CENTRO UNIVERSITÁRIO CHRISTUS

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

JOSÉ DANIEL ALBUQUERQUE SILVA

MODELAGEM E SIMULAÇÃO HIDRÁULICA DE REDE DE DISTRIBUIÇÃO: O CASO DO BAIRRO PASSARÉ EM FORTALEZA

FORTALEZA

2021

JOSÉ DANIEL ALBUQUERQUE SILVA

MODELAGEM E SIMULAÇÃO HIDRÁULICA DE REDE DE DISTRIBUIÇÃO: O CASO DO BAIRRO PASSARÉ EM FORTALEZA

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário Christus, como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Msc. José Willigton Gondim Oliveira

FORTALEZA

2021

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Centro Universitário Christus - Unichristus
Gerada automaticamente pelo Sistema de Elaboração de Ficha Catalográfica do
Centro Universitário Christus - Unichristus, com dados fornecidos pelo(a) autor(a)

S586m Silva, José Daniel Albuquerque.
Modelagem e simulação hidráulica de rede de distribuição: o caso do bairro Passaré em Fortaleza / José Daniel Albuquerque Silva. - 2021.
83 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Centro Universitário Christus - Unichristus, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2021.
Orientação: Prof. Me. José Willigton Gondim Oliveira.

1. Rede de distribuição de água. 2. Modelagem hidráulica. 3. Simulação hidráulica. 4. EPANET. I. Título.

CDD 624

JOSÉ DANIEL ALBUQUERQUE SILVA

MODELAGEM E SIMULAÇÃO HIDRÁULICA DE REDE DE DISTRIBUIÇÃO: O CASO DO BAIRRO PASSARÉ EM FORTALEZA

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário Christus, como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Msc. José Willigton Gondim Oliveira

Aprovada em: _____/_____/_____

BANCA EXAMINADORA

_____

Prof. Msc. José Willigton Gondim Oliveira (Orientador)

Centro Universitário Christus (UNICHRISTUS)

_____

Prof. Dr. Danilo Nogueira de Souza

Centro Universitário Christus (UNICHRISTUS)

_____

Prof. Dr. Eliezer Fares Abdala Neto

Centro Universitário Christus (UNICHRISTUS)

AGRADECIMENTOS

À Deus por me proporcionar mais uma conquista, sempre me iluminando para que eu possa alcançar meus objetivos.

Aos meus pais, por terem dedicado suas vidas para formar meu caráter, educação e tudo que sou hoje. Sou eternamente grato.

À toda minha família, pelo apoio e carinho constante.

À minha namorada Clara, que esteve comigo durante o período acadêmico, sempre me apoiando em todos os momentos. Obrigado por ser tão presente e importante na minha vida.

Aos meus amigos da graduação, em especial Iago, Victor e Guilherme, por deixarem esse período mais leve e descontraído.

Aos meus professores, por contribuírem com minha formação acadêmica.

Ao meu orientador em especial, pela sua contribuição para o desenvolvimento desta pesquisa.

RESUMO

O uso de modelos computacionais para a realização de simulação hidráulica de redes tem se tornado cada vez mais necessário para a gestão eficaz de redes de abastecimento complexas. Segundo a CAGECE, o Passaré, bairro do município de Fortaleza, apresentava problemas quanto ao serviço de oferta de água em alguns pontos. O presente trabalho tem por objetivo a construção de um modelo hidráulico desta região em *software* de informações geográficas para simulação no programa EPANET, realizando uma análise do funcionamento da rede de distribuição de água para propor soluções. Foi necessário colher os dados cadastrais da rede e as curvas de nível da região, bem como os pontos e valores de consumo dos três últimos meses de 2020 e as macromedições feitas por unidade de transmissão remota em ponto mais próximo ao bairro, sendo então possível construir um modelo que se aproximasse da situação real e com dados de demandas nodais e variação temporal. Os resultados alcançados confirmaram o prognóstico de ocorrência de pressões abaixo de 10 mca com a simulação projetando que quase 17% da rede apresentava tal condição em horário de pico de demanda. A partir desta análise, apontou-se como melhor solução a alteração de diâmetro de 140 mm para 200 mm em algumas tubulações próximas à linha principal e subsequentes a estes de 100 mm e 50 mm para imediatamente superior, além destes, foram duplicados trechos de 50 mm na porção norte da rede.

Palavras-chave: Rede de distribuição de água. Modelagem hidráulica. Simulação hidráulica. EPANET.

ABSTRACT

The use of computational models to perform hydraulic simulation of networks has become increasingly necessary for the effective management of complex supply networks. According to CAGECE, Passaré, a neighborhood in the municipality of Fortaleza, had problems with the water supply service in some points. This work aims to build a hydraulic model of this region in geographic information software for simulation in the EPANET program, performing an analysis of the functioning of the water distribution network to propose solutions. It was necessary to collect the registration data of the network and the level curves of the region, as well as the consumption points and values for the last three months of 2020 and the macro measurements made by a remote transmission unit at a point closest to the neighborhood, making it possible to build a model that approximated the real situation and with data on nodal demands and temporal variation. The results achieved confirmed the prediction of the occurrence of pressures below 10 mca with the simulation projecting that almost 17% of the network had such a condition at peak demand hours. From this analysis, the best solution was to change the diameter from 140 mm to 200 mm in some pipes close to the main line and subsequent to these from 100 mm and 50 mm to immediately above, in addition to these, stretches of 50 were duplicated mm in the northern portion of the network.

