas adutoras, nas estações de tratamento, nos reservatórios, na rede de distribuição e nos ramais prediais e aos extravasamentos em reservatórios.

Fonte: Adaptado de Tsutiya (2006)

As perdas de águas em SAA são influenciadas por diversos fatores infra estruturais e operacionais (BEZERRA e CHEUNG, 2013). Os principais fatores que potencializam as perdas são, por exemplo, a péssima qualidade dos materiais, dos componentes e da mão de obra, características e movimentação dos solos, o tráfego (FARLEY, 2001).

De acordo com Lambert e Hirner (2000), o efetivo controle de perdas físicas é feito por meio de quatro estratégias complementares (Figura 10):

Figura 10 - Combate as perdas de água



Fonte: Lambert e Hirner (2000)

- Controle de pressão: que procura minimizar os excessos das pressões do sistema e a faixa de duração de pressões máximas, enquanto assegura os padrões mínimos de serviço para os consumidores.
- Controle ativo de vazamentos: opõe-se ao controle passivo, que é, basicamente, a atividade de reparar os vazamentos apenas quando se tornam visíveis.
- Velocidade e qualidade dos reparos: desde o conhecimento da existência de um vazamento, o tempo gasto para sua efetiva localização e seu estancamento é um ponto chave no gerenciamento das perdas físicas.
- Gerenciamento da infraestrutura: a prática das três atividades mencionadas anteriormente já traz melhorias à infraestrutura.

Essas estratégias têm o intuito de reduzir as perdas reais e minimizar o volume distribuído, que é perdido por meio dos vazamentos (SANTOS; MONTENEGRO, 2014). Fontana (2012) ressalta que existem diferentes tipos de vazamentos, incluindo aqueles em tubulações e acessórios (como válvula), mas, a maioria dos vazamentos são decorrentes das rupturas nas tubulações.

A *International Water Association* (IWA) classifica os tipos vazamento (Quadro 4) como:

Quadro 4 - Tipos de vazamentos

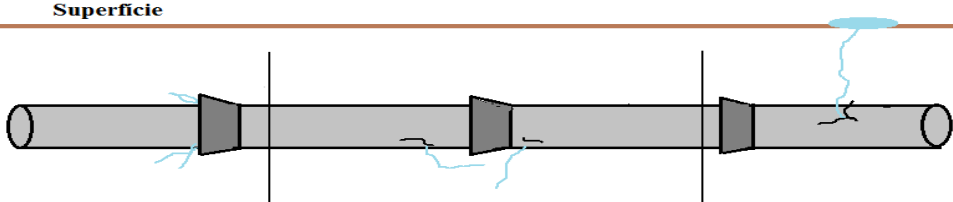
VAZAMENTOS	
VISÍVEIS	Altas vazões e aflorantes à superfície são vistos e comunicados pela população à operadora de saneamento para o reparo.
NÃO VISÍVEIS	DETECTÁVEIS Não afloram à superfície, mas são passíveis de identificação pelos equipamentos atuais de detecção acústica, cuja duração e respectivo volume perdido estão diretamente associados ao intervalo entre duas varreduras de pesquisa de vazamentos.
	NÃO DETECTÁVEIS Baixas vazões e longa duração, não afloram à superfície do terreno e não são passíveis de serem identificados pelos equipamentos atuais de detecção acústica.

Fonte: Adaptado de Lambert e Hirner (2000)

De acordo com o Documento Técnico de Apoio - DTA A2 (1999), a maior incidência de vazamentos encontra-se nos ramais prediais, mas em relação à volume perdido, a maior quantidade registra-se nas tubulações da rede de distribuição, provenientes de tubulações perfuradas ou partidas.

Segundo Tardelli Filho (2006), as principais ações para o controle de vazamentos podem ser resumidas conforme a Figura 11.

Figura 11 - Síntese das ações para o controle da vazamentos.

Superfície		
		
Vazamento Inerente	Vazamentos Não Visíveis	Vazamentos Visíveis
Não visíveis e não detectáveis por equipamentos de detecção acústica.	Não aflorantes à superfície. Detectáveis por métodos acústicos de pesquisa.	Aflorantes à superfície. Comunicado pela população
Principais Ações		
<ul style="list-style-type: none"> - Redução de pressão; - Melhora a qualidade dos materiais e da execução da obra; - Redução do número de juntas. 	<ul style="list-style-type: none"> - Redução de pressão; - Qualidade dos materiais e da execução da obra; - Pesquisa de vazamentos não visíveis. 	<ul style="list-style-type: none"> - Redução de pressão; - Qualidade dos materiais e da execução da obra; - Diminuição do tempo de reparo.

Fonte: Tardelli Filho (2006)

Dessa forma, é de fundamental importância o controle da pressão na rede, para a redução de perdas reais (físicas) em sistemas urbanos de distribuição de água tratada (BEZERRA *et al.*, 2010).

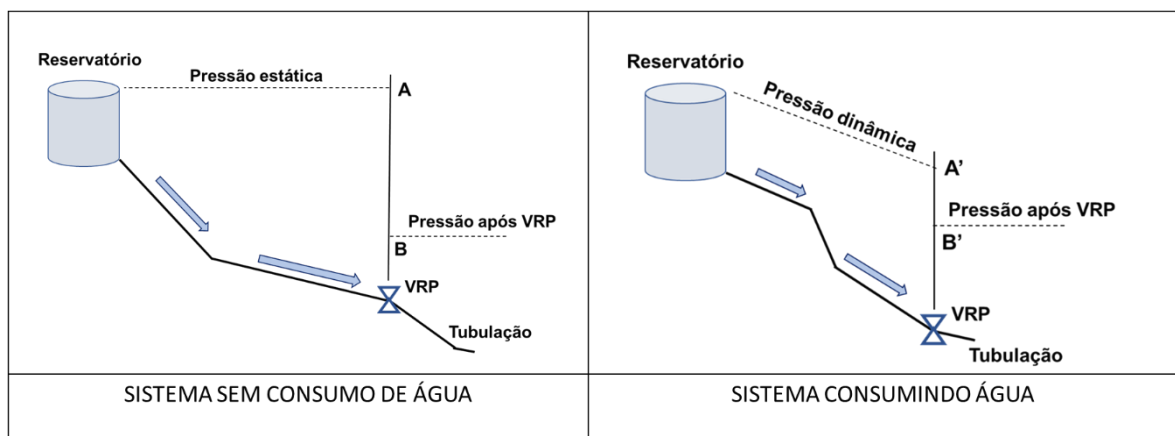
Ainda nesse contexto e de acordo com Tsutiya (2006), a pressão dinâmica mínima é estabelecida para que a água alcance os reservatórios domiciliares, já a pressão dinâmica máxima está diretamente ligada a resistência das tubulações e assim ao controle das perdas de

água. Recomenda-se, portanto, que uma vez obedecidas as recomendações da NBR 12218:1994 para pressão mínima na rede, as máximas sejam as menores possíveis.

3.4.1 Válvulas redutora de pressão

A válvula redutora de pressão (VRP) é uma válvula de controle automática projetada para reduzir a pressão de montante a uma pressão constante de jusante, independente da variação de vazão e pressão do sistema Tsutiya (2006, p.440). Assim elas possibilitam que a pressão da rede de distribuição esteja de acordo com a NBR 12218/94, o Quadro 5 apresenta o efeito da VRP em um SAA.

Quadro 5 - Efeito da VRP em um SDA



Fonte: Adaptado de Tsutiya (2006)

3.5 Dimensionamento de volume útil de reservatório de água

Para o dimensionamento dos reservatórios, de posse do valor de população que será atendida, busca-se calcular sua capacidade de armazenamento, considerando os volumes necessários para atender às variações de consumo de água (volume útil), o combate a possíveis incêndios e um volume para emergências.

O dimensionamento do volume útil necessário para suprir o sistema pode ser feito através dos seguintes métodos:

- Disposição de uma curva de consumo;
- Não disposição de uma curva de consumo;

Para o método por disposição de uma curva de consumo, o volume útil é calculando considerando-se que haverá uma distribuição contínua, quando a vazão é constante durante as

24 horas do dia, ou quando há uma distribuição intermitente, quando a vazão de distribuição funciona em um intervalo de tempo de funcionamento de t horas. Já quando não há disposição de uma curva de consumo, adota-se uma hipótese de variação dessa curva, geralmente admite-se uma forma senoidal.

3.6 Projeção populacional

O crescimento demográfico das populações pode possuir diferentes comportamentos em um determinado intervalo de tempo. Assim, as obras de abastecimento de água devem ser projetadas com o objetivo de atender a uma determinada população, em geral maior que a atual correspondente ao crescimento demográfico em um certo número de anos, denominado de horizonte de projeto (TSUTIYA, 2006).

Tsutiya (2006), recomenda que seja adotado um intervalo de tempo variando entre 20 e 30 anos, sendo o mais comumente adotado plano de projeto de saneamento básico de 20 anos, levando-se ainda em consideração os seguintes aspectos:

- Qualidade nas informações que servirão de base para as projeções populacionais;
- Efeito do tamanho da área;
- Período de tempo alcançado pela projeção;
- Compatibilizar diversas projeções populacionais para diferentes níveis geográficos;

Após a reunião dos dados obtidos e a realização dos cálculos para projetar a população futura do projeto deve-se, ainda, utilizar para resultado final o valor que melhor se ajuste aos dados levantados e a realidade do local.

3.6.1 Métodos matemáticos de projeção populacional

A seguir serão apresentados os métodos de projeção populacional recomendados por Tsutiya (2006), são eles: aritmético, geométrico e curva logística.

3.6.2 Método Aritmético:

De acordo com Tsutiya (2006, p.59), este método considera uma taxa constante de crescimento populacional para os anos seguintes, a partir de dados conhecidos sendo recomendado para estimativas de menor prazo. Devendo ser aplicado para projeções

populacionais de períodos curtos, com variações de 1 a 5 anos, pois para previsões maiores a discrepância entre os dados se torna acentuada.

3.6.3 Método Geométrico:

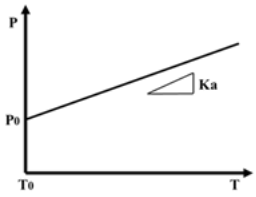
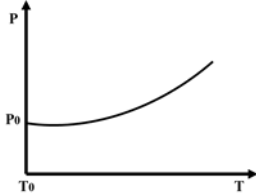
Este método considera para iguais períodos de tempo, a mesma porcentagem de aumento da população, onde as variáveis, representam a taxa de crescimento geométrico. (TISUTIYA 2006, P.59).

3.6.4 Método Logístico:

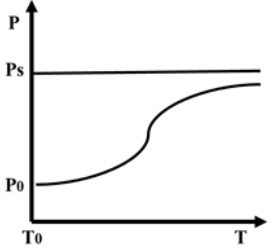
Segundo Tsutiya (2006, p.59), neste método, o crescimento da população obedece a uma relação matemática do tipo curva logística – uma curva em forma de S – neste sentido, a população cresce assintoticamente em função de um intervalo de tempo até um limite de saturação, recomenda-se que para a aplicação das formulas os dados sejam equidistantes no tempo obedecendo as seguintes condições: $P_0 < P_1 < P_2$ e $P_0 \times P_2 < P_1^2$.

A curva logística possui três trechos distintos: o primeiro correspondente ao crescimento populacional acelerado, o segundo a um crescimento retardado e o último a um crescimento que tende a estabilização. O quadro 6, apresenta as fórmulas para cada método matemático e suas especificações para a realização das projeções populacionais:

Quadro 6 - Métodos de projeção populacional com base em fórmulas matemáticas. (Continua)

Método De projeção	Forma da curva	Formula da projeção	Coefficientes (Se não for efetuada análise da regressão)
Aritmética		$P_t = P_0 + K_a \cdot (t - t_0)$	$K_a = \frac{P_2 - P_0}{t_2 - t_0}$
Geométrica		$P_t = P_2 \cdot x + K_a \cdot (t - t_0)$	$K_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{\Delta t}$

(Conclusão)

<p>Curva Logística</p>		$P_t = \frac{K}{1 + e^{(a-b) \cdot (t - t_0)}}$	$K = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - (P_1)^2 \cdot (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - (P_1)^2}$ $a = \frac{1}{0,4343} \cdot \log \frac{k - P_0}{P_0}$ $b = \frac{-1}{0,4343 \cdot d} \cdot \log \frac{P_0(k - P_1)}{P_1(k - P_0)}$
-------------------------------	---	---	--

Fonte: Adaptado de Qasim (1985)

Onde: P_0, P_1, P_2 = populações nos anos t_0, t_1, t_2 (as fórmulas para taxa decrescente e crescimento logístico exigem valores equidistantes, caso não sejam baseadas na análise da regressão) (hab);

P_t = população estimada no ano t (hab); K_a, K_g, a, b = coeficientes (a obtenção dos coeficientes pela análise da regressão é preferível, já que se pode utilizar toda a série de dados existentes, e não apenas P_0, P_1 e P_2).

3.7 Simulação hidráulica da rede de distribuição de água

A simulação hidráulica de redes de distribuição de água é indispensável para o controle eficiente dos sistemas (JANSEN; PADE, 2013). Segundo Castro (2004), a utilização de ferramentas computacionais na engenharia economiza tempo com a automatização de tarefas rotineiras, além de possibilitar análises mais detalhadas do problema.

Segundo Diuana e Ogawa (2015), o uso de Modelos de Simulação Hidráulica (MSH) para o dimensionamento de redes de abastecimento vem sendo cada vez mais importante, tanto pela maior precisão e agilidade com que trabalham e fornecem os resultados, quanto pelas possibilidades de uma análise mais completa e global de toda a rede, do ponto de vista de se comparar diferentes opções de projeto e/ou de análise de outros parâmetros, como a qualidade da água.

Existem modelos de simuladores hidráulicos estáticos e dinâmicos. Os modelos estáticos determinam valores para as variáveis em um determinado cenário de operação, enquanto os modelos dinâmicos determinam a variação desses valores ao longo do tempo. Há diversos simuladores hidráulicos disponíveis para a modelagem e simulação de sistemas de distribuição de água, destacando-se o EPANET (ROCHA, 2014).

O EPANET é o software de simulação hidráulica mais usado no Brasil, devido a facilidade de uso e por ser um programa de domínio público, que pode ser utilizado livremente por qualquer usuário (ROSSMAN *et al.*, 2000).

3.7.1 EPANET 2.0

O EPANET é um programa de computador que permite executar simulações estáticas e dinâmicas do comportamento hidráulico e de qualidade da água em redes de distribuição pressurizada, desenvolvido pela *Environmental Protection Agency* - EPA dos Estados Unidos, sendo um dos muitos programas utilizados para a modelagem de sistemas hidráulicos (ROSSMAN *et al.*, 2000).

A versão do programa para o português, falado e escrito no Brasil, é uma iniciativa do Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento (LENHS), pertencente ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, do Centro de Tecnologia, da Universidade Federal da Paraíba (UFPB).

O EPANET foi desenvolvido com o intuito de apoiar as entidades gestoras e distribuidoras de água no que concerne à manutenção de níveis de serviço adequado. As simulações permitem a obtenção, para cada componente do sistema de distribuição os valores de: pressão em cada nó, a altura de água em cada reservatório de nível variável e a concentração de químicos na rede ao longo do tempo.

O *software* pode ajudar a analisar alternativas de gestão, de modo a melhorar a qualidade do sistema de abastecimento, em termos de quantidade e qualidade da água fornecida, assim como permite avaliar possíveis ações que possam diminuir o consumo de energia elétrica das estações de bombeamento (GOMES, 2009).