Keywords: Water distribution network. Hydraulic modelling. Hydraulic Simulation. EPANET.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Unidades de um sistema de abastecimento de água.....19
Figura 2 - Esquema de captação da água do açude Gavião. 20
Figura 3 - Tipos de adutora por gravidade. 21
Figura 4 - Corte esquemático Estação Elevatória. 22
Figura 5 - Variáveis para o cálculo da altura 23
Figura 6 - Curva característica do sistema elevatório. 25
Figura 7 - ETA Gavião.....26
Figura 8 - Posições dos reservatórios em relação ao terreno. 28
Figura 9 - Rede ramificada, malhada e mista.....29
Figura 10 - Ventosas, válvula de retenção e 31
Figura 11 - Unidade de Transmissão Remota (UTR) e componentes.....42
Figura 12 - Fluxograma de etapas na execução do trabalho. 47
Figura 13 - Unidades de negócios do Estado do Ceará.....48
Figura 14 - Unidades de negócio de Fortaleza e região metropolitana. 49
Figura 15 - Bairro Passaré (cor vermelha). 50
Figura 16 - Área em estudo: alegada baixa pressão na rede de.....50
Figura 17 - Padrão temporal de consumo ao longo de 24 horas.....56
Figura 18 - Padrão temporal de pressão ao longo de 24 horas. 57
Figura 19 - Interface do software QGIS.....58
Figura 20 - Criação do MDE.....58
Figura 21 - Geração das curvas de nível da região em estudo. 59
Figura 22 - Criação de superfície no software AutoCAD Civil 3D.....59
Figura 23 - Rede inicial (esquerda) e rede final para simulação (direita). 60
Figura 24 - Interface do software EPACAD. 60
Figura 25 - Rede sob a interface do EPANET.....61
Figura 26 - Inserção do RNF. 62
Figura 27 - Relatório descrevendo os erros na tentativa de análise da rede. 62
Figura 28 - Erros de falta de conexão de nós à malha da rede.....63
Figura 29 - Padrão temporal de consumo inserido no EPANET. 64
Figura 30 - Padrão temporal de carga total do RNF inserido no EPANET.....65
Figura 31 - Diagrama de calor para cotas do terreno.....66
Figura 32 - Valores de pressão ao longo da rede para às 4:00.....66

Figura 33 - Diagrama de calor para pressões às 4:00. 67
Figura 34 - Comparativo entre diagramas de calor de pressão (esquerda) e cota (direita). 68
Figura 35 - Valores de velocidade ao longo da rede para às 4:00. 68
Figura 36 - Valores de pressão ao longo da rede para às 20:00.....69
Figura 37 - Diagrama de calor para pressões às 20:00. 70
Figura 38 - Valores de velocidade ao longo da rede para às 20:00. 71
Figura 39 - Séries temporais de pressão para nó 1242 e 1630,.....72
Figura 40 - Diagramas de calor para pressão ao longo da rede nos horários: 4:00, 12:00, 18:00, 20:00, 22:00 e 0:00.....73
Figura 41 - 1º cenário: trechos alterados em amarelo (à esquerda) e resultados correspondentes da simulação às 20:00 (à direita).....74
Figura 42 - 2º cenário: trechos alterados em amarelo (à esquerda) e resultados correspondentes da simulação às 20:00 (à direita).....75
Figura 43 - 3º cenário: trechos alterados em amarelo (à esquerda) e resultados correspondentes.....76
Figura 44 - Valores de velocidade ao longo da rede para às 20:00 77
Figura 45 - 3º cenário: resultados de pressão.....79
Figura 46 - Diagramas de calor para resultados de pressão na rede às 20:00: modelo antigo 79

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Índices de atendimento com água dos municípios cujos 15
Quadro 2 - Etapas do tratamento de água aplicadas na ETA Gavião. 27
Quadro 3 - Componentes físicos na modelagem da rede. 39
Quadro 4 - Correções feitas após primeira tentativa de simulação. 63
Quadro 5 - Alterações realizadas para a segunda tentativa. 75

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fórmulas empíricas para o fator de atrito.....33
Tabela 2 - Coeficientes das fórmulas de perda de carga para.....34
Tabela 3 - Coeficientes de perda de carga localizada.....36
Tabela 4 - Velocidades e vazões máximas em redes de abastecimento. 44
Tabela 5 - Consumo mensal, número de ligações ativas e consumo médio por ligação. 55
Tabela 6 - Vazão total, quantidade de nós e consumo nodal.....55
Tabela 7 - Tratamento estatístico inicial dos dados da UTR-14.....55
Tabela 8 - Fatores multiplicativos de consumo por hora do dia. 56
Tabela 9 - Fatores multiplicativos de pressão de entrada por hora do dia. 57
Tabela 10 - Fatores multiplicativos de carga total do RNF por hora do dia.....64
Tabela 11 - Características de pressão nos nós para simulação às 4:00. 67
Tabela 12 - Características de velocidade nos trechos para simulação às 4:00.....69
Tabela 13 - Características de pressão nos nós para simulação às 20:00. 70
Tabela 14 - Características de velocidade nos trechos para simulação às 20:00.....71
Tabela 15 - Comparativo entre os três cenários simulados para pressão às 20h.....76
Tabela 16 - Comparativo entre o cenário atual e o terceiro cenário simulado para velocidade às 20h. 77
Tabela 17 - Comparativo entre o cenário atual e o terceiro cenário simulado para pressão às 20h.....78

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

H_S altura manométrica de sucção
h_s altura geométrica
ΔH_s perdas de carga, localizadas e distribuídas, na sucção.
H_r altura manométrica de recalque
h_r altura geométrica de recalque
ΔH_r perdas de carga, localizadas e distribuídas, no recalque.
H_g altura geométrica total
H_m altura manométrica total
Pot potência requerida, em cv.
Q vazão de entrada na bomba, em m³/s.
H_m altura manométrica total, em m.
η_B rendimento da bomba.
η_M rendimento do motor
$Qentrada$ vazão de entrada no sistema.
$Qsaída$ vazão de saída do sistema.
H_1 carga (energia) no ponto 1.
H_2 carga (energia) no ponto 2.
ΔH_{1-2} perda de carga entre os pontos 1 e 2 (negativo ou positivo dependendo do sentido do fluxo).
h_B energia fornecida por uma bomba ou retirada por uma turbina.
p pressão, em kn/m².
γ peso específico do fluido (10 kn/m³ para água).
z altura em relação a um plano de referência, em m.
V velocidade do fluido, em m/s.
g aceleração da gravidade, em m/s².
ΔH perda de carga, em mca.
L comprimento do tubo, em m.
Q vazão de escoamento pelo tubo, em m³/s.
J perda de carga unitária, em m/m.
C coeficiente de rugosidade, em $m^{0,367}$/s.
K coeficiente de perda de carga localizada.
$Vmáx$ velocidade máxima (m/s);
D diâmetro da tubulação (m).