O *software* possui um conjunto de ferramentas de cálculo para apoio à simulação hidráulica, no qual Rossman *et al.* (2000) destaca:

- Dimensão da rede a analisar ilimitada;
- Cálculo da perda de carga pode ser efetuado através de uma das três fórmulas disponíveis (Hazen-Williams, Darcy-Weishbach ou Chezy-Manning);
- Consideração das perdas de carga singulares em curvas, alargamentos, estreitamentos;
- Modelação dos principais tipos de válvulas, incluindo válvulas de seccionamento, de retenção, reguladoras de pressão e vazão;
- Múltiplas categorias de consumo nos nós, através da definição de padrões de consumo ao longo do tempo;

- As condições de operação do modelo podem basear-se em controles simples e singulares, como a altura da água num reservatório de nível variável, ou em controles com condições múltiplas; e
- Dimensão ilimitada do número de componentes da rede analisada.

De acordo com Lucena (2012), as principais características do EPANET 2.0, são:

- Sem custo: é um software de grande confiabilidade conhecido e utilizado mundialmente, sendo disponibilizado gratuitamente pela EPA;
- Código-fonte aberto: seu código-fonte é totalmente aberto, seja para a interface gráfica ou para o modelo matemático propriamente dito;
- Modelagem hidráulica: o EPANET é voltado para a modelagem da dispersão de constituintes na rede; e
- Interação com programas CAD: apesar conter algumas limitações, possui um sistema relativamente eficiente de importação e exportação de desenho da rede de programas de desenho como o *AutoCAD*.

Contudo, vale ressaltar que o EPANET não dimensiona, e sim, verifica o dimensionamento previamente calculado, com as condições pré-estabelecidos e normatizados como: perda de carga distribuída, velocidade máxima, diâmetro e material da tubulação da rede (FREIRE, 2017).

4 METODOLOGIA

4.1 Área de estudo

O Município de Tucuruí encontra-se na mesorregião sudeste do Estado do Pará. Abrigando cerca de 112.000 habitantes, de acordo com a estimativa do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2018) e está situado a margem esquerda do Rio Tocantins, pertencente a Bacia Hidrográfica Tocantins-Araguaia, com área total de 2.086, 20 km², sendo 33,22 km² de área urbana e 2.095, 48 km² de área rural, sob as coordenadas geográficas 3° 46' 10" de latitude Sul e 49° 40' 27" de longitude Oeste, de acordo com o Google Earth (2019).

No início da década de 1970, o Município passou por uma grande transformação, com a implantação da Usina Hidrelétrica de Tucuruí (UHT), cuja barragem foi construída no rio Tocantins. O empreendimento atraiu um número significativo de pessoas que buscavam oportunidade de trabalho, o que provocou um crescimento populacional considerável, gerando a necessidade de construção de uma infraestrutura adequada para alojar esses habitantes (MUSEU VIRTUAL DE TUCURUÍ, 2019).

No entanto, nem todos os bairros da cidade seguiram essa linha de desenvolvimento, e assim surgiram áreas com pouco planejamento urbanístico, ocupadas por pequenas comunidades que se formaram por meio de apropriações de terras, sejam essas terras, particulares ou mesmo áreas públicas municipais. Com o passar do tempo, essas áreas acabaram por formar bairros afetados por poucas estruturas básicas que vão desde iluminações feitas de qualquer forma, a sistemas de rede de água e esgoto simplificados, essa é a realidade da maioria dos bairros de Tucuruí que se estruturaram após os anos de auge da UHT.

Quando se trata de informações relacionadas a distribuição de água potável de forma mais específica, percebe-se que o sistema de abastecimento de água existente atualmente no Município deixa a desejar. Através de visita técnica realizada a Estação de Tratamento de Água (ETA), constatou-se que a mesma foi construída em meados da década de 1990 pela Companhia de Saneamento do Pará (COSANPA) com o intuito de abastecer cerca de 15 bairros, e hoje é responsável por mais de 50% do abastecimento hídrico da cidade, um percentual bem acima de sua capacidade projetada.

Além disso, através de entrevistas com moradores dos bairros com esse perfil de pouco planejamento, relatou-se que as tubulações da rede de distribuição ou são antigas, apresentando por muitas das vezes problemas com vazamentos, ou quando novas, apresentam problemas com a disponibilização de água somente em horários intercalados. Um dos reflexos dessa realidade encontrou-se de maneira mais acentuada nos bairros Popular e o bairro Serra Azul.

O bairro Popular e o bairro Serra Azul surgiram em um contexto de transformações socioespaciais ainda recentes na história de Tucuruí. Segundo relatos obtidos em entrevista com os moradores locais, a região era conhecida por suportar um variado número de serrarias e com o passar do tempo, pessoas foram se fixando nas áreas desocupadas em seu entorno e com isso, formaram pequenas comunidades. As residências são em sua maioria de madeira e, em parte, de alvenaria, estão em fase de construção e sem acabamentos, divididas em loteamentos distintos. Existem poucos pontos comerciais, com ruas, maioritariamente mal definidas e sem

asfaltamento. Na figura 12 podem ser observadas algumas ruas e residências do bairro Popular e do bairro Serra Azul.

Figura 12 - Ruas e residências no bairro Popular e no bairro Serra Azul



Travessa Bélgica (Serra Azul)



Travessa Venezuela (Serra Azul)



Travessa Cuba (Popular)

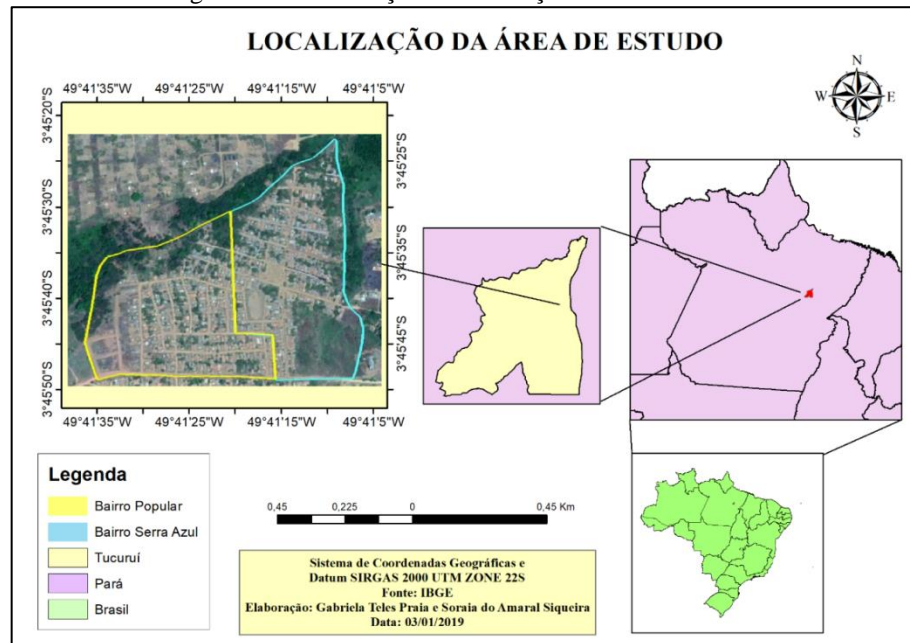


Rua Portugal (Popular)

Fonte: Autoras, 2019.

As delimitações territoriais dos bairros de parte da sede urbana de Tucuruí, não estão oficialmente documentadas, visto que são bairros novos que surgiram com a expansão territorial da cidade. No entanto, para o bairro Popular e bairro Serra Azul, há uma demarcação prévia que foi traçada no mapa. Esse mapa foi elaborado no *software* QGIS e o traçado da demarcação dos bairros foi realizado com o auxílio de um funcionário da Secretaria de Arquitetura e Urbanismo de Tucuruí. A partir dessa delimitação dos bairros, foi possível estimar que o bairro Popular apresenta área de aproximadamente 0,20 km² enquanto que o bairro Serra Azul tem área aproximada de 0,19 km² (Figura 13).

Figura 13 - Localização e delimitação da área de estudo.



Fonte: Autoras, 2019.

Em visita prévia ao bairro Popular e Serra Azul, foi constatado que ambos os bairros são atendidos por um SDA que não supre as necessidades da população local, e que não há um cadastro do SDA desses bairros que seja disponibilizado pela prefeitura¹. Relatos de funcionários ligados ao setor de saneamento da prefeitura apontam que tubulações foram interligadas de outra rede de abastecimento de um bairro próximo, para abastecer o bairro Popular e Serra Azul.

A ausência de um SDA planejado tem impactado a qualidade de vida dos moradores dos dois bairros. Esses moradores, quando entrevistados pelas autoras, durante as visitas aos bairros, informaram que a falta de água costuma ocorrer por períodos de até três dias, e quando o sistema volta a abastecer, costuma durar em torno de 20 minutos, inviabilizando o armazenamento de água para a execução das atividades domésticas básicas.

Devido à precariedade do SDA do bairro Popular e do bairro Serra Azul, maneira como se estruturaram e por possuir características favoráveis à concepção de um sistema de distribuição de água, estes bairros foram selecionados como objeto deste estudo.

¹ O órgão responsável pelo saneamento no município de Tucuruí é a Autarquia Nossa Água

O estudo foi desenvolvido em 3 etapas: Levantamento de informações da área de estudo; Dimensionamento das alternativas de concepção de sistema de distribuição de água; e Modelagem e simulação das alternativas de concepção do sistema de distribuição, conforme descritas a seguir:

4.2 Etapa 1 - Levantamento de informações da área de estudo

Foi realizada uma segunda visita aos bairros Popular e Serra Azul para levantar informações que pudessem ser utilizadas no estudo de concepção de um sistema de distribuição de água para atender a população desses bairros. As informações buscadas foram o número de habitantes, para determinar a vazão de consumo de água que o sistema de distribuição deverá suprir, e a topografia do terreno, que irá influenciar nas pressões da rede de distribuição projetada.

4.2.1 Quantificação das residências

Para identificar a população total dos bairros, foi realizada uma contagem² das residências habitadas e depois multiplicadas pela média de pessoas por residência, disponibilizada pela Fundação de Amparo a Estudos e Pesquisa (FAPESPA, 2016) por meio de estimativas do IBGE (2010). Os bairros somam 780 residências, das quais 360 estão no bairro Popular e 420 estão no bairro Serra Azul.

4.2.2 Levantamento topográfico

Assim como a maioria dos bairros de Tucuruí, Serra Azul e Popular também não possuem levantamento topográfico. Os bairros que possuem esse tipo de estudo, geralmente são realizados por empresas particulares.

Diante da impossibilidade de obter essas informações, foram adquiridos dados do estudo topográfico do bairro Jardim América, próximo aos bairros estudados, que foi realizado por uma empresa particular (Figura 14). Esses dados, por sua vez, foram lidos em planilha eletrônica e correlacionados com dados do *software Google Earth*[®], esse processo foi executado para ajustar uma equação entre pontos com cotas diferentes, para que pudessem ser utilizadas na área estudada.

² A contagem foi feita pelas autoras

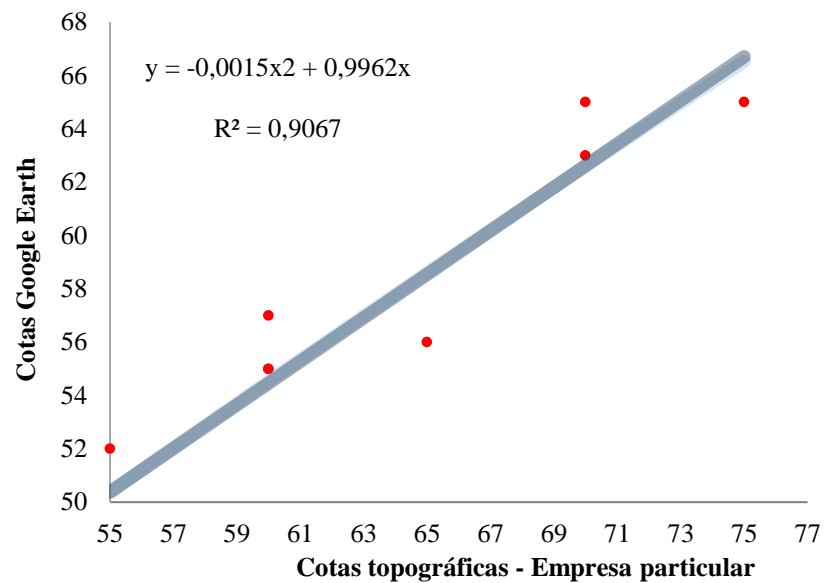
Figura 14 - Bairro Jardim América



Fonte: Google Earth, 2019

A Figura 15 mostra o resultado dessa correlação, com um coeficiente de determinação de 0,9067.

Figura 15 - Gráfico com equação ajustada dos pontos analisados



Fonte: Autoras, 2019

Pode-se observar que há uma correlação positiva entre as cotas indicando que elas são diretamente proporcionais, pois R^2 é de 0,9067, ou seja 90,67%

A Figura 16 mostra alguns dos pontos que possuem diferenças de cotas bastante acentuadas nos bairros.

Figura 16 - Diferença de cotas dos bairros



Ruas com pontos íngremes

Ponto mais alto, estrada Bom Jesus

Fonte: Autoras, 2019.

4.2.3 Estimativa da população

Para estimar a população total, foi considerada a taxa disponibilizada pela Fundação Amazônia de Amparo a Estudos e Pesquisas (FAPESPA, 2016) por meio de dados adquiridos

do IBGE (2010), no valor de 4,12 habitantes por domicílios permanentes. Aplicando-se a Equação 1 foi estimado o valor total de 3.214 habitantes para os dois bairros estudados.

$$P = N \times 4,12 \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

P - Número total de habitantes da área de estudo;

N - Número de residências dos bairros;

4,12 - nº de habitantes por domicilio permanente;

A partir desse valor, foi necessário estimar a população futura dos bairros para um horizonte de projeto adotado de 20 anos, conforme recomenda TISUTYA (2006). Utilizou-se a relação dos três últimos índices censo de Tucuruí (Tabela 1), para aplicar os três métodos matemáticos de projeção: Aritmético ($K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1}$), Geométrico ($K_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1}$) e de Crescimento Logístico ($K = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - (P_1)^2 \cdot (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - (P_1)^2}$), conforme apresentado no Quadro 6.

Tabela 1 - Relação dos últimos três índices populacionais para Tucuruí utilizadas nos métodos.

Ano	População
1990	81623
2000	73798
2010	97128

Fonte: IBGE, 2018.

- Método Geométrico:

$$K_g = \frac{\ln 97128 - \ln 73798}{2010 - 2000} \quad \text{Equação 2}$$

$$K_g = 0,0275$$

Portanto, utilizando o valor de taxa de crescimento populacional anual para Tucuruí, o quantitativo populacional de projeto para os bairros em estudo no ano de 2039 será:

$$P_{2039} = 3214 \times e^{0,0275 (2039-2019)} \quad \text{Equação 3}$$

$$P_{2039} = 5.571 \text{ habitantes}$$

- Método Aritmético:

$$Ka = \frac{97128 - 73798}{2010 - 2000} \quad \text{Equação 4}$$

$$Ka = 2333$$

Assim o quantitativo populacional de projeto para os bairros em estudo no ano de 2039 será:

$$P_{2039} = 3214 + 2333 \times (2039 - 2019) \quad \text{Equação 5}$$

$$P_{2039} = 49.874 \text{ habitantes}$$

- Método da curva logística:

Não foi possível aplicar o método de curva logística para o projeto, tendo em vista que os valores populacionais apresentados para a cidade de Tucuruí pelo IBGE, não atendem aos critérios iniciais impostos pelo método: ($P_0 < P_1 < P_2$ e $P_0 \times P_2 < P_1^2$).

A Tabela 2, apresenta os resultados atuais disponibilizados pelo IBGE (2018) e estimados para os bairros no ano atual e para o ano de 2039, ou seja, para o horizonte de projeto adotado de 20 anos.

Tabela 2 - Resultado das projeções populacionais para os bairros Popular e Serra Azul

Taxa de habitantes por domicílio permanente (IBGE, 2010)	Valor total de habitantes por domicílio (2019)	População estimada pelo método geométrico (2039)	População estimada pelo método aritmético (2039)
4,12	3214	5567	49.874

Fonte: Autoras, 2019.

Com base nos resultados obtidos e considerando a realidade atual do Município de Tucuruí, que apresenta um crescimento anual significativo, porém, não tão acelerado, adotou-se para esse estudo a estimativa resultante para o horizonte de projeto de 20 anos do método geométrico, sendo de 5.567 habitantes para os bairros. Além disso, pode se considerar que adotar o resultado adquirido pelo método aritmético, estaria fora da realidade atual da área de

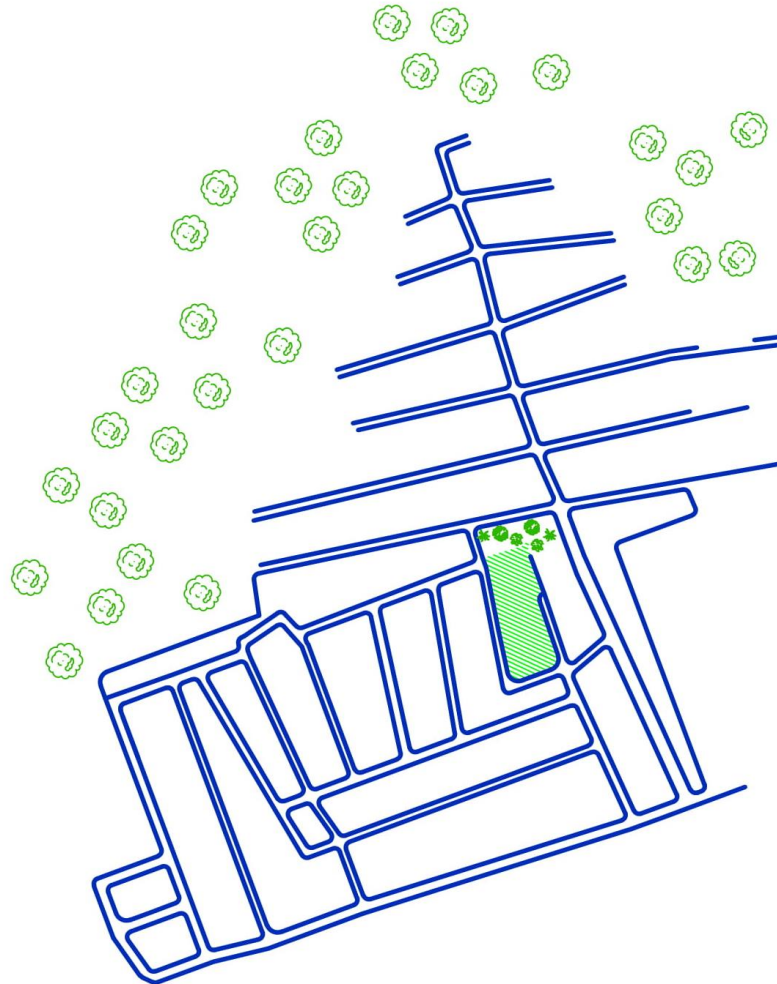
estudo que apresenta outros bairros habitáveis em seu entorno, o que não proporciona a ocorrência de um crescimento demográfico horizontal.

4.3 Etapa 2 - Dimensionamento das alternativas de concepção de sistema de distribuição de água

Nessa etapa foi realizado o dimensionamento de três alternativas de concepção de sistema de distribuição de água. Para este estudo, não foi incluído o dimensionamento das unidades de captação, adução e tratamento por se tratar de um estudo mais abrangente e que envolve elementos externos aos bairros que não são objetos de estudo desse trabalho.

O dimensionamento das alternativas foi realizado com as informações obtidas na etapa 1 e com o traçado da malha viária da área, que foi extraído do Google Earth com o uso de polígonos. Na Figura 17 pode ser observada a malha viária simplificada dos bairros. A malha viária com maiores detalhes é exibida no anexo B.

Figura 17 - Malha viária do bairro Popular e bairro Serra Azul



Fonte: Autoras, 2019.

Foram geradas planilhas de dados obtidos pelo método de seccionamento fictício, recomendado por Tsutiya (2006). Assim, foi possível calcular os parâmetros de vazão, diâmetro, velocidade, perda de carga e pressão disponível, como mostra o modelo da Tabela 3. Todas as planilhas geradas podem ser vistas no anexo A.

4.4 Etapa 3 - Modelagem e simulação das alternativas de concepção do sistema de distribuição

4.4.1 Traçado de redes

Após a criação do mapa e com as topografias definidas, foram propostas 3 concepções de distribuição da rede de abastecimento, a fim de encontrar a que melhor se adeque as características da região e que possua o melhor desempenho hidráulico. Os traçados das redes foram realizados com o auxílio do software AutoCad 2019 e estão nos anexos B.

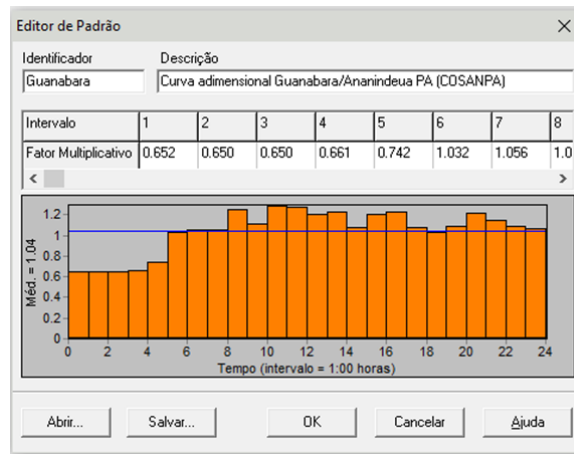
Em todas as concepções buscou-se priorizar na maioria da rede de distribuição os seguintes fatores: o local mais favorável para a instalação do reservatório; que o sentido de escoamento dos fluxos respeitasse a diferença entre as cotas; que o trajeto da água para atingir cada nó da rede fosse o mais curto possível.

4.4.2 Simulação dos modelos computacionais

Para simular o comportamento das pressões nas redes das alternativas de concepção do sistema de distribuição proposto, foi utilizada no modelo computacional uma curva de consumo monitorada em um sistema de abastecimento de água no município de Ananindeua-Pa, a mesma foi disponibilizada por Kuritza (2017). Essa curva foi escolhida pelo fato de não haver dados de medição de vazão que sejam disponibilizadas pela Autarquia do Município, sendo assim, esses valores de curva se tornam mais próximos da realidade de consumo de Tucuruí.

A curva de consumo, que apresenta valor horário de vazão de água, teve seus 24 valores tornados adimensionais (fatores multiplicativos). Esses valores da curva foram inseridos como padrão temporal no navegador do EPANET 2.0, conforme pode ser observado na Figura 18.

Figura 18 - Curva de consumo inserida no editor padrão do navegador do EPANET.



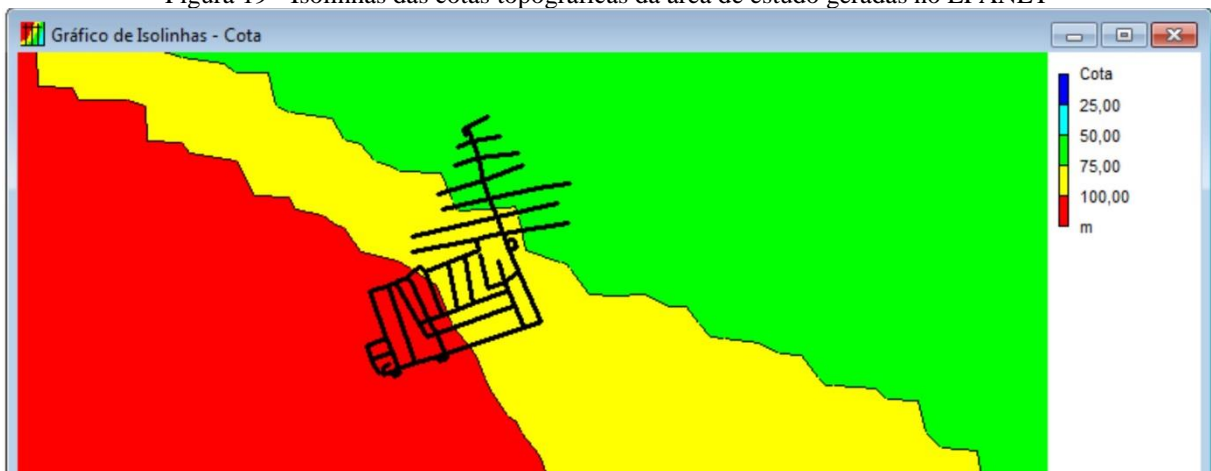
Fonte: Adaptado de Epanet 2.0

Com a inserção da curva de consumo de água, foi possível executar simulações dinâmicas no EPANET. Com essas simulações, é possível acompanhar o comportamento horário das pressões em cada nó da rede, ao longo de um dia de operação, de posse disso, é possível prever se na rede ocorrerão pressões fora da faixa recomendada pela ABNT NBR 12218/1994.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Serão apresentados neste item os resultados das simulações dinâmicas no EPANET para as três alternativas de concepções do sistema de distribuição proposta para o bairro Popular e Serra Azul. Para que se possa ter uma visão panorâmica das cotas topográficas da área de estudo, foi gerado no EPANET um gráfico de isolinhas (Figura 19).

Figura 19 - Isolinhas das cotas topográficas da área de estudo geradas no EPANET



Fonte: Adaptada de Epanet 2.0

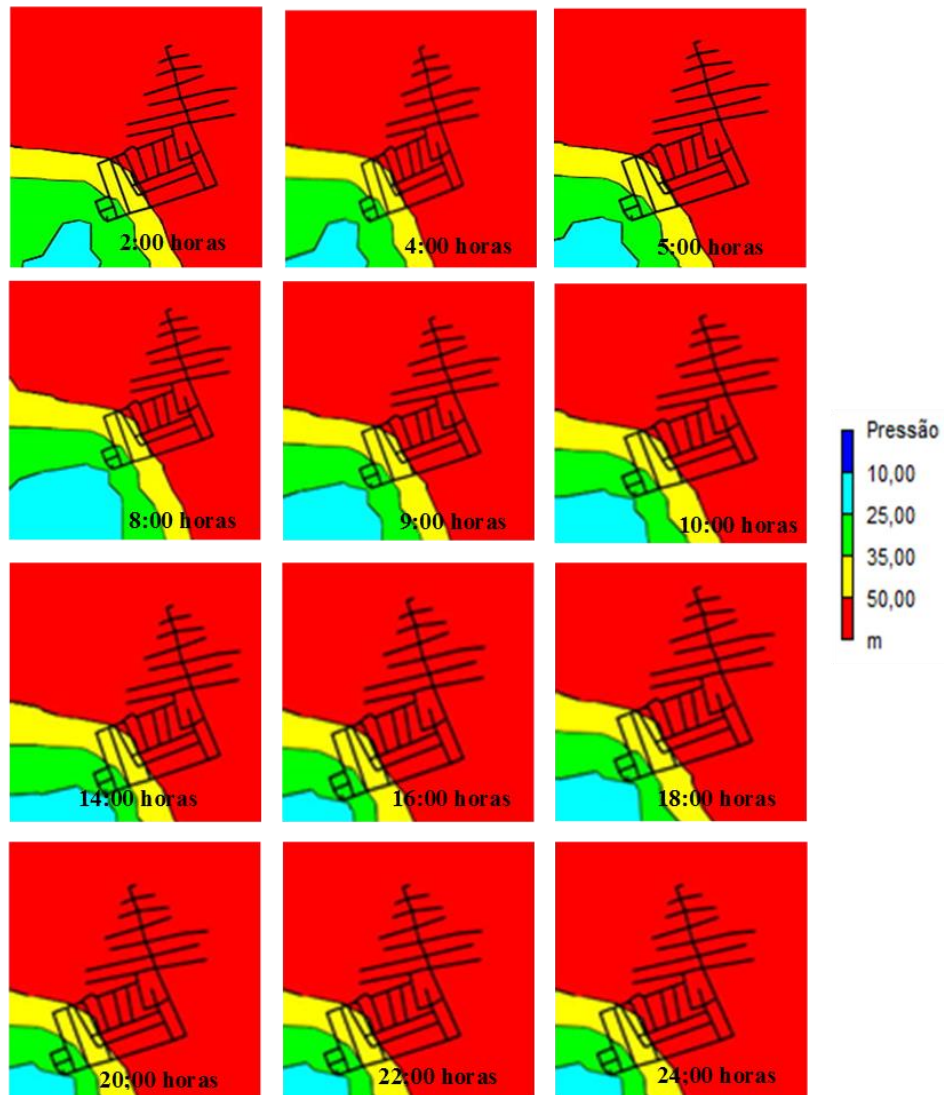
De acordo com a equação ajustada a partir do gráfico da Figura 15, as cotas obtidas para a área de estudo variam de 56 m a 139 m. Essa diferença de 83 metros de altura, evidentemente, influenciou consideravelmente nas pressões da rede de distribuição, por conta disso, houve uma atenção maior na escolha do local para a instalação do reservatório elevado (REL), pois se instalado no ponto mais alto, poderia gerar pressões demasiadamente elevadas, ou se instalado em local baixo, a cota de água não atenderia às pressões mínimas necessárias. Com isso, buscou-se simular, nas concepções, a instalação em pontos estratégicos que pudesse equilibrar as duas condições. É importante destacar que todos os pontos escolhidos para a instalação dos REL, são áreas onde não há residências, o que evitaria problemas com desapropriações.

5.1 Alternativa de concepção 1

O primeiro cenário contém 61 nós e 62 trechos, sendo abastecido por um único reservatório elevado com um volume de 301,6m³, localizado na cota 139 m, a mais alta de toda a rede. Utilizando a simulação dinâmica, o tempo de simulação foi de 24 horas.

Nos gráficos de isolinhas gerados no EPANET e exibidos na Figura 20, são observadas as pressões do sistema de distribuição variando de 25 e 98 m.c.a., sendo que toda a área do bairro Serra Azul e parte do bairro Popular apresentaram pressões superiores a 50 m.c.a, que é o valor máximo de pressão estática que a ABNT NBR 12218/1994 recomenda para uma rede de distribuição. Não foram observadas pressões abaixo de 10 m.c.a, pressão dinâmica mínima recomendada pela mesma norma.