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 14
1.2 Objetivos 17
1.2.1 Objetivo Geral 17
1.2.2 Objetivos Específicos 17
2 REFERENCIAL TEÓRICO 18
2.1 Sistema de abastecimento de água 18
2.1.1 Manancial 19
2.1.2 Captação 20
2.1.3 Adução 20
2.1.4 Estação Elevatória 21
2.1.5 Estação de Tratamento de Água (ETA) 25
2.1.6 Reservatórios 27
2.1.7 Rede de distribuição de água 28
2.2 Bases Teóricas e Conceituais 31
2.2.1 Princípios de conservação de massa e energia 31
2.2.2 Equação de Bernoulli 32
2.2.3 Perdas de carga 33
2.2.4 Cálculo de equilíbrio hidráulico de rede 36
2.3 EPANET 37
2.3.1 Componentes físicos do programa 38
2.3.2 Componentes não físicos do programa 39
2.4 Medição e controle em sistemas de abastecimento 40
2.5 SCADA 41
2.6 Dimensionamento das redes 42
2.6.1 Premissas de projeto 42
2.6.2 Vazão 42
2.6.3 Pressões mínimas e máximas 43
2.6.4 Velocidades mínimas e máximas 43
2.6.5 Diâmetro mínimo 44
2.6.6 Perdas de carga 45
3 METODOLOGIA 46
3.1 Estrutura organizacional da CAGECE 48
3.2 Caracterização da área em estudo 50

3.3 Coleta de dados **51**
3.4 Modelagem da rede **51**
3.5 Simulação da rede **53**
3.6 Proposição de soluções **54**
4 RESULTADOS **55**
4.1 Demandas nodais **55**
4.2 Padrão temporal **55**
4.3 Modelagem dos componentes físicos **58**
4.4 Simulação da rede **60**
4.4.1 Simulação às 4:00 ..... *66*
4.4.2 Simulação às 20:00 ..... *69*
4.4.3 Simulação com pressão de entrada variável *72*
4.5 Resumo das simulações **73**
4.6 Proposta de solução **74**
4.6.1 Alteração de diâmetros *74*
5 CONCLUSÃO **80**
REFERÊNCIAS **82**

1 INTRODUÇÃO

A necessidade do uso da água para abastecimento é indissociável da história da humanidade. Essa demanda determinou a própria localização das comunidades, desde que o homem passou a viver de forma sedentária, adotando a agricultura como meio de subsistência e abandonando a vida nômade, mais centrada na caça. A vida sedentária tornou mais complexo o equacionamento das demandas de água, que passaram então a incluir o abastecimento de populações — e não mais de indivíduos ou famílias — tanto para atender as necessidades fisiológicas das pessoas, preparar alimentos e promover a limpeza, quanto para manter a agricultura, irrigando as culturas (HELLER, 2010a).

Para evidenciar a importância dos recursos hídricos no desenvolvimento humano, Tsutiya (2006) detalha a evolução da distribuição de água ao longo da história humana, desde as primeiras tubulações criadas em Creta por volta de 1700 – 1450 A.C., passando pelos grandiosos e famosos aquedutos romanos, à concepção do primeiro tubo de ferro fundido na Alemanha em 1455 e outros fatos marcantes na construção de infraestruturas de abastecimento.

No Brasil, Azevedo Netto (2015) destaca o primeiro Sistema de Abastecimento de Água (SAA) construído no Rio de Janeiro em 1723, a construção da primeira hidrelétrica para abastecimento público em Minas Gerais em 1889, a concepção dos tubos de ferro fundido centrifugado em 1917, como marcos importantes na história do saneamento básico no país.

Em virtude da importância de um adequado sistema de abastecimento de água, grandes esforços foram feitos, particularmente nas últimas décadas do século 20, com elevados investimentos, de modo a levar água de boa qualidade ao maior número possível de usuários, especialmente em países em desenvolvimento, onde a situação de água é menos favorável. No Brasil, um imenso progresso em relação à implantação de sistemas de abastecimento de água se deu nas décadas de 1970 e 1980 com a implementação do PLANASA – Plano Nacional de Saneamento – que permitiu ao país atingir níveis de atendimento de cerca de 90% da população urbana (TSUTIYA, 2006).

Para assegurar as condições adequadas de abastecimento de água ou de saneamento, uma abordagem de engenharia mostra-se essencial, pois as instalações devem ser planejadas, projetadas, implantadas, operadas e mantidas e, para tanto, é necessário que sejam aplicados conhecimentos e processos que convertam recursos naturais em formas adequadas ao atendimento das necessidades humanas (HELLER, 2010a).

Mesmo com os esforços e avanços descritos, o abastecimento de água ainda não é uma realidade para uma parte do nosso país. O Quadro 1, retirado do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS), atualizado em 2018, quantifica a falta de serviço na rede de abastecimento de água no Brasil:

Quadro 1 - Índices de atendimento com água dos municípios cujos os prestadores de serviço são participantes do SNIS em 2018.

Região	Índice de atendimento com rede(%)	
	Água	
	Total	Urbano
Norte	57,1	69,6
Nordeste	74,2	88,7
Sudeste	91,0	95,9
Sul	90,2	98,6
Centro-Oeste	89,0	96,0
Brasil	**83,6**	**92,8**

Fonte: adaptado do SNIS (2018).

Além disso, o mesmo SNIS de 2018 apresenta a informação de que as perdas médias de água no abastecimento no Brasil aproximam-se de 38,5%. Enquanto no Ceará esse valor atinge 44,6% e especificamente em Fortaleza apresenta um índice de 48,1%, o que são números preocupantes para nosso estado pois estão acima da média nacional.

Os dados apresentados evidenciam a necessidade de avanços na implantação de novas redes de distribuição de água. Além de que com o crescimento populacional e do desenvolvimento de novas atividades que demandam recursos hídricos, mais difícil se torna alcançar tal objetivo.

Segundo Tsutiya (2006), a deterioração dos sistemas de transporte e distribuição de água mais antigos, que não sofrem adequada manutenção e recuperação, resultam em elevada perda de carga, com importantes perdas de faturamento por parte da prestadora de serviço, devido aos vazamentos, bem como

deixa o sistema de abastecimento vulnerável à contaminação da água através da perda de estanqueidade das tubulações e juntas danificadas.