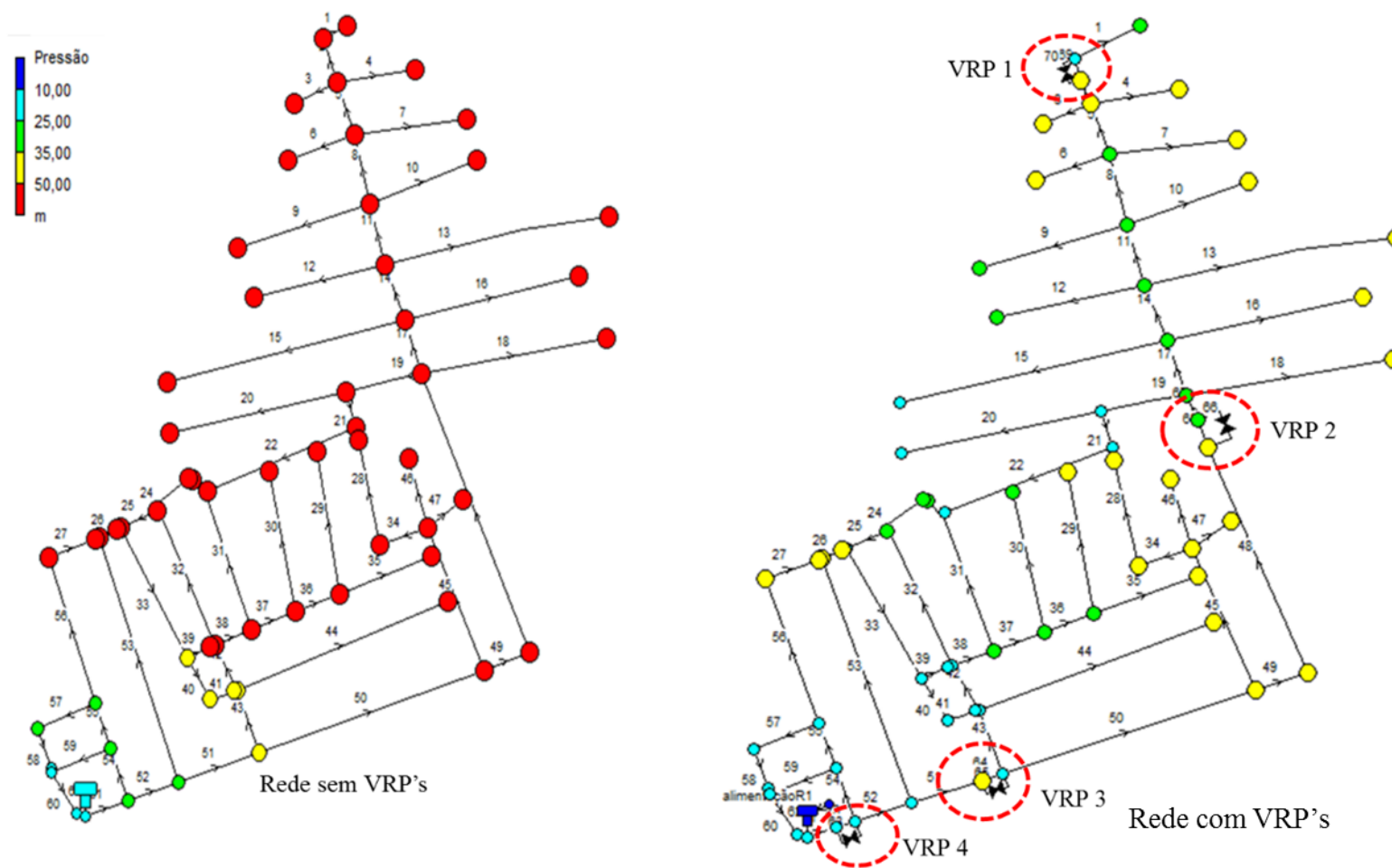
Figura 20 - Gráfico de isolinhas para pressões na primeira simulação da concepção 1



Fonte: Adaptado de Epanet 2.0

Como as pressões na rede do sistema de distribuição estavam acima dos valores recomendados pela ABNT NBR 12218/94, foram inseridas válvulas redutoras de pressão (VRP's) em pontos estratégicos da rede. No total, foi necessária a instalação de 4 VRPs. Os pontos selecionados para instalar as válvulas são exibidos na Figura 21.

Figura 21 - Alterações realizadas na concepção 1 para a segunda simulação.



Fonte: Adaptado de Epanet 2.0

Na Tabela 4 são descritos os nós da figura 20 que apresentaram pressões acima da norma na primeira simulação e os resultados de pressões após a instalação das VRP's.

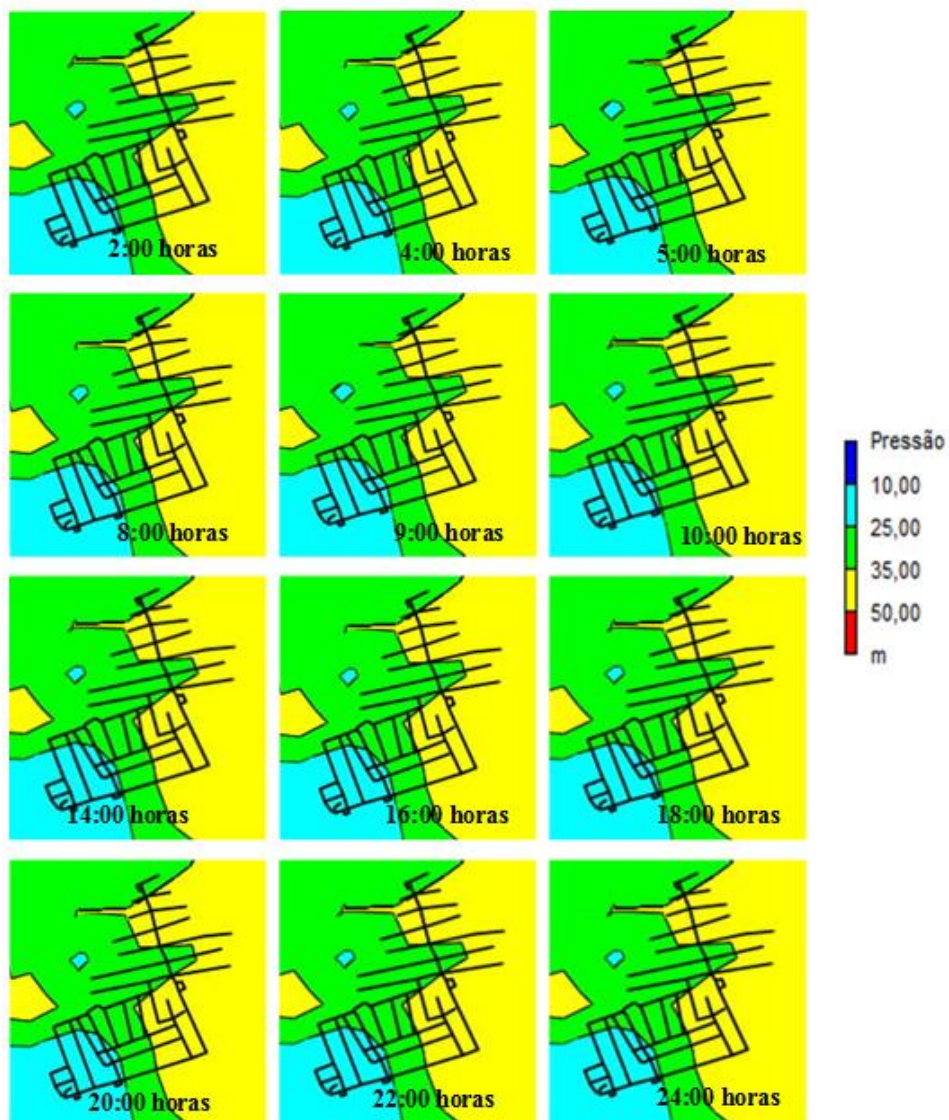
Tabela 4 - Pressões nos nós da concepção 1 antes e depois da instalação de VRP's.

Nó	Pressão sem VRP	Pressão com VRP	Nó	Pressão sem VRP	Pressão com VRP	Nó	Pressão sem VRP	Pressão com VRP	Nó	Pressão sem VRP	Pressão com VRP
1	98.77	29.00	12	79.28	31.61	24	76.35	44.91	38	64.43	33.00
2	89.77	20.00	13	78.91	31.23	25	72.48	41.05	39	65.51	34.08
3	83.84	36.17	14	90.63	42.95	26	75.20	43.76	40	67.20	35.76
4	83.82	36.15	15	78.42	30.74	27	79.14	47.71	41	74.36	42.93
5	89.76	42.08	16	69.30	21.63	28	75.15	43.72	42	56.80	25.63
6	82.00	34.33	17	87.60	39.93	29	70.74	39.31	43	60.79	29.62
7	82.95	35.28	18	77.67	30.00	30	69.58	38.15	44	52.63	21.59
8	94.79	47.12	19	87.71	40.04	33	72.66	41.23	50	51.35	43.51
9	80.21	32.54	20	71.46	23.79	35	59.88	28.45	51	53.35	45.51
10	80.82	33.15	21	63.62	15.94	36	60.41	28.97	56	50.50	42.65
11	89.98	42.31	22	72.39	24.72	37	65.75	34.31	38	64.43	33.00

Fonte: Autoras , 2019.

A Figura 22 apresenta os gráficos de isolinhas gerados no EPANET para as pressões da rede da simulação dinâmica da concepção 1 após a implantação das VRPs.

Figura 22 - Gráfico de isolinhas para pressões na primeira simulação da concepção 1, após a implantação das VRPs

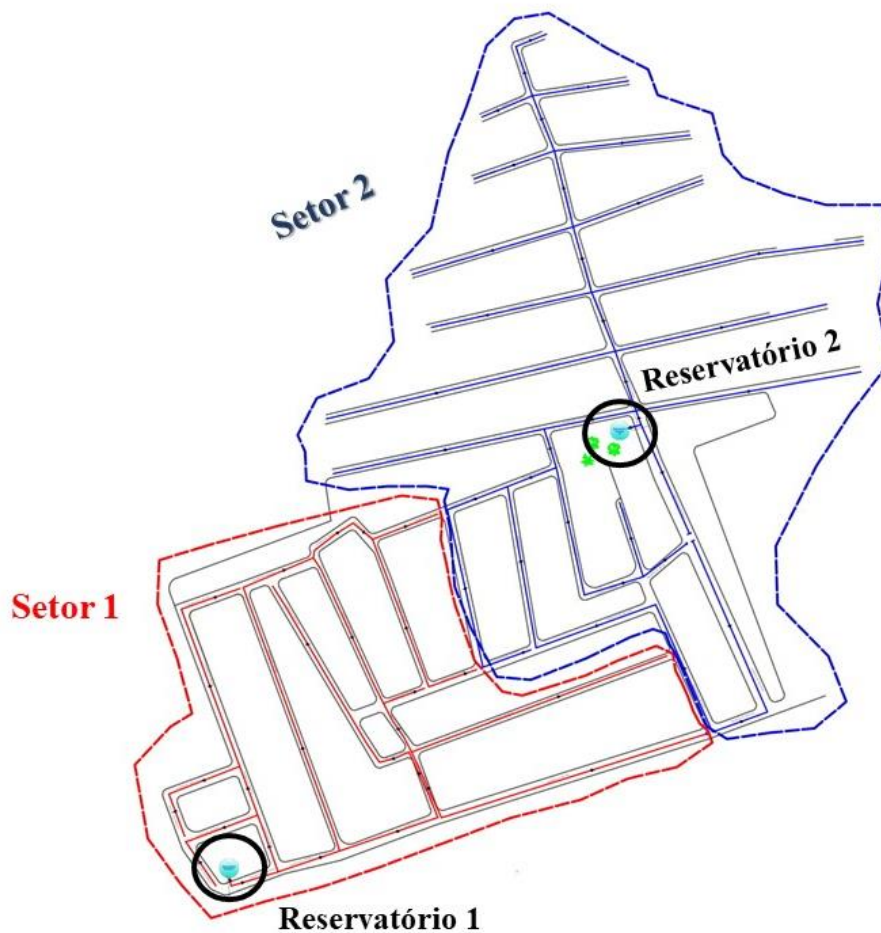


Fonte: Adaptado de Epanet 2.0

5.2 Alternativa de concepção 2

A segunda alternativa de concepção foi dividida em dois setores, utilizando como critério de divisão a proximidades entre as cotas, sendo que eles são abastecidos por dois reservatórios de nível variado (REL1 e REL2) com 32 m³ e 277 m³ respectivamente e suas redes são independentes, isto é, não se interligam. O primeiro está localizado na cota mais alta, de 139 m e abastece a rede do setor 1, o segundo está localizado na cota 99 m, em um ponto intermediário entre os bairros Popular e Serra Azul, abastecendo a rede do setor 2 por gravidade. Dessa forma, o setor 1 ficou composto por 28 nós e 28 trechos e o setor 2 possui 38 nós e 37 trechos, totalizando 66 nós e 65 trechos nas duas redes de abastecimento (Figura 23).

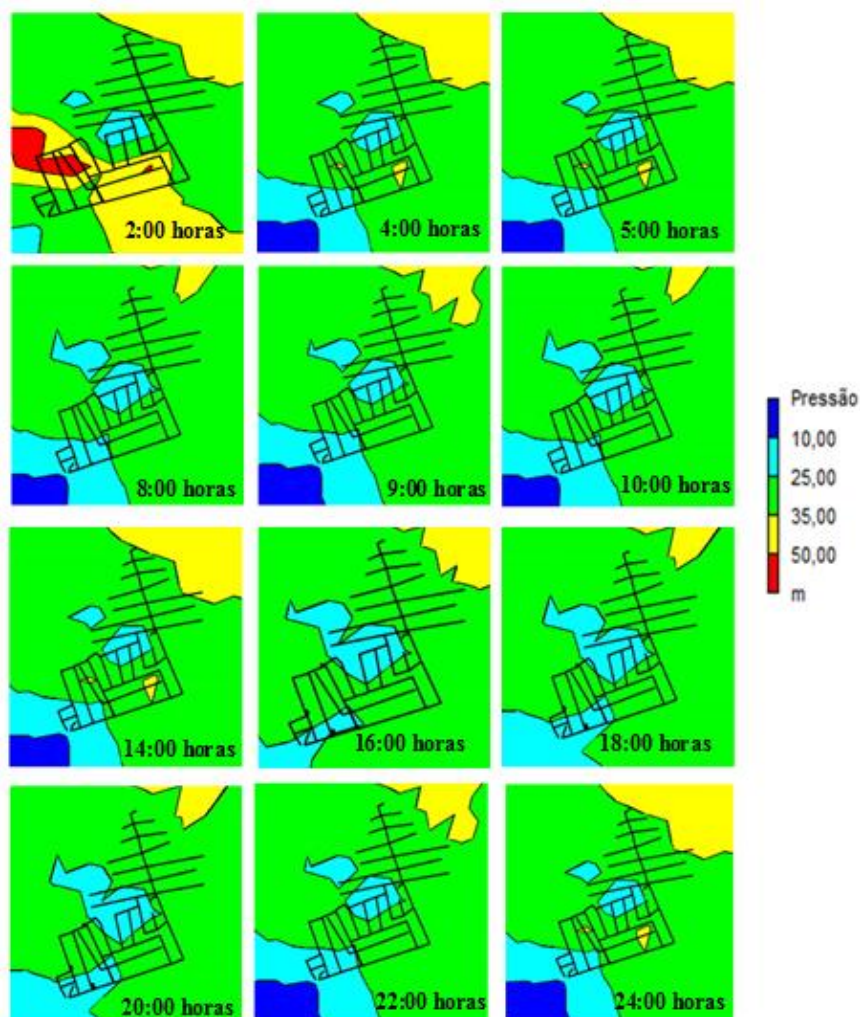
Figura 23 - Localização dos setores e reservatórios



Fonte: Adaptado de Epanet 2.0.

Na primeira simulação dinâmica, as pressões no setor 2 estiveram dentro da norma, no entanto, para o setor 1 ocorreram pressões entre 5 e 58 m.c.a, fora da faixa recomendada. As isolinhas de pressões para a primeira simulação dinâmica são exibidas na Figura 24.

Figura 24 - Gráfico de isolinhas para pressões da concepção 2 na primeira simulação.

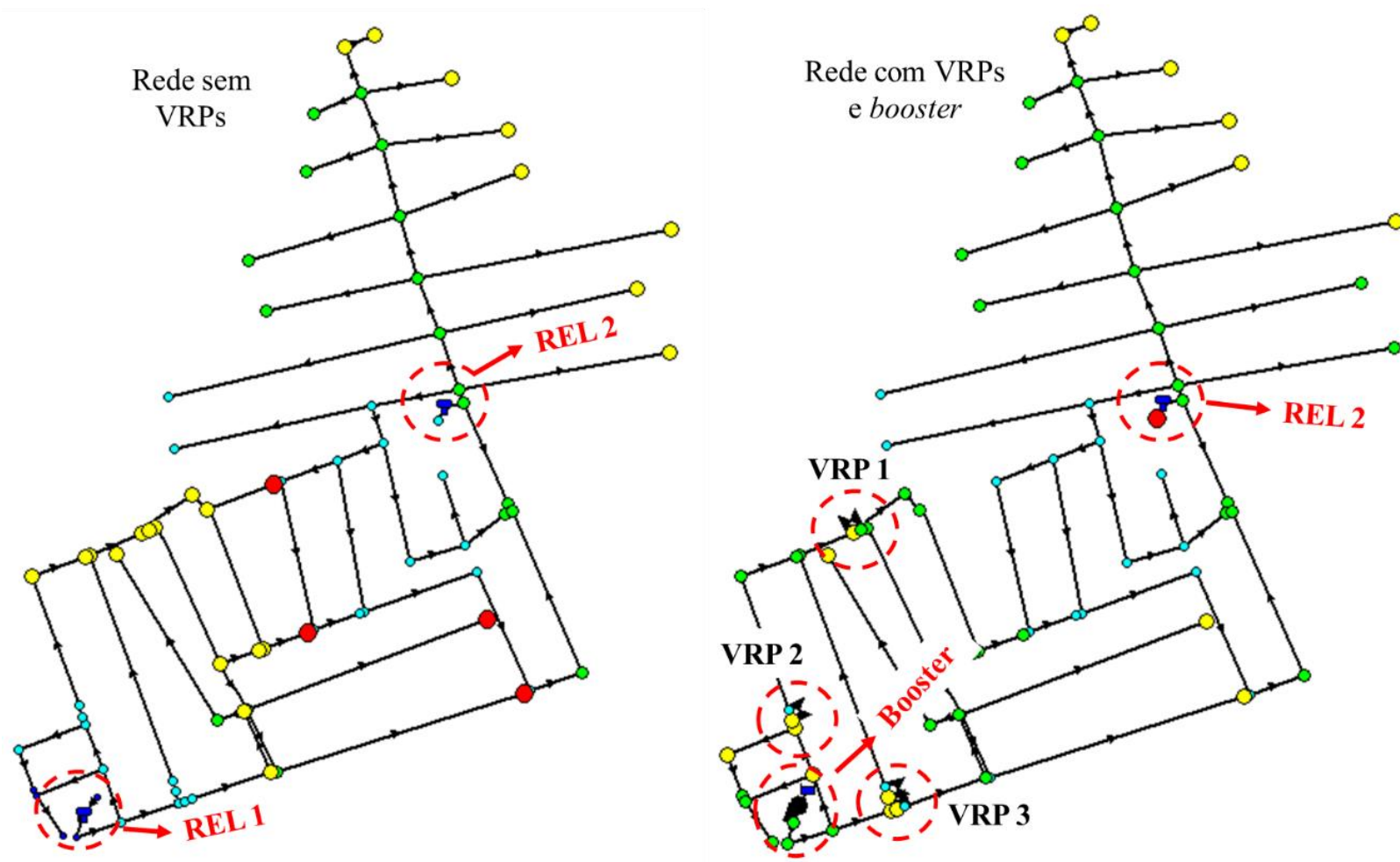


Fonte: Adaptado Epanet 2.0

Para equilibrar as pressões na rede do setor 1, o REL 1 foi substituído por um *booster* com 10 CV (7,5 kW) de potência, que elevou a pressão além dos limites na norma. Com isso, foram inseridas 4 VRPs para reduzir essas pressões, as ajustando para dentro da faixa da norma. A opção pelo *booster* associado com VRPs se deu pelo fato de o REL 1 necessitar de cota mais elevada para atender as pressões, o que poderia elevar os custos de execução do sistema.

Na Figura 25 são exibidas as alterações realizadas no modelo computacional da concepção 2 a fim de ajustar as pressões para dentro da faixa da norma.

Figura 25 - Alterações realizadas na concepção 2 para a segunda simulação.



Fonte: Autoras, 2019

Na Tabela 5, são descritos os nós da Figura 24 que apresentaram pressões acima da norma e os resultados de pressões após a instalação das VRP's.

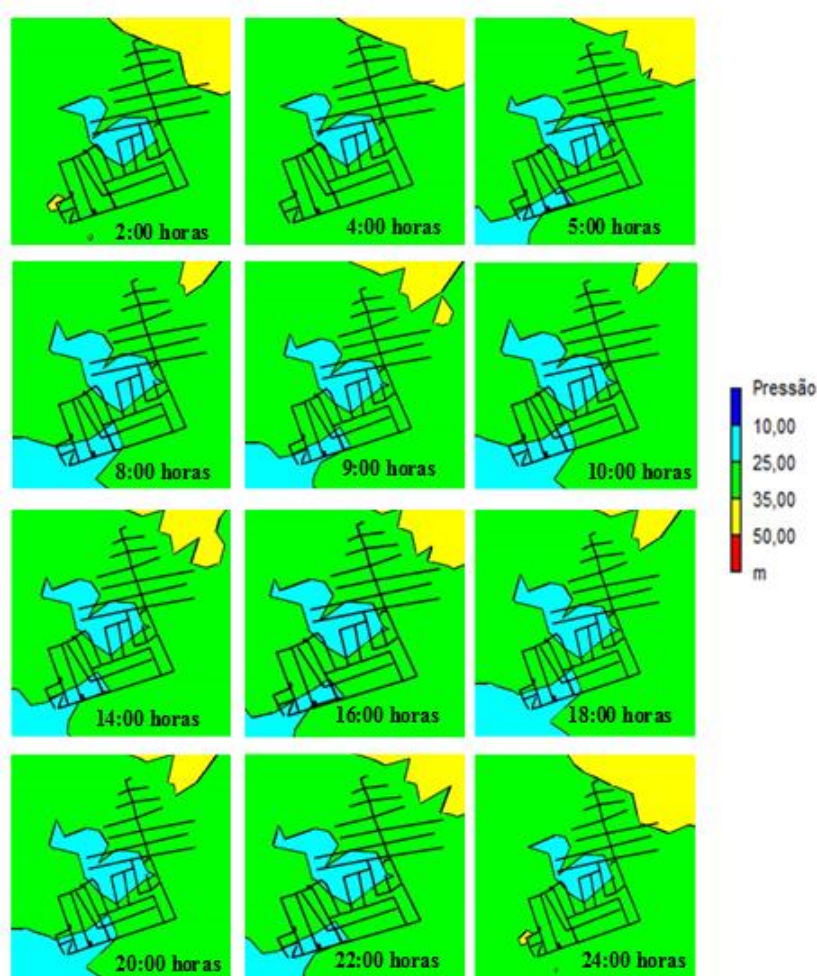
Tabela 5 - Pressões nos nós da concepção 2 antes e depois da implantação do *booster* e da instalação das VRPs.

Setor 1					
Nó	Pressão sem VRP	Pressão com VRP	Nó	Pressão sem VRP	Pressão com VRP
39	65,58	33,80	48	50,39	18,60
40	64,13	32,35	49	76,51	44,72
41	70,13	38,34	51	60,54	41,55
42	65,58	33,80	53	54,95	36,96
43	61,59	29,80	54	53,98	35,99
44	59,53	27,74	56	55,99	38,00
45	64,53	32,74	61	56,76	36,86
46	51,42	19,64	62	58,67	38,77
47	77,59	45,81			

Fonte: Autoras, 2019

Com a implantação do *booster* e instalação das VRP's, as pressões se adequaram aos valores recomendados pela norma (Figura 26), assim o segundo cenário, composto por dois setores de redes independentes, teve o setor 1 abastecido por bombeamento direto e o setor 2 abastecido por um reservatório elevado. Com as alterações no setor 1, o sistema passou a conter 83 nós e 77 trechos nas duas redes de abastecimento.

Figura 26 - Gráfico de isolinhas para pressão na concepção 2, após a instalação das VRP's e booster.



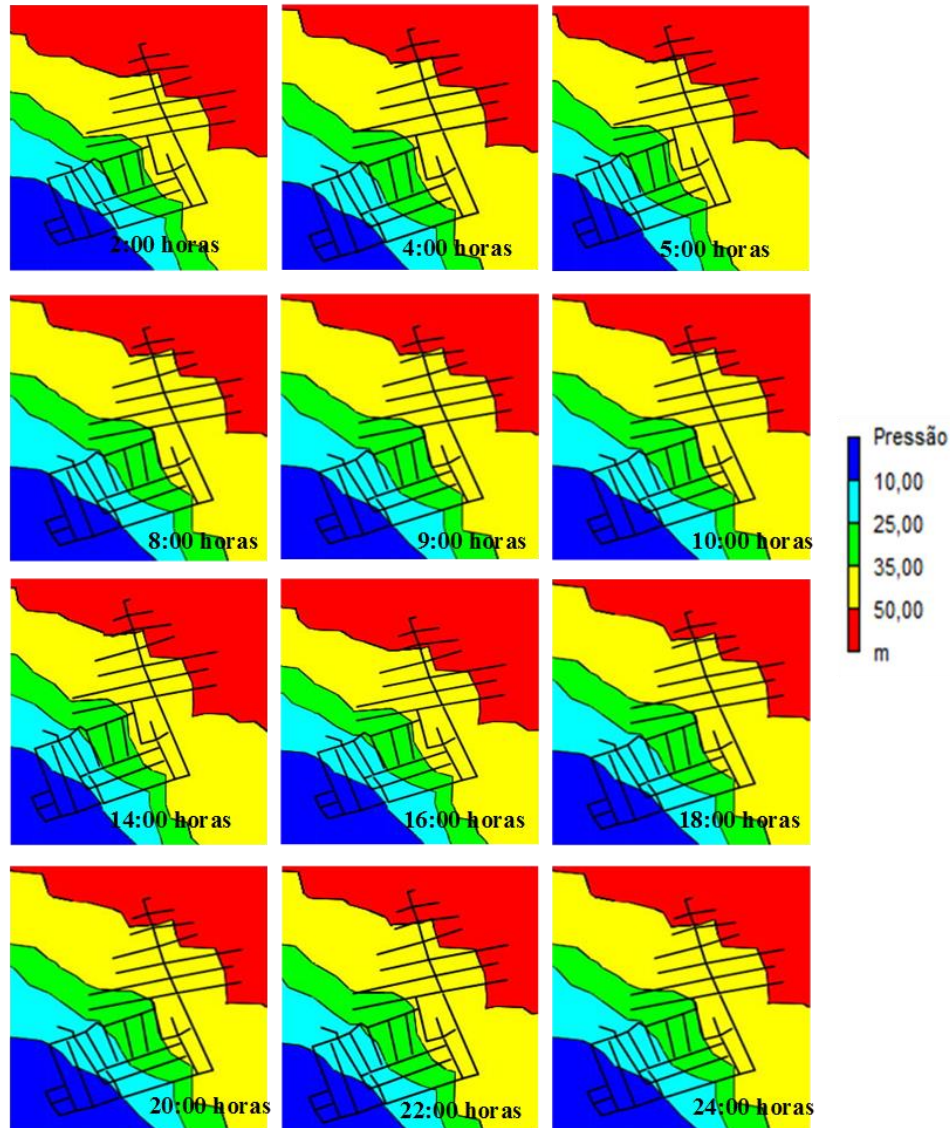
Fonte: Adaptado de Epanet 2.0

5.3 Alternativa de concepção 3

O terceiro cenário é composto por uma rede com 58 nós, 58 trechos, sendo abastecida por um reservatório de nível variado (RNV) com volume de 301,6 m³, nesta concepção, buscou-se instalar o reservatório em uma cota intermediária da área de estudo, ou seja, um ponto que está entre a maior e a menor cota, possibilitando o abastecimento da rede por gravidade. Na primeira simulação, os nós localizados nas cotas mais baixas geraram valores de pressão acima de 50

m.c.a, por outro lado, os localizados nas cotas mais elevadas apresentaram valores abaixo de 10 m.c.a. (Figura 27).

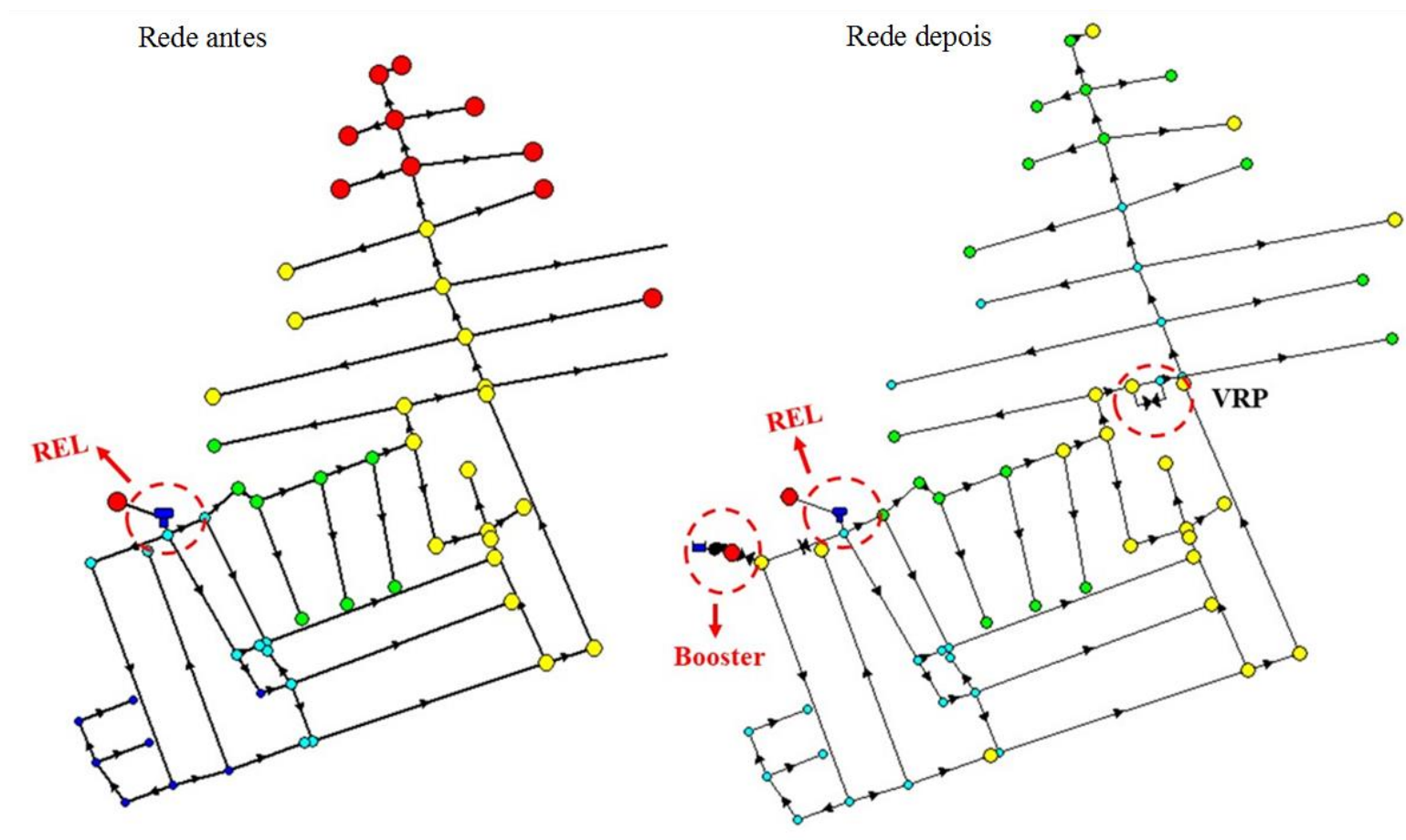
Figura 27 - Gráfico de isolinhas para pressões na primeira simulação da concepção 3.



Fonte: Adaptado, de Epanet 2.0

Nesse sentido, foram analisadas alternativas afim de adequar a rede ao recomendado (Figura 28), para solucionar os resultados de pressões baixas optou-se pela instalação de um reservatório de nível fixo (RNF) e a instalação de um *booster* alimentado por ele, com o objetivo de distribuir água para os nós localizados nos pontos mais elevados, por outro lado, o reservatório de nível variável inicial (RNV) abasteceria os pontos mais baixos onde ocorreu o problema de pressões elevadas, com o auxílio de 1 VRP, obtendo-se assim um melhor desempenho hidráulico do sistema, como pode ser observado na Tabela 6.