É claro que o grande número de variáveis aumenta a dificuldade em lidar com uma Rede de Distribuição de Água (RDA). Porto (2006) pontua que em função do porte do problema, o sistema de abastecimento de água torna-se bastante complexo, não só quanto ao dimensionamento, mas também quanto à operação e manutenção. Trata-se em geral da parte mais onerosa do projeto global de abastecimento, o que requer atenção especial do projetista no que se refere aos parâmetros do sistema, hipóteses de cálculo assumidas e metodologias, de modo a obter um projeto eficiente.

Além disso, redes de distribuição de água são normalmente infraestruturas enterradas, do qual apenas uma pequena parte é fisicamente visitáveis. Por outro lado, a capacidade efetiva de monitorar o status dos sistemas, por meio de medições de parâmetros de pressão, vazão e indicadores de qualidade da água, por exemplo, é desproporcionalmente insuficiente em tempo e espaço, dada a complexidade de redes, o número de pontos de consumo e a variabilidade deste, transformando esta situação em uma de difícil diagnóstico por parte das entidades gestoras. Neste contexto, evidencia-se a importância de ferramentas de modelagem e simulação (COELHO,2006).

Nos últimos anos surgiram ferramentas computacionais que vêm sendo aplicadas, cada vez mais, para representarem os sistemas físicos e auxiliarem nas tomadas de decisão com o propósito de melhorar a eficiência da operação (GOMES, 2009).

Os modelos de simulação são ferramentas utilizadas para análise e previsão do comportamento hidráulico e de parâmetros de qualidade da água no sistema, com uma margem de erro estimável, tendo como base de dados as características físicas e de operação de seus componentes e os consumos ao longo da rede, sendo essa base de dados usualmente associada a um *software* de Sistema de Informações Geográficas (SIG), responsável por georreferenciar e armazenar as informações descritivas sobre os componentes da rede sem, no entanto, realizar análises (COELHO, 2006).

A Companhia de Água e Esgoto do Estado do Ceará (CAGECE) é a empresa responsável pela prestação dos serviços de abastecimento de água de vários municípios do estado do Ceará. A companhia de saneamento precisa seguir

padrões de qualidade na oferta do serviço, e caso não seja satisfatório, é necessário propor soluções para o atendimento, dentro das normas técnicas existentes, em todas as localidades em que a mesma atua.

Este trabalho se insere no contexto de analisar e propor soluções a um problema informado à CAGECE, documentado no Plano Municipal de Saneamento Básico da capital cearense em 2014, quanto à falta de atendimento adequado devido às baixas pressões em pontos isolados na rede de distribuição de água no bairro Passaré, umas das regiões que mais cresce em população no município de Fortaleza.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Modelar e simular uma rede de distribuição de água na região do Passaré, em Fortaleza, para avaliar parâmetros hidráulicos relacionados ao fornecimento do serviço.

1.2.2 Objetivos Específicos

· Coletar os dados cadastrais da rede com inscrições e consumos junto à CAGECE;

· Modelar, com base nos dados fornecidos, a rede de distribuição de água da região com o auxílio do *software* QGIS e AutoCAD Civil 3D;

· Simular no *software* EPANET o modelo criado para visualização do funcionamento da rede em períodos de tempo distintos;

· Avaliar os parâmetros de pressão e velocidade pela comparação dos dados simulados com os limites estabelecidos nas Normas Técnicas;

· Analisar o modelo pela comparação dos valores simulados com os dados reais registrados pela CAGECE;

· Propor nova concepção da rede de distribuição para resolução do problema diagnosticado, caso exista, confirmando a efetividade da solução.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Sistema de abastecimento de água

Azevedo Netto (2015) define Sistema de Abastecimento de Água (SAA) como “o conjunto de obras, equipamentos e serviços destinados ao abastecimento de água potável a um determinado consumidor para fins de consumo doméstico, serviços públicos, consumo industrial e outros usos”. Tsutiya (2006) apresenta as seguintes unidades como componentes de um SAA

· Manancial: é o corpo de água superficial ou subterrâneo, de onde é retirada a água para o abastecimento. Deve fornecer vazão suficiente para atender a demanda de água no período de projeto, e a qualidade dessa água deve ser adequada sob o ponto de vista sanitário.

· Captação: conjunto de estruturas e dispositivos, construídos ou montados junto ao manancial, para a retirada de água destinada ao sistema de abastecimento;

· Adutora: canalização que de destina conduzir água entre as unidades que precedem a rede de distribuição.

· Estação elevatória: conjunto de obras e equipamentos destinados a recalcar a água para a unidade seguinte.

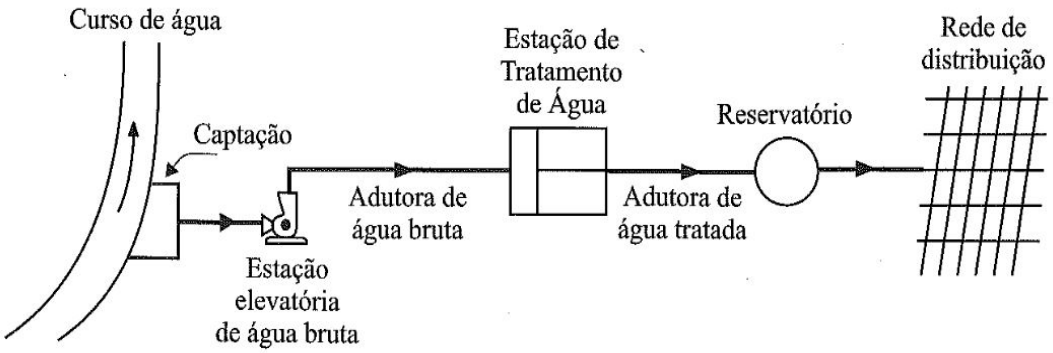
· Estação de tratamento: conjunto de unidades destinado a tratar a água de modo a adequar as suas características aos padrões de potabilidade;

· Reservatório: é o elemento do sistema de distribuição de água destinado a regularizar as variações entre as vazões de adução e de distribuição e condicionar as pressões na rede de distribuição;

· Rede de distribuição: parte do sistema de abastecimento de água formada de tubulações e órgãos acessórios, destinada a colocar água potável à disposição dos consumidores, de forma contínua, em quantidade e pressão recomendada.

As unidades descritas estão representadas de maneira esquemática na Figura 1 e a seguir encontra-se uma descrição mais detalhada de cada uma:

Figura 1 - Unidades de um sistema de abastecimento de água.



Fonte: Tsutiya (2006).

2.1.1 Manancial

Segundo Heller (2010b) manancial é a fonte de água, a partir de onde é abastecido o sistema. Em linhas gerais, os mananciais podem ser do tipo:

- subterrâneo freático ou não confinado;
- subterrâneo confinado;
- superficial sem acumulação;
- superficial com acumulação;
- água de chuva.

Em resumo, Heller (2010b) afirma que para a escolha do manancial, faz-se necessário realizar vários estudos e levantamentos hidrológicos das bacias hidrográficas, também são necessários os estudos de caracterização topográfica e geotécnica da área de captação e além desses, as análises pertinentes a disponibilidade hídrica e qualidade das águas do manancial.

Em regiões semiáridas, como no estado do Ceará, a quantidade de água disponível é limitada por longos períodos de estiagem e grande evaporação. Por causa disso, grandes sistemas de abastecimento geralmente têm águas barradas como mananciais. Segundo a CAGECE (2014), o abastecimento de água da Região Metropolitana de Fortaleza (RMF) é assegurado pelos reservatórios artificiais superficiais que compõem o eixo de açudes Pacajus-Pacoti/Riachão-Gavião.

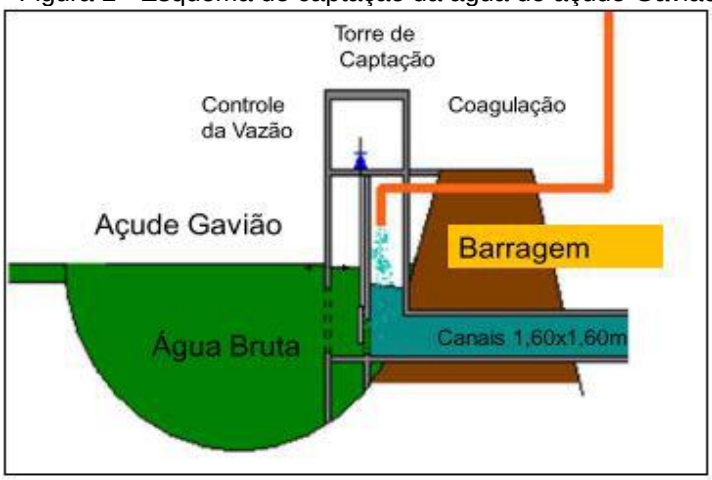
2.1.2 Captação

A captação consiste na estrutura responsável pela extração de água do manancial, a fim de torná-la disponível para seu transporte para os locais de utilização. Pode ser de muitas e diferentes formas, em função do tipo de manancial. Seu projeto, sobretudo quando se refere à captação em manancial de superfície, deve considerar cuidadosamente as características físicas do curso d'água e de suas margens, bem como as variações sazonais de vazão, uma vez que se trata de uma unidade de muita responsabilidade no sistema e, por se localizar no curso d'água, fica sujeita à ação das intempéries (HELLER, 2010b).

Segundo a CAGECE (2014) a captação para abastecimento de Fortaleza e região metropolitana é feita no açude Gavião por torre de tomada d'água, situada junto à barragem. Desta torre parte uma galeria que atravessa a barragem, seguindo em um canal com 180 m de extensão até a Estação de Tratamento de Água do Gavião – ETA Gavião, que é abastecida, sempre por gravidade. Para funcionamento nesta condição, o nível necessário do açude é assegurado por equipamento de controle de vazão, instalado à montante do túnel que interliga os açudes Riachão e Gavião.

Atualmente a ETA Oeste também recebe água do manancial. A Figura 2 representa como é feita a captação:

Figura 2 - Esquema de captação da água do açude Gavião.



Fonte: CAGECE (2014).

2.1.3 Adução

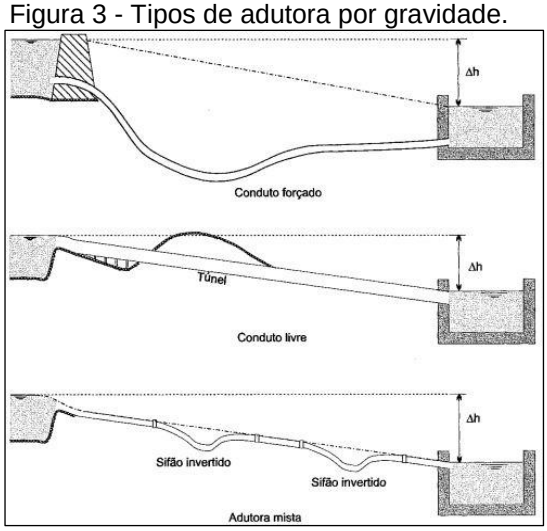
As adutoras são tubulações ou canais encarregados do transporte de água entre unidades do sistema de abastecimento que precedem a rede de distribuição. Assim, as adutoras interligam a captação à estação de tratamento de água e desta

aos reservatórios. Quando as adutoras são derivadas de outras, sem distribuição de água para os consumidores, são chamadas de subadutoras (COELHO; BAPTISTA, 2010).

De acordo com Coelho e Baptista (2010) adução por gravidade constitui o meio mais seguro e econômico de se transportar a água, porém nem sempre existe um desnível suficiente para conduzir, por gravidade, a vazão necessária entre os pontos a serem interligados. Nesses casos, estações elevatórias são necessárias e as adutoras a elas interligadas são classificadas como adutoras por recalque. Outra forma de classificar as adutoras diz respeito à natureza da água transportada. Assim, quando antecedem a estação de tratamento de água são denominadas de adutora de água bruta e, após receber o tratamento, por adutora de água tratada.

Coelho e Baptista (2010) destacam que os perfis de adutora a serem adotados para obedecer a essa condição devem se encontrar sempre abaixo da linha piezométrica efetiva (escoamento forçado) ou concorrente à ela (escoamento livre), ou ainda com a maior parte em escoamento livre e alguns trechos em escoamento forçado pelo uso de sifões invertidos (adutora mista). A sequência apresentada na Figuras 3 representa os casos descritos:

Figura 3 - Tipos de adutora por gravidade.



Fonte: Coelho e Baptista (2010).