Figura 28 - Alterações realizadas na concepção 3 para a segunda simulação



Fonte: Adaptado do Epanet 2.0

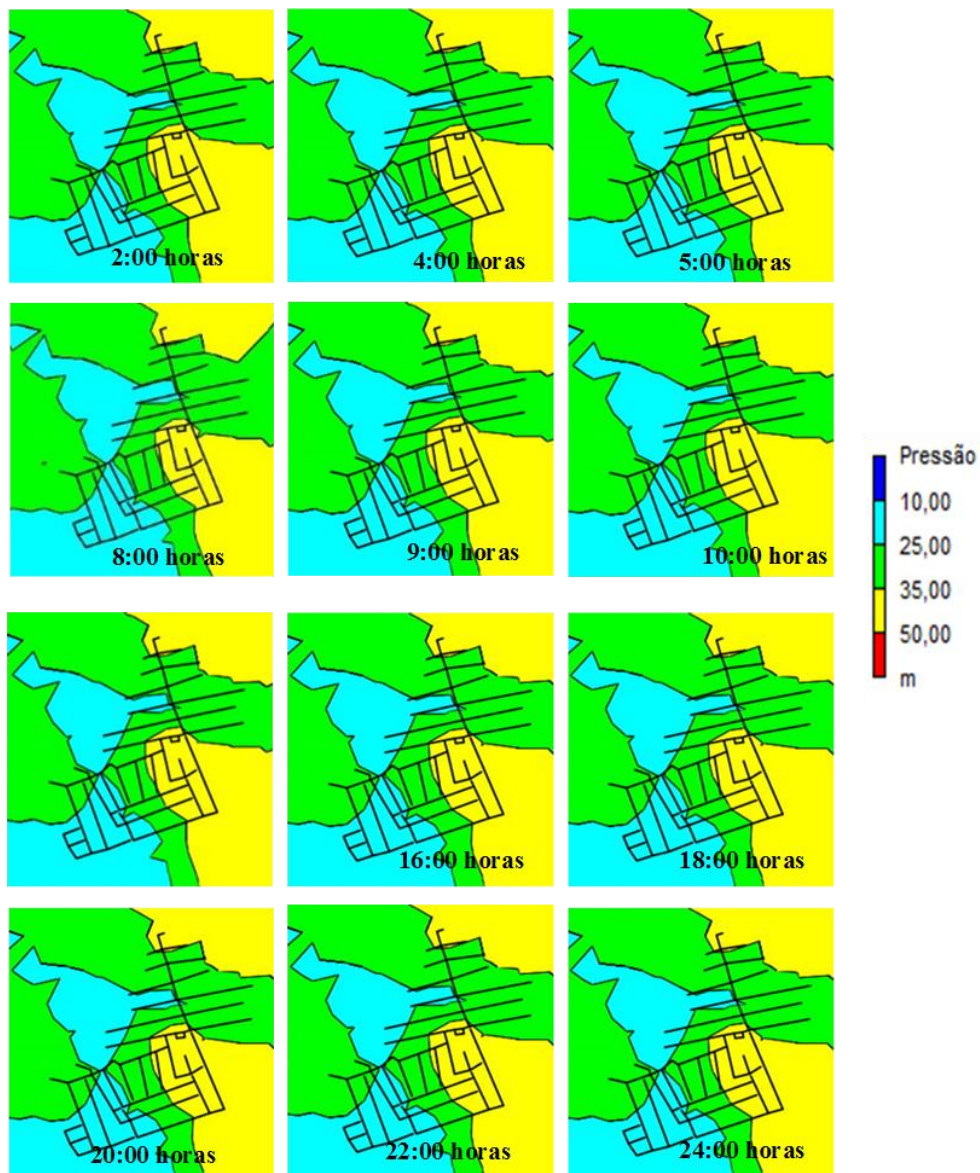
Tabela 6 - Pressões nos nós da concepção 3 antes e após a instalação das VRP's e *booster*

Nó	Pressão sem VRP	Pressão com VRP	Com Booster	Nó	Pressão sem VRP	Pressão com VRP	Com Booster
1	67.19	43.72	---	17	56.11	32.57	---
2	58.19	34.72	---	19	56.17	32.63	---
3	52.21	28.74	---	41	9.79	11.94	---
4	52.20	28.74	---	45	8.80	10.81	---
5	58.18	34.71	---	50	-9.17	---	16.90
6	50.27	26.80	---	51	-3.21	---	22.90
7	51.25	27.78	---	52	9.80	---	38.73
8	63.18	39.71	---	53	-15.24	---	10.88
9	58.26	34.72	---	54	-12.28	---	13.87
10	52.21	28.74	---	55	-7.30	---	18.87
11	52.20	28.74	---	56	-6.35	---	19.86
14	59.70	36.16	---	57	-1.36	---	24.86

Fonte: Adaptado de Epanet 2.0

Com as mudanças realizadas, as pressões se adequaram aos valores recomendados pela norma (Figura 29), então o terceiro cenário passou a ser composto por 62 nós, 61 trechos, 1 Booster, 1 válvula redutora de pressão, 1 reservatório de nível fixo (RNF) e 1 reservatório de nível variável (RNV).

Figura 29 - Gráfico de isolinhas para pressões na segunda simulação da concepção 3, após a instalação do Booster e VRP.



Fonte: Adaptado de Epanet 2.0

De posse das 3 concepções e suas respectivas simulações hidráulicas, foi analisado qual seria a melhor alternativa para os bairros estudados. Dentre as três alternativas, a primeira concepção

apresenta maior confiabilidade, uma vez que terá suas pressões regularizadas por um reservatório elevado (cuja probabilidade de ficar inoperante é baixa e a manutenção é consideravelmente simples) e por um conjunto de VRPs. Se comparada com as alternativas 2 e 3, que incluem *boosters* na regularização de pressões, a alternativa 1 pode ser mais vantajosa se for considerada a realidade com a qual se aborda a manutenção de sistemas e equipamentos de saneamento na região.

6 CONCLUSÃO

Tomando como base a situação atual do sistema de abastecimento de água existente na cidade de Tucuruí-PA, o presente estudo buscou analisar qual seria a melhor área de estudo para compor uma rede de distribuição de água. Dessa forma, após uma série de visitas técnicas e entrevistas com moradores dos bairros mais novos da cidade, foram selecionados como objeto de estudo os bairros Popular e Serra Azul. Nesse contexto, propôs-se três alternativas de concepções para o projeto de um sistema de distribuição de água para o bairro Popular e para o bairro Serra Azul.

Dentre as três alternativas, optou-se por escolher a primeira concepção como melhor alternativa para os bairros, levando em consideração sua probabilidade de ficar inoperante ser baixa (devido a presença de um único reservatório elevado) e sua manutenção ser considerada simples (quando comparada a manutenção mais dificultosa que será necessária para operar as bombas). Equipamentos eletromecânicos como CMBs (que compõem os *boosters*) quando operam sem intervalos de desligamento, estão sujeitos a desgastes constantes, principalmente se não estiverem sendo devidamente operados e não estiverem sujeitos a manutenções corretas e periódicas. A falta de operação/manutenção adequada em um sistema de bombeamento direto causa desabastecimento instantâneo, já que não há reservatório para acumular água e abastecer a rede durante os períodos de falta de água.

A alternativa de concepção 1 pode, a princípio gerar um custo de implantação elevado se comparado às alternativas 2 e 3, uma vez que o volume do reservatório elevado que irá abastecer o bairro Popular e o bairro Serra Azul será maior. No entanto, é possível que as despesas com a construção do reservatório sejam, ao longo do tempo, amortizadas com a economia nos gastos com energia elétrica que seria consumida para operar os sistemas das alternativas 2 e 3.

7 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para trabalhos futuros recomenda-se a realização de um estudo que compare o custo global das alternativas, isto é, a soma das despesas de implantação da rede, reservatório, VRPs e estação de bombeamento com as despesas com energia elétrica que será necessária para operar esse sistema. Recomenda-se ainda um estudo completo de alternativas de concepção, pois vale ressaltar que para compor um sistema de abastecimento de água por completo seria necessário a presença de um sistema de captação, adução e tratamento de água, já que o presente estudo se baseou somente em uma rede de distribuição de água para os bairros Popular e Serra Azul.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 12211:1992 – **Estudos de Concepção de Sistemas Públicos de abastecimento de Água**- 1992. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 12213:1992 – **Projeto de captação de água de superfície para abastecimento público**- 1992. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 12216:1992 – **Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público**- 1992. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 12218:1994 – **Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público**- 1994. Rio de Janeiro.

AZEVEDO NETO, J.M. **Manual de Hidráulica**. 9ª Edição. São Paulo: Editora Edgard Blucher Ltda. 2015.

BEZERRA, S. T. M.; CHEUNG, P. B. **Perdas de água: tecnologias de controle**. João Pessoa: Editora da UFPB, 2013.

BEZERRA, S. T. M. et al. **Controle Automático de Pressão em Sistemas de Distribuição de Água**. Capítulo 1. In: Sistema de Saneamento: Eficiência Energética. Heber Pimentel Gomes (Organizadores). João Pessoa: Editora Universitária/UFPB, 2010. Disponível em: <http://www.lenhs.ct.ufpb.br/wp-content/uploads/arquivos/LiVGo_Eficiencia_Energetica.pdf> Acesso em: 10 de janeiro de 2019.

CASTRO, M. A. H. **Uso Conjunto do AUTOCAD e do EPANET para Projeto, Simulação e Dimensionamento de Redes de Abastecimento de Água**. In: Seminário Hispano-brasileiro sobre Sistemas de Abastecimento Urbano de Água, 4. João Pessoa: UFPB, 2004 Disponível em:<http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:sF1_LEBKH1wJ:www.lenhs.ct.ufpb.br/html/downloads/serea/4serea/artigos/uso_conjunto_do_autocad_co.pdf+&cd=1&hl=pt-BR&ct=clnk&gl=sg>. Acesso em: 02 de janeiro de 2019.

CIDADE DE TUCURUÍ. **História da cidade**. 2014. Disponível em: <http://cidadedetucurui.com/index.htm> Acesso em: 28 de setembro de 2018.

COSTA, N. C. de O; CASTRO, T. da C. **Análise das Condições de Consumo de Água e suas Especificidades em um Setor de Distribuição de Água Potável via Modelo Linear**

Generalizado. 61 p. Trabalho de Conclusão de Curso de Curso Técnico – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Pará, Tucuruí, 2018.

DIUANA, F. A.; OGAWA, S. C. C. P. **Análise Comparativa dos Modelos Hidráulicos Epanet, Water CAD e Sistema UFC para Sistemas de Abastecimento de Água**. Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Ambiental, 2015. Rio de Janeiro, 2015. Disponível em:

<<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10013745.pdf>>. Acesso em: 03 de janeiro de 2019.

DTA A2. **Indicadores de Perdas nos Sistemas de Abastecimento de Água** – Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água. Ministério do Planejamento e Orçamento – Secretaria de Política Urbana, 1998. <<http://www.pmss.gov.br/index.php/biblioteca-virtual/167-documentos-tecnicos-de-apoio-dta>>. Acesso em: 05 de fevereiro de 2019.

FARLEY, M. **Leakage management and control - A best practice training manual**. World Health Organization Geneva. Switzerland, 2001. Disponível em: <http://apps.who.int/iris/bitstream/10665/66893/1/WHO_SDE_WSH_01.1_eng.pdf>. Acesso em: 05 de fevereiro de 2019.

FONTANA, M. E. **Modelo de setorização para manobra em rede de distribuição de água baseado nas características das unidades consumidoras**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-graduação em Engenharia de Produção, 2012. Recife: Pernambuco, 2012. Disponível em: <<http://www.repositorio.ufpe.br/handle/123456789/18962>> Acesso em: 8 de janeiro de 2019.

FREIRE, M. R. **Modelo para Setorização de Redes de Distribuição de Água**. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica e Saneamento e Área de Concentração em Hidráulica e Saneamento -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2017. São Paulo: São Carlos, 2017. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18138/tde-13042017-090319/pt-br.php>. Acesso em: 05 de janeiro de 2019.

FUNASA. **Manual do saneamento**. Ministério da saúde (Departamento de saneamento). Brasília, 2015.

GOMES, H. P. **Sistemas de abastecimento de água**. Dimensionamento econômico e operação de redes e elevatórias. 3ª Edição. João Pessoa-PB. Editora: Universitária -UFPB. 2009.

GOOGLE. **Google Earth**. Versão 7.3, 2018. Localização dos bairros: Popular e Serra Azul. Disponível em: <https://www.google.com.br/earth/download/gep/agree.html>. Acesso em: 01 de dezembro 2018.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA- **IBGE Cidades**, 2018. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/pa/tucuru.html>? Acesso em: 09 de janeiro de 2019.

ISHIHARA H. J. e FARIAS A. M. **Avaliação de métodos de dimensionamento de rede de abastecimento de água e estudo das condições de saneamento do bairro novo horizonte em Barcarena – Pa, Belém**. Disponível em: <http://revistas.unama.br/index.php/revistatracos/article/download/499/183> Acesso em: 11 de fevereiro de 2019.

MIRANDA, E. C. **Gerenciamento de perdas de água**. Capítulo 17. In: Abastecimento de água para consumo humano. Léo Heller e Valter Lúcio de Pádua (Organizadores). 2ª ed. v. 2 rev. e Atualizada- Belo Horizonte: editora UFMG, 2010.

Maia D., Fernandes L. L., Teixeira G. L. Diagnóstico do Abastecimento e Consumo de Água Segundo a Percepção do Usuário em Duas Áreas Residenciais no Estado do Pará. **R. de Gestão & Sustentabilidade Ambiental**, Florianópolis, v. 4, n. 2, p. 105-115, out. 2015/mar. 2016. Disponível em: <file:///C:/Users/STi/Downloads/2498-7325-2-PB.pdf > Acesso em 08 de maio de 2019.

ROSSMAN, L. A. et al. EPANET 2.0: **Manual do Usuário**. U. S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio, 2000. Disponível em: <http://www.lenhs.ct.ufpb.br/html/downloads/epanet/manual_do_epanet_brasil.pdf>. Acesso em: 10 de novembro de 2018.

JANSEN, L.; PADE, J. **Global Unique Solvability for a Quasim Stationary Water Network Model**, 2013. Disponível em: http://www.lenhs.ct.ufpb.br/wp-content/uploads/arquivos/dissertacao_nicolle.pdf Acesso em: 08 de abril de 2019.

JÚNIOR P. **Elicitação de requisitos de software através da utilização de questionários**. Rio de Janeiro, 2005. Disponível em: < <http://www-di.inf.puc-rio.br/~julio/Dissertacao-paulo.pdf> > Acesso em: 05 de maio de 2019.

KURITZA C. J. **Metodologia para Avaliação da Eficiência Energética de Sistemas de Bombeamento de Água com Velocidade de Rotação Variável**. Porto Alegre, outubro de 2017. Disponível em: <https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/170645/001053561.pdf?sequence=1> Acesso em: 27 de setembro de 2018.

LAMBERT, A., HIRNER, W. *Losses from Water Supply Systems: Standard Terminology and Recommended Performance Measures*. 2000.

LUCENA, K. F. M. EPANET-IRRIG: aperfeiçoamento do EPANET para aplicações em sistemas de irrigação. Revista Principia, Paraíba, n. 20, p. 1-13, 2012. Disponível em: <<http://www.hidro.ufcg.edu.br/twiki/pub/LIGA0/Epanet/EPANETIRRIG.pdf>>. Acesso em: 07 de abril de 2019.

MUSEU VIRTUAL DE TUCURUÍ. **Usina hidrelétrica de Tucuruí**. Disponível em: <https://www.museuvirtualtucurui.com.br/> Acesso em 20 de janeiro de 2019.

Portaria de Consolidação, de 28 de setembro de 2017, seção II, Artigo 129 ao 130. **Do Controle e da Vigilância da Qualidade da Água para Consumo Humano e seu Padrão de Potabilidade**. Disponível em: https://bvsms.saude.gov.br/bvs/saudelegis/gm/2017/prc0005_03_10_2017.html#CAPITULO_VSECII Acesso em 20 de fevereiro de 2019.

ROSSMAN, L. A. et al. EPANET 2.0: **Manual do Usuário**. U. S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio, 2000. Disponível em: <http://www.lenhs.ct.ufpb.br/html/downloads/epanet/manual_do_epanet_brasil.pdf>. Acesso em: 03 de abril de 2019.