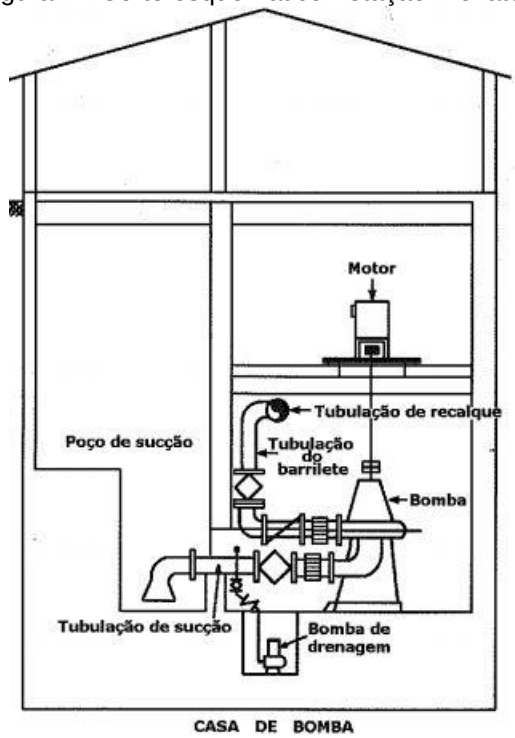
2.1.4 Estação Elevatória

Estações Elevatórias (EEs) são sistemas instalados em casos onde o escoamento apenas por gravidade não é suficiente para superar as perdas de carga pois não há disponibilidade de cotas topográficas, de uma maneira que a água não chegaria ao destino em vazão ou pressão adequada.

Num sistema de abastecimento podem ser utilizadas na captação, para recalque de água de mananciais de superfície ou poços rasos e profundos (elevatórias de água bruta); na adução, para o transporte dessa água; em várias etapas do tratamento e na distribuição (elevatórias de água tratada), para aumento da pressão nas redes (boosters), levando a água a pontos mais distantes ou mais elevados (FUNASA, 2015).

Tsutiya (2006) destaca os principais componentes: conjunto bomba-motor, tubulação de sucção, recalque e do barrilete, poço de sucção e casa da bomba. Estes são ilustrados no corte esquemático (Figura 4) a seguir:

Figura 4 - Corte esquemático Estação Elevatória.



Fonte: TSUTIYA (2006).

Segundo Baptista (2010) as bombas podem ainda ser classificadas em não afogada quando o eixo da bomba está acima do nível de água do poço de sucção (sucção positiva) e em bomba afogada quando o eixo está abaixo do nível do poço, mas sem a bomba estar submersa (sucção é negativa).

O dimensionamento do conjunto motor-bomba é de fundamental importância para a eficiência e segurança do sistema. Os principais parâmetros hidráulicos envolvidos neste esforço são vazão, altura manométrica, potência e rendimento (COELHO, 2010).

Primeiramente, as vazões a recalcar devem ser determinadas a partir da concepção básica da SAA, da fixação do período de projeto e das etapas para a implantação das obras, e do regime de operação previsto para as elevatórias (TSUTIYA, 2006).

Para Tsutiya (2006) altura manométrica é a carga que deve ser vencida, quando o líquido está sendo bombeado. Baptista (2010) representa a altura manométrica como sendo a energia absorvida por unidade na saída da bomba menos a energia da entrada.

De acordo com Baptista (2010), as principais variáveis envolvidas para o cálculo da altura manométrica podem ser identificadas, na Figura 5, e descritas da seguinte maneira:

H_S= altura manométrica de sucção

h_s = altura geométrica de sucção

ΔH_s = perdas de carga, localizadas e distribuídas, na sucção.

$H_r =$ altura manométrica de recalque

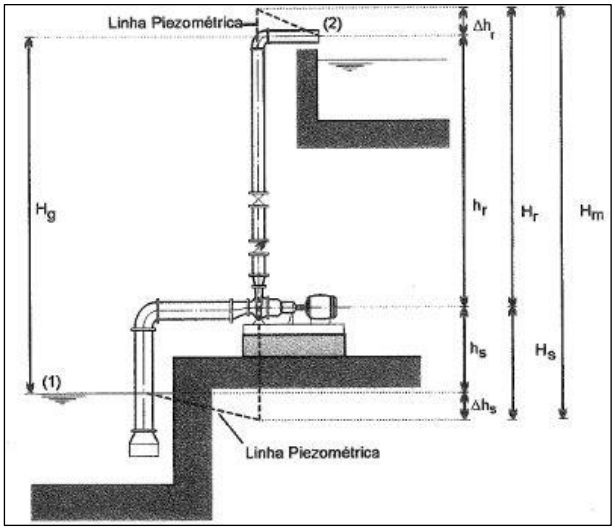
$h_r =$ altura geométrica de recalque

$\Delta H_r =$ perdas de carga, localizadas e distribuídas, no recalque.

H_g = altura geométrica total

H_m= altura manométrica total

Figura 5 - Variáveis para o cálculo da altura manométrica total.



Fonte: Baptista (2010).

Considerando o desnível a ser vencido e as perdas de carga, podemos determinar as equações abaixo:

$$Hg = hs + hr \quad (1)$$

$$Hs = hs + \Delta Hs \quad (2)$$

$$Hr = hr + \Delta Hr \quad (3)$$

Logo, a altura manométrica total pode ser definida como:

$$Hm = Hs + Hr \quad (4)$$

Ou

$$Hm = Hg + \Delta Hs + \Delta Hr \quad (5)$$

Segundo Porto (2006), para o cálculo da potência da bomba faz-se necessário o conhecimento do valor da altura manométrica. Sabendo que o rendimento do conjunto motor-bomba nunca será 100%. Pode-se calcular então a potência a ser recebida pela bomba através da expressão:

$$Pot = \frac{10^3 * Q * Hm}{75 * \eta_B * \eta_M} \quad (6)$$

Onde:

Pot = Potência requerida, em cv.

Q = Vazão de entrada na bomba, em m³/s.

H_m = Altura manométrica total, em m.

η_B= Rendimento da bomba.