SANTOS, D. D.; MONTENEGRO, S. M. G. L. **Avaliação da metodologia para controle de perdas de água em rede de distribuição no Recife-PE**. Recife: Pernambuco, 2014. Disponível em:

<http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:qYVEQm21DqYJ:revistadae.com.br/artigos/artigo_edicao_197_n_1571.pdf+&cd=1&hl=pt-BR&ct=clnk&gl=sg>. Acesso em: 7 de janeiro de 2019.

SNIS- Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento. **Série Histórica 2016**. Disponível em: <http://app4.cidades.gov.br/serieHistorica/> Acesso em 28 de setembro de 2018.

TARDELLI FILHO, J. **Controle e redução de perdas**. In: TSUTIYA, M. T. 4ªed. Abastecimento de água. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.

TSUTIYA, M.T. **Abastecimento de Água**. 4ª ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.

8 ANEXO A- PLANILHAS GERADAS PARA CADA CONCEPÇÃO

1ª Concepção (Continua)																
Trecho (m)	Extensão (m)	Vazão (l/s)				D (mm)	D (m)	v (m/s)	Hf Unit. (m/m)	Ct piez. a monta. (m)	Hf (m.c.a)	Cota piez. a jus. (m)	Ct do terr. (m)		Pressão disponível (m.c.a)	
		Jus	Mar	Mont	Fict								A mont.	A Jus.	A mont.	A jus.
1	29,50	0,00	0,20	0,20	0,10	50	0,05	0,0522	0,0001	147,08	0,0035	147,07	65	56	82,08	91,07
2	46,25	0,20	0,32	0,53	0,37	50	0,05	0,1862	0,0012	147,13	0,0574	147,08	71	65	76,13	82,08
3	49,00	0,00	0,34	0,34	0,17	50	0,05	0,0867	0,0003	147,13	0,0148	147,12	71	71	76,13	76,12
4	86,60	0,00	0,60	0,60	0,30	50	0,05	0,1532	0,0009	147,13	0,0749	147,06	71	65	76,13	82,06
5	53,00	1,47	0,37	1,84	1,65	75	0,075	0,3739	0,0028	147,28	0,1487	147,13	73	71	74,28	76,13
6	76,00	0,00	0,53	0,53	0,26	50	0,05	0,1344	0,0007	147,28	0,0516	147,23	73	72	74,28	75,23
7	121,55	0,00	0,84	0,84	0,42	50	0,05	0,2150	0,0016	147,28	0,1968	147,09	73	60	74,28	87,09
8	69,70	3,21	0,48	3,69	3,45	100	0,1	0,4393	0,0027	147,47	0,1882	147,28	75	73	72,47	74,28
9	149,50	0,00	1,04	1,04	0,52	50	0,05	0,2644	0,0024	147,47	0,3550	147,12	75	74	72,47	73,12
10	123,00	0,00	0,85	0,85	0,43	50	0,05	0,2175	0,0017	147,47	0,2036	147,27	75	65	72,47	82,27
11	60,75	5,58	0,42	6,01	5,80	150	0,15	0,3280	0,0010	147,53	0,0594	147,47	76	75	71,53	72,47
12	146,30	0,00	1,02	1,02	0,51	50	0,05	0,2588	0,0023	147,53	0,3338	147,20	76	76	71,53	71,20
13	246,76	0,00	1,71	1,71	0,86	50	0,05	0,4364	0,0060	147,53	1,4809	146,05	76	63	71,53	83,05
14	56,50	8,74	0,39	9,13	8,93	150	0,15	0,5055	0,0022	147,65	0,1231	147,53	77	76	70,65	71,53
15	264,40	0,00	1,84	1,84	0,92	50	0,05	0,4676	0,0068	147,65	1,8029	145,85	77	86	70,65	59,85
16	193,20	0,00	1,34	1,34	0,67	50	0,05	0,3417	0,0038	147,65	0,7373	146,92	77	67	70,65	79,92
17	56,40	12,31	0,39	12,70	12,50	150	0,15	0,7076	0,0041	147,88	0,2288	147,65	78	77	69,88	70,65
18	203,50	0,00	1,41	1,41	0,71	50	0,05	0,3599	0,0042	147,88	0,8550	147,03	78	67	69,88	80,03
19	83,50	2,82	0,58	3,40	3,11	100	0,1	0,3963	0,0022	147,88	0,1863	147,70	78	84	69,88	63,70
20	195,60	0,00	1,36	1,36	0,68	50	0,05	0,3463	0,0039	147,70	0,7652	146,93	84	91	63,70	55,93
21	37,15	1,20	0,26	1,46	1,33	75	0,075	0,3018	0,0019	147,70	0,0701	147,63	84	83	63,70	64,63

1ª Conceção (Continuação)

Trecho	Extensão (m)	Vazão (l/s)				D (mm)	D (m)	v (m/s)	Hf Unit. (m/m)	Ct piez. a monta. (m)	Hf (m.c.a)	Cota piez. a jus. (m)	Ct do terr. (m)		Pressão disponível (m.c.a)	
		Jus	Mar	Mont	Fic								A mont.	A Jus.	A mont.	A jus.
22	173,40	0,00	1,20	1,20	0,60	50	0,05	0,3067	0,0031	147,63	0,5418	147,08	83	96	64,63	51,08
23	24,70	0,00	0,17	0,17	0,09	50	0,05	0,0437	0,0001	148,70	0,0021	148,71	96	96	52,70	52,71
24	49,00	0,00	0,34	0,34	0,17	50	0,05	0,0867	0,0003	149,10	0,0148	149,09	100	96	49,10	53,09
25	43,20	1,72	0,30	2,02	1,87	75	0,075	0,4234	0,0035	149,10	0,1525	149,25	100	104	49,10	45,25
26	20,20	0,00	0,14	0,14	0,07	50	0,05	0,0357	0,0001	149,40	0,0012	149,40	106	104	43,40	45,40
27	55,00	0,00	0,38	0,38	0,19	50	0,05	0,0973	0,0004	148,64	0,0205	148,62	108	106	40,64	42,62
28	110,30	0,00	0,77	0,77	0,38	50	0,05	0,1951	0,0014	147,95	0,1492	148,10	85	86	62,95	62,10
29	139,00	0,00	0,97	0,97	0,48	50	0,05	0,2458	0,0021	148,84	0,2885	148,55	91	89	57,84	59,55
30	138,20	0,00	0,96	0,96	0,48	50	0,05	0,2444	0,0021	149,05	0,2838	148,77	91	92	58,05	56,77
31	134,50	0,17	0,93	1,11	0,64	50	0,05	0,3253	0,0035	149,17	0,4685	148,70	97	96	52,17	52,70
32	144,10	2,36	1,00	3,36	2,86	100	0,1	0,3643	0,0019	149,38	0,2751	149,10	109	100	40,38	49,10
33	145,00	0,71	1,01	1,72	1,22	75	0,075	0,2754	0,0016	149,25	0,2311	149,49	104	114	45,25	35,49
34	55,10	0,77	0,38	1,15	0,96	50	0,05	0,4876	0,0074	148,36	0,4060	147,95	81	85	67,36	62,95
35	106,40	0,00	0,74	0,74	0,37	50	0,05	0,1882	0,0013	148,84	0,1347	148,71	91	82	57,84	66,71
36	57,50	1,70	0,40	2,10	1,90	75	0,075	0,4310	0,0036	149,05	0,2098	148,84	91	91	58,05	57,84
37	51,30	3,06	0,36	3,42	3,24	100	0,1	0,4128	0,0024	149,17	0,1234	149,05	97	91	52,17	58,05
38	43,00	4,53	0,30	4,82	4,68	100	0,1	0,5952	0,0047	149,38	0,2036	149,17	109	97	40,38	52,17
39	28,00	0,00	0,19	0,19	0,10	50	0,05	0,0495	0,0001	149,49	0,0030	149,48	114	109	35,49	40,48
40	47,30	0,19	0,33	0,52	0,35	50	0,05	0,1806	0,0012	149,49	0,0555	149,43	114	115	35,49	34,43
41	27,40	0,00	0,19	0,19	0,10	50	0,05	0,0485	0,0001	149,43	0,0028	149,43	115	110	34,43	39,43

1ª Conceção (Conclusão)

Trecho (m)	Extensão (m)	Vazão (l/s)				D (mm)	D (m)	v.... (m/s)	Hf Unit. (m/m)	Ct piez. a mont. (m)	Hf (m.c.a)	Cota piez. a jus. (m)	Ct do terr. (m)		Pressão disponível (m.c.a)	
		Jus	Mar	Mont	Fict								A mont.	A Jus.	A mont.	A jus.
42	52,50	8,19	0,36	8,55	8,37	150	0,15	0,4736	0,0019	149,28	0,1013	149,38	110	109	39,28	40,38
43	65,50	10,24	0,45	10,69	10,47	150	0,15	0,5923	0,0029	149,47	0,1912	149,28	111	110	38,47	39,28
44	243,10	0,00	1,69	1,69	0,84	50	0,05	0,4300	0,0058	149,28	1,4191	147,86	110	83	39,28	64,86
45	150,20	2,16	1,04	3,21	2,69	100	0,1	0,3420	0,0017	148,61	0,2551	148,36	84	81	64,61	67,36
46	70,00	0,00	0,49	0,49	0,24	50	0,05	0,1238	0,0006	148,36	0,0408	148,31	81	81	67,36	67,31
47	76,22	0,00	0,53	0,53	0,26	50	0,05	0,1348	0,0007	148,36	0,0521	148,30	81	77	67,36	71,30
48	293,00	17,52	2,04	19,55	18,53	200	0,2	0,5899	0,0021	148,49	0,6065	147,88	80	78	68,49	69,88
49	52,40	19,55	0,36	19,91	19,73	200	0,2	0,6281	0,0023	148,61	0,1218	148,49	84	80	64,61	68,49
50	256,20	23,12	1,78	24,90	24,01	200	0,2	0,7643	0,0033	149,47	0,8563	148,61	111	84	38,47	64,61
51	92,30	35,60	0,64	36,24	35,92	250	0,25	0,7317	0,0024	149,69	0,2192	149,47	127	111	22,69	38,47
52	57,00	38,13	0,40	38,52	38,33	250	0,25	0,7808	0,0027	149,84	0,1526	149,69	133	127	16,84	22,69
53	252,10	0,14	1,75	1,89	1,02	75	0,075	0,2299	0,0011	149,69	0,2877	149,40	127	106	22,69	43,40
54	54,20	3,30	0,38	3,67	3,49	100	0,1	0,4439	0,0028	149,84	0,1492	149,69	133	131	16,84	18,69
55	46,20	2,17	0,32	2,49	2,33	100	0,1	0,2970	0,0013	149,69	0,0605	149,63	131	125	18,69	24,63
56	150,00	0,38	1,04	1,42	0,90	50	0,05	0,4599	0,0066	149,63	0,9916	148,64	125	108	24,63	40,64
57	67,60	0,28	0,47	0,75	0,51	50	0,05	0,2618	0,0023	149,63	0,1576	149,47	130	125	19,63	24,47
58	40,20	0,00	0,28	0,28	0,14	50	0,05	0,0711	0,0002	149,47	0,0084	149,46	130	136	19,47	13,46
59	68,30	0,33	0,47	0,80	0,57	50	0,05	0,2892	0,0028	149,69	0,1914	149,50	136	131	13,69	18,50
60	47,60	0,00	0,33	0,33	0,17	50	0,05	0,0842	0,0003	149,50	0,0136	149,48	139	136	10,50	13,48
61	50,00	42,20	0,35	42,55	42,37	250	0,25	0,8632	0,0032	150,00	0,1612	149,84	139	133	11,00	16,84
62	12,50	42,55	0,09	42,63	42,59	250	0,25	0,8676	0,0033	150,04	0,0407	150,00	139	139	11,04	11,00

Concepção 2 Setor 1 (continua)

Trecho (m)	Extensão (m)	Vazão (l/s)			Q Fict.	D (mm)	D (m)	v (m/s)	Hf Unit. (m/m)	Ct piez. mont. (m)	Perda de carga (m.c.a)	Ct piez. jus. (m)	Ct do terreno (m)		Pressão disp. (m.c.a)	
		Jusante	Marcha	Montante									Mont.	Jus.	Mont.	Jus.
1a	183,50	0,00	0,34	0,34	0,17	50	0,05	0,0870	0,0003	149,23	0,0557	149,17	115,00	104,00	34,23	34,17
2a	28,00	0,34	0,05	0,39	0,37	50	0,05	0,1872	0,0013	149,26	0,0351	149,23	110,00	115,00	39,26	39,23
3a	63,40	0,39	0,12	0,51	0,45	50	0,05	0,2305	0,0018	149,38	0,1168	149,26	111,00	110,00	38,38	38,26
4a	92,35	0,51	0,17	0,68	0,60	50	0,05	0,3043	0,0031	149,66	0,2844	149,38	127,00	111,00	22,66	22,38
5a	250,00	2,14	0,47	2,61	2,38	100	0,10	0,3024	0,0014	149,38	0,3383	149,04	127,00	106,00	22,38	22,04
6a	60,31	2,03	0,11	2,14	2,09	75	0,075	0,4723	0,0043	149,04	0,2606	148,78	106,00	100,00	43,04	42,78
7a	58,00	3,29	0,11	3,40	3,35	100	0,10	0,4259	0,0025	149,81	0,1479	149,66	133,00	127,00	16,81	16,66
8a	54,00	0,88	0,10	0,99	0,93	50	0,05	0,4761	0,0070	149,81	0,3806	149,43	133,00	131,00	16,81	16,43
9a	46,20	0,58	0,09	0,67	0,63	50	0,05	0,3188	0,0034	149,43	0,1551	149,28	131,00	125,00	18,43	18,28
10a	150,00	0,10	0,28	0,38	0,24	50	0,05	0,1237	0,0006	149,28	0,0874	149,19	125,00	108,00	24,28	24,19
11a	55,50	0,00	0,10	0,10	0,05	50	0,05	0,0263	0,0000	149,19	0,0018	149,19	108,00	106,00	41,19	41,19
12a	67,57	0,07	0,13	0,20	0,14	50	0,05	0,0701	0,0002	149,28	0,0138	149,26	125,00	130,00	24,28	24,26
13a	40,20	0,00	0,07	0,07	0,04	50	0,05	0,0191	0,0000	149,26	0,0007	149,26	130,00	136,00	19,26	19,26
14a	68,30	0,09	0,13	0,22	0,15	50	0,05	0,0774	0,0002	149,43	0,0167	149,42	131,00	136,00	18,43	18,42
15a	47,55	0,00	0,09	0,09	0,04	50	0,05	0,0225	0,0000	149,42	0,0012	149,41	136,00	139,00	13,42	13,41
16a	43,80	4,38	0,08	4,47	4,43	100	0,10	0,5634	0,0043	150,00	0,1874	149,81	139,00	133,00	11,00	10,81
17a	7,62	4,47	0,01	4,48	4,47	100	0,10	0,5695	0,0044	150,03	0,0333	150,00	139,00	139,00	11,03	11,00
18a	58,22	0,00	0,11	0,11	0,05	50	0,05	0,0276	0,0000	148,61	0,0021	148,61	96	92	52,61	56,61
19a	142,00	0,08	0,26	0,35	0,22	50	0,05	0,1101	0,0005	148,61	0,0667	148,55	96,00	97,00	52,61	51,55
20a	45,20	0,00	0,08	0,08	0,04	50	0,05	0,0214	0,0000	148,55	0,0010	148,55	97,00	91,00	51,55	57,55
21a	49,00	0,50	0,09	0,59	0,54	50	0,05	0,2754	0,0026	148,78	0,1255	148,66	96,00	96,00	52,78	52,66