η_M = Rendimento do motor

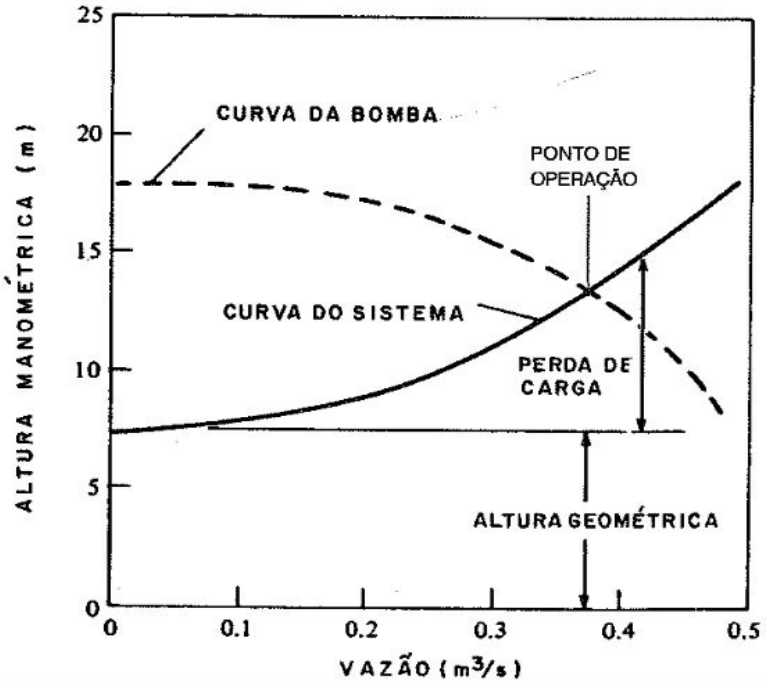
A escolha da bomba é definida através da sua curva característica e da curva característica do sistema.

Na curva característica da bomba, têm-se graficamente as variáveis altura manométrica (Hm), rendimento (η) e NPSH (Net Positive Suction Head) em função da vazão (Q). As curvas de rendimento e altura manométrica podem ser criadas em gráficos separados ou em um único gráfico, dependendo do fabricante. Essas três variáveis caracterizam as condições de funcionamento de uma bomba (PORTO (2006).

Já a curva característica do sistema, também conhecida como curva da tubulação, é uma curva traçada no gráfico altura manométrica (Hm) e vazão (Q) e sua importância está na determinação do ponto de operação da bomba, pois esse é obtido no encontro dessa curva com a da característica da bomba (BAPTISTA,2010).

Conforme o gráfico representado na Figura 6:

Figura 6 - Curva característica do sistema elevatório.



Fonte: TSUTIYA (2006).

Também pode ser feita uma associação de bombas de forma a vencer o desnível desejado. Esta associação pode ser feita em série, quando se tem uma grande altura manométrica para se atingir para uma mesma vazão, ou em paralelo, permitindo o transporte de uma vazão maior ou, em caso de não aumento da vazão, aumentando a capacidade do sistema por partes (COELHO,2010).

Conforme Coelho (2010), outro fator importante na determinação das características de uma estação elevatória é a evitar fenômenos prejudiciais a bomba, como cavitação e o golpe de aríete.

2.1.5 Estação de Tratamento de Água (ETA)

As Estações de Tratamento de Água (ETAs) têm como propósito adequar a qualidade da água a ser abastecida ao padrão de potabilidade estabelecido pela Portaria GM/MS n° 888 do Ministério da Saúde do Brasil (BRASIL, 2021).

A qualidade da água para consumo urbano deve ser avaliada pela medição de parâmetros físicos, químicos e biológicos. Segundo Miranda (2007), estes são:

· Parâmetros físicos: temperatura, sabor e odor, turbidez e cor;

· Parâmetros químicos: pH (neutralidade), dureza, concentração, oxigênio dissolvido, quantidade de matéria orgânica e de alguns componentes inorgânicos e orgânicos específicos.

· Parâmetros biológicos: grupos de bactérias coliformes (coliformes termotolerantes, coliformes totais e bactérias heterotróficas).

Azevedo Netto (2015) descreve as principais etapas envolvidas em uma ETA convencional: coagulação, floculação, decantação/sedimentação, filtração e desinfecção.

A ETA Gavião foi implantada em setembro de 1981, está localizada no município de Pacatuba, junto ao açude Gavião. Figura 7 é uma imagem aérea da ETA:

Figura 7 - ETA Gavião.

Fonte: CAGECE (2014).

A CAGECE utiliza na ETA Gavião a tecnologia de Filtração Direta Descendente, composta pelos seguintes processos: coagulação, pré-oxidação, fluoretação, filtração e desinfecção. O Quadro 2 resume cada etapa:

Quadro 2 - Etapas do tratamento de água aplicadas na ETA Gavião.

PROCESSO	DESCRIÇÃO/FINALIDADE
Coagulação	Adição de coagulante, visando desestabilizar sólidos em suspensão e partículas coloidais presentes na água e proporcionando a aglutinação destas em forma de coágulos.
Pré-oxidação	Adição de oxidante químico cloro ou derivados, com a finalidade de reduzir a carga orgânica presente nos mananciais.
Fluoretação	Adição de compostos contendo o íon fluoreto, com a finalidade de combater a cárie infantil.
Filtração	Retenção de coágulos e/ou flocos formados nas etapas anteriores, no transporte da água pelo leito filtrante granular presente na água, fazendo-a passar por um leito contendo meio granular (usualmente areia e/ou antracito).
Desinfecção	Adição de cloro na água filtrada, com a finalidade de oxidar microrganismos e oferecer residual de proteção para a água.

Fonte: adaptado do HELLER (2010b).

2.1.6 Reservatórios

Os reservatórios são grandes estruturas de armazenamento de água que têm a função primordial de regularização entre as vazões de adução e de distribuição. Podem ainda ser usados para condicionar pressões na rede de distribuição e servir como reserva de água para combate à incêndios e situações emergenciais (COELHO e LIBÂNIO, 2010).

Além dessas vantagens, Tsutiya (2006) destaca primeiramente que o reservatório permite que se faça o bombeamento de água fora do horário de pico elétrico, diminuindo assim os custos de energia elétrica, e segundo por possuir valores de altura manométrica e vazão aproximadamente constante, fazem com que os conjuntos motor-bomba operem próximos ao seu ponto de rendimento máximo.

Segundo a NBR 12.217/1994, as unidades de reservação podem ser instaladas a montante ou a jusante da rede de distribuição.