Concepção 2, Setor 1 (conclusão)																
Trecho (m)	Extensão (m)	Vazão (l/s)				D (mm)	D (m)	v (m/s)	Hf Unit. (m/m)	Ct piez. mont. (m)	Perda de carga (m.c.a)	Ct piez. jus. (m)	Ct do Terr. (m)		Pressão disp. (m.c.a)	
		Jusante	Marcha	Montante	Fictícia							Mont.	Jus.	Mont.	Jus.	
22a	20,65	0,46	0,04	0,50	0,48	50	0,05	0,2424	0,0020	148,66	0,0418	148,61	100,00	96,00	48,66	52,61
23a	131,40	1,20	0,24	1,44	1,32	75	0,08	0,2992	0,0019	148,78	0,2441	148,54	96,00	96,00	52,78	52,54
24a	39,00	0,00	0,07	0,07	0,04	50	0,05	0,0185	0,0000	148,54	0,0007	148,54	100,00	102,00	48,54	46,54
25a	50,20	1,03	0,09	1,13	1,08	75	0,08	0,2445	0,0013	148,54	0,0642	148,47	102,00	100,00	46,54	48,47
26a	243,10	0,00	0,45	0,45	0,23	50	0,05	0,1152	0,0005	148,47	0,1241	148,35	110,00	83,00	38,47	65,35
27a	64,30	0,46	0,12	0,58	0,52	50	0,05	0,2655	0,0024	148,35	0,1539	148,20	110,00	111,00	38,35	37,20
28a	248,00	0,00	0,46	0,46	0,23	50	0,05	0,1175	0,0005	148,20	0,1314	148,06	111,00	84,00	37,20	64,06

Concepção 2, Setor 2 (Continua)																
Trecho	Extensão (m)	Vazão (l/s)				D (mm)	D (m)	v. (m/s)	Hf Unit. (m/m)	ct piez. Mont. (m)	Hf (m.c.a)	Ct piez. Jus. (m)	Ct do terr. (m)		Pressão disp. (m.c.a)	
		Jus	Mar	Mont	Fict							Mont.	Jus.	Mont.	Jus.	
1b	29,50	0,00	0,32	0,32	0,16	50	0,05	0,0804	0,0003	92,22	0,0077	92,21	65,00	56,00	27,22	36,21
2b	46,25	0,32	0,49	0,81	0,56	50	0,05	0,2868	0,0028	92,35	0,1276	92,22	71,00	65,00	21,35	27,22
3b	49,00	0,00	0,52	0,52	0,26	50	0,05	0,1335	0,0007	92,35	0,0329	92,31	71,00	71,00	21,35	21,31
4b	86,60	0,00	0,93	0,93	0,46	50	0,05	0,2360	0,0019	92,35	0,1666	92,18	71,00	65,00	21,35	27,18
5b	53,00	2,26	0,57	2,83	2,55	100	0,10	0,3240	0,0015	92,43	0,0815	92,35	73,00	71,00	19,43	21,35
6b	76,00	0,00	0,81	0,81	0,41	50	0,05	0,2071	0,0015	92,43	0,1148	92,31	73,00	72,00	19,43	20,31

Concepção 2, Setor 2 (Continua)																
Trecho	Extensão (m)	Vazão (l/s)				D (mm)	D (m)	Vel. (m/s)	Hf Unit. (m/m)	ct piez. Mont. (m)	Hf (m.c.a)	Ct piez. Jus. (m)	Ct do terr. (m)		Pressão disp. (m.c.a)	
		Jus	Mar	Mont	Fict								Mont.	Jus.	Mont	Jus.
7b	121,50	0,00	1,30	1,30	0,65	50	0,05	0,3311	0,0036	92,43	0,4373	91,99	73,00	60,00	19,43	31,99
8b	69,20	4,94	0,74	5,68	5,31	150	0,15	0,3006	0,0008	92,48	0,0576	92,43	75,00	73,00	17,48	19,43
9b	149,50	0,00	1,60	1,60	0,80	50	0,05	0,4073	0,0053	92,48	0,7897	91,69	75,00	74,00	17,48	17,69
10b	123,00	0,00	1,32	1,32	0,66	50	0,05	0,3351	0,0037	92,48	0,4529	92,03	75,00	65,00	17,48	27,03
11b	60,75	8,60	0,65	9,25	8,92	150	0,15	0,5049	0,0022	92,62	0,1320	92,48	76,00	75,00	16,62	17,48
12b	146,30	0,00	1,57	1,57	0,78	50	0,05	0,3986	0,0051	92,62	0,7425	91,87	76,00	76,00	16,62	15,87
13b	152,75	0,00	1,63	1,63	0,82	50	0,05	0,4162	0,0055	92,62	0,8396	91,78	76,00	63,00	16,62	28,78
14b	56,50	12,45	0,60	13,05	12,75	150	0,15	0,7215	0,0042	92,85	0,2377	92,62	77,00	76,00	15,85	16,62
15b	264,40	0,00	2,83	2,83	1,41	75	0,08	0,3202	0,0021	92,85	0,5567	92,30	77,00	86,00	15,85	6,30
16b	193,20	0,00	2,07	2,07	1,03	75	0,08	0,2340	0,0012	92,85	0,2277	92,63	77,00	67,00	15,85	25,63
17b	56,30	17,95	0,60	18,55	18,25	200	0,20	0,5809	0,0020	92,97	0,1133	92,85	78,00	77,00	14,97	15,85
18b	83,50	15,12	0,89	16,01	15,57	200	0,20	0,4955	0,0015	92,97	0,1252	92,84	78,00	84,00	14,97	8,84
19b	192,00	0,00	2,05	2,05	1,03	75	0,08	0,2325	0,0012	92,84	0,2237	92,62	84,00	91,00	8,84	1,62
20b	203,50	0,00	2,18	2,18	1,09	75	0,08	0,2464	0,0013	92,97	0,2640	92,70	78,00	67,00	14,97	25,70
21b	36,15	12,68	0,39	13,07	12,87	150	0,15	0,7285	0,0043	92,84	0,1548	92,69	84,00	83,00	8,84	9,69
22b	116,30	1,85	1,24	3,09	2,47	100	0,10	0,3142	0,0015	92,69	0,1689	92,52	83,00	85,00	9,69	7,52
23b	55,00	1,26	0,59	1,85	1,55	75	0,08	0,3512	0,0025	92,52	0,1374	92,38	85,00	81,00	7,52	11,38
24b	68,50	0,00	0,73	0,73	0,37	50	0,05	0,1866	0,0012	92,38	0,0854	92,30	81,00	81,00	11,38	11,30
25b	49,00	0,00	0,52	0,52	0,26	50	0,05	0,1335	0,0007	92,38	0,0329	92,35	81,00	77,00	11,38	15,35
26b	46,50	9,09	0,50	9,59	9,34	150	0,15	0,5286	0,0024	92,69	0,1100	92,58	83,00	89,00	9,69	3,58
27b	146,20	4,88	1,56	6,45	5,67	150	0,15	0,3207	0,0009	92,58	0,1372	92,44	89,00	91,00	3,58	1,44

Concepção 2, Setor 2 (Conclusão)																
Trecho	Extensão (m)	Vazão (l/s)				D (mm)	D (m)	Vel. (m/s)	Hf Unit. (m/m)	Ct piez. Mont. (m)	Hf (m.c.a)	Ct piez. Jus. (m)	Ct do terr. (m)		Pressão disp. (m.c.a)	
		Jus	Mar	Mont	Fict								Mont.	Jus.	Mont.	Jus.
28b	113,40	3,67	1,21	4,88	4,28	100	0,10	0,5447	0,0040	92,44	0,4557	91,98	91,00	82,00	1,44	9,98
29b	124,40	2,34	1,33	3,67	3,01	100	0,10	0,3827	0,0021	91,98	0,2602	91,72	82,00	84,00	9,98	7,72
30b	52,30	1,78	0,56	2,34	2,06	75	0,08	0,4664	0,0042	91,72	0,2208	91,50	84,00	80,00	7,72	11,50
31b	166,40	0,00	1,78	1,78	0,89	50	0,05	0,4534	0,0064	91,50	1,0716	90,43	80,00	77,00	11,50	13,43
32b	57,50	2,03	0,62	2,64	2,34	100	0,10	0,2973	0,0013	92,58	0,0754	92,50	89,00	92,00	3,58	0,50
33b	144,00	0,49	1,54	2,03	1,26	75	0,08	0,2846	0,0017	92,50	0,2438	92,26	92,00	91,00	0,50	1,26
34b	45,50	0,00	0,49	0,49	0,24	50	0,05	0,1240	0,0006	92,26	0,0266	92,23	91,00	91,00	1,26	1,23
35b	13,15	36,74	0,14	36,88	36,81	250	0,25	0,7500	0,0025	93,00	0,0327	92,97	78,00	78,00	15,00	14,97
36b	106,15	0,00	1,14	1,14	0,57	50	0,05	0,2892	0,0028	93,00	0,2976	92,70	78,00	77,00	15,00	15,70
37b	12,20	38,02	0,13	38,15	38,08	250	0,25	0,7759	0,0026	93,03	0,0323	93,00	99,00	78,00	-5,97	15,00

Concepção 3 (Continua)																
Trecho (m)	Extensão (m)	Vazão (l/s)				D (mm)	D (m)	v (m/s)	Hf Unit. (m/m)	Ct piez. Mont. (m)	Hf (m.c.a)	Ct piez. a jus. (m)	Ct do terreno (m)		Pressão disponível (m.c.a)	
		Jus.	mar.	Mont.	Fict.								Mont	Jus	Mont	jus
1	23,6	0,00	0,17	0,17	0,08	50	0,05	0,0422	0,0001	114,39	0,0019	114,38	65,00	56,00	49,4	58,4
2	47,3	0,17	0,33	0,50	0,33	50	0,05	0,1689	0,0010	114,43	0,0490	114,39	71,00	65,00	43,4	49,4
3	50,0	0,00	0,35	0,35	0,18	50	0,05	0,0894	0,0003	114,43	0,0160	114,42	71,00	71,00	43,4	43,4
4	82,0	0,00	0,58	0,58	0,29	50	0,05	0,1466	0,0008	114,43	0,0654	114,37	71,00	65,00	43,4	49,4
5	51,0	1,42	0,36	1,78	1,60	75	0,075	0,3629	0,0027	114,57	0,1354	114,43	73,00	71,00	41,6	43,4
6	76,0	0,00	0,53	0,53	0,27	50	0,05	0,1359	0,0007	114,57	0,0527	114,52	73,00	72,00	41,6	42,5
7	122,0	0,00	0,86	0,86	0,43	50	0,05	0,2181	0,0017	114,57	0,2029	114,37	60,00	73,00	54,6	41,4
8	70,0	3,17	0,49	3,66	3,42	100	0,1	0,4352	0,0027	114,76	0,1857	114,57	75,00	73,00	39,8	41,6
9	150,0	0,00	1,05	1,05	0,53	50	0,05	0,2681	0,0024	114,76	0,3656	114,39	75,00	74,00	39,8	40,4
10	123,6	0,00	0,87	0,87	0,43	50	0,05	0,2210	0,0017	114,76	0,2106	114,54	75,00	65,00	39,8	49,5
11	61,0	5,58	0,43	6,01	5,80	150	0,15	0,3281	0,0010	114,82	0,0597	114,76	76,00	75,00	38,8	39,8
12	148,0	0,00	1,04	1,04	0,52	50	0,05	0,2646	0,0024	114,82	0,3519	114,46	76,00	76,00	38,8	38,5
13	247,0	0,00	1,73	1,73	0,87	50	0,05	0,4416	0,0061	114,82	1,5146	113,30	76,00	63,00	38,8	50,3
14	56,3	8,79	0,40	9,18	8,98	150	0,15	0,5083	0,0022	114,94	0,1239	114,82	77,00	76,00	37,9	38,8
15	263,0	0,00	1,85	1,85	0,92	50	0,05	0,4702	0,0069	114,94	1,8113	113,13	77,00	86,00	37,9	27,1
16	191,5	0,00	1,34	1,34	0,67	50	0,05	0,3423	0,0038	114,94	0,7333	114,21	77,00	67,00	37,9	47,2
17	56,3	12,37	0,40	12,77	12,57	150	0,15	0,7113	0,0041	115,17	0,2306	114,94	78,00	77,00	37,2	37,9
18	200,0	0,00	1,40	1,40	0,70	50	0,05	0,3575	0,0041	115,17	0,8299	114,34	78,00	67,00	37,2	47,3
19	85,3	14,17	0,60	14,77	14,47	200	0,2	0,4606	0,0013	115,28	0,1117	115,17	84,00	78,00	31,3	37,2
20	192,6	0,00	1,35	1,35	0,68	50	0,05	0,3443	0,0039	115,28	0,7454	114,54	84,00	91,00	31,3	23,5
21	37,0	16,12	0,26	16,38	16,25	200	0,2	0,5173	0,0016	115,34	0,0601	115,28	83,00	84,00	32,3	31,3

Concepção 3 (Conclusão)																
T (m)	Extensão (m)	Vazão (l/s)				D (mm)	D (m)	v (m/s)	Hf Unit. (m/m)	Ct piez. Mont. (m)	Hf (m.c.a)	Ct piez. a jus. (m)	Ct do terro. (m)		Pressão disponível (m.c.a)	
		Jus.	mar.	Mont.	Fict.								Mont	Jus	Mont	jus
43	62,8	5,21	0,44	5,65	5,43	150	0,15	0,3071	0,0009	115,55	0,0544	115,49	109,00	111,00	6,5	4,5
44	256,0	3,41	1,80	5,21	4,31	100	0,1	0,5485	0,0041	115,49	1,0422	114,45	111,00	84,00	4,5	30,4
45	144,7	0,00	1,02	1,02	0,51	50	0,05	0,2587	0,0023	114,45	0,3300	114,12	84,00	81,00	30,4	33,1
46	53,0	2,02	0,37	2,39	2,21	100	0,1	0,2811	0,0012	114,45	0,0626	114,39	84,00	80,00	30,4	34,4
47	288,0	0,00	2,02	2,02	1,01	75	0,075	0,2288	0,0011	114,39	0,3257	114,06	80,00	78,00	34,4	36,1
48	85,0	6,40	0,60	7,00	6,70	150	0,15	0,3791	0,0013	116,00	0,1087	115,89	104,00	108,00	12,0	7,9
49	247,5	4,66	1,74	6,40	5,53	150	0,15	0,3131	0,0009	115,89	0,2222	115,67	108,00	133,00	7,9	-17,3
50	61,2	0,00	0,43	0,43	0,21	50	0,05	0,1094	0,0005	115,26	0,0284	115,23	130,00	125,00	-14,7	-9,8
51	47,6	0,43	0,33	0,76	0,60	50	0,05	0,3039	0,0031	115,40	0,1462	115,26	136,00	130,00	-20,6	-14,7
52	60,0	0,00	0,42	0,42	0,21	50	0,05	0,1073	0,0004	115,40	0,0268	115,38	136,00	131,00	-20,6	-15,6
53	50,4	1,18	0,35	1,54	1,36	75	0,075	0,3083	0,0020	115,50	0,0989	115,40	139,00	136,00	-23,5	-20,6
54	54,6	1,54	0,38	1,92	1,73	75	0,075	0,3917	0,0031	115,67	0,1669	115,50	133,00	139,00	-17,3	-23,5
55	60,0	2,32	0,42	2,74	2,53	100	0,1	0,3223	0,0015	115,67	0,0913	115,58	133,00	127,00	-17,3	-11,4
56	244,6	0,00	1,72	1,72	0,86	50	0,05	0,4373	0,0060	115,50	1,4730	114,03	127,00	106,00	-11,5	8,0
57	86,0	0,00	0,60	0,60	0,30	50	0,05	0,1537	0,0009	115,58	0,0749	115,50	127,00	111,00	-11,4	4,5
58	12,8	42,54	0,09	42,63	42,59	250	0,25	0,8676	0,0033	116,04	0,0417	116,00	104,00	104,00	12,0	12,00

9 ANEXO B- PROJETOS DAS CONCEPÇÕES 1, 2 E 3 EM A0.