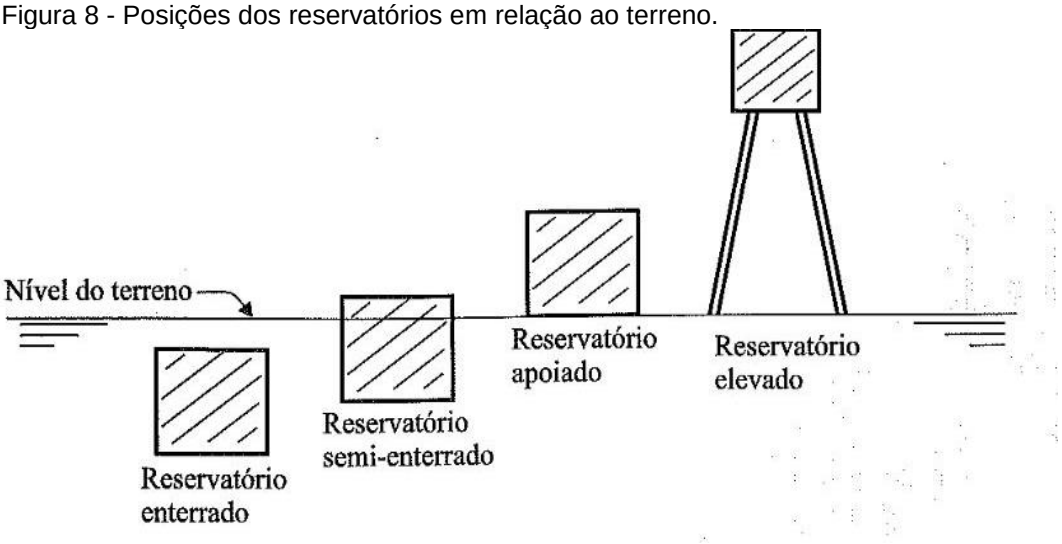
O reservatório de montante localiza-se antes da rede de distribuição, sendo este o responsável por sempre abastecer a mesma. Quando as populações estão localizadas em áreas com declividades acentuadas, ou seja, áreas mais baixas, as pressões poderão alcançar valores excessivos, sendo a alimentação da rede realizada somente com um reservatório. Então pode-se optar por outros reservatórios

para controle de pressão, ou ainda aumentar a reservação: em horas de baixo consumo a rede é alimentada pelo reservatório principal; em horas de alto consumo a rede é alimentada pelos dois reservatórios (TSUTIYA, 2006).

Já quando estão à jusante, os reservatórios também são chamados de reservatórios de sobras, porque recebe a água durante as horas de menor consumo e auxilia o abastecimento durante os horários de pico. Este reservatório possibilita uma menor oscilação nas zonas de jusante da rede (TSUTIYA, 2006).

Quanto à posição dos reservatórios no terreno, estes podem ser classificados como sendo enterrado, semienterrado, apoiado e elevado. A Figura 8 representa cada um.

Figura 8 - Posições dos reservatórios em relação ao terreno.



Fonte: TSUTIYA (2006).

Segundo a CAGECE (2014) após o tratamento no Gavião, a água é bombeada por meio de adutoras que transferem o recurso hídrico para dois reservatórios apoiados no morro do Ancuri. A capacidade de armazenagem de cada um desses reservatórios é de 40.000 m³. Existe outra unidade de transferência por meio de adução, que utiliza uma estação elevatória, conhecida por Gavião Velho, transportando água tratada para as cidades de Maracanaú, Caucaia e região oeste da Capital.

2.1.7 Rede de distribuição de água

A última unidade do Sistema de Abastecimento de Água (SAA) é a rede de distribuição de água (RDA). A NBR 12218/1994 define rede de distribuição como a

“parte do sistema de abastecimento formada de tubulações e órgãos acessórios, destinada a colocar água potável à disposição dos consumidores”

A rede de distribuição é, em geral, o componente de maior custo do sistema de abastecimento de água, compreendendo, cerca de 50% a 75% do custo total de todas as obras do abastecimento (TSUTIYA, 2006).

Segundo Coelho e Prince (2010) a RDA é constituída por dois tipos de condutos:

- Condutos principais: tubulações de maior diâmetro, responsáveis pela alimentação dos condutos secundários. São também denominados tubulações tronco ou condutos mestres, e a eles corresponde o abastecimento de extensas áreas da cidade;
- Condutos secundários: tubulações de menor diâmetro, em contato direto com os prédios a abastecer, cuja alimentação é diretamente dependente dessas tubulações.

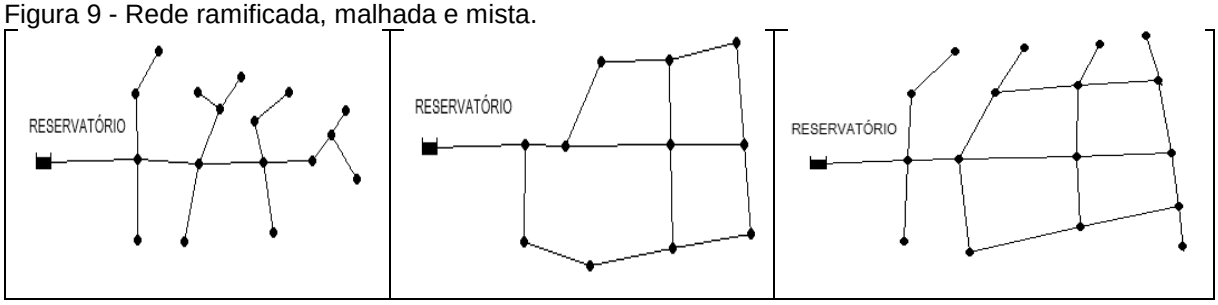
De acordo com a disposição dos condutos principais e o sentido de escoamento nas tubulações secundárias, as redes são classificadas como rede ramificada, rede malhada e rede mista (PORTO,2006).

A rede é classificada como ramificada quando o abastecimento se faz por um reservatório de montante, e a distribuição da água é feita diretamente para os condutos secundários, e o sentido da vazão em qualquer trecho da rede é conhecido.

Já a rede malhada, em vez de possuírem uma única tubulação tronco, são constituídas por tubulações tronco que formas anéis ou malhas, nos quais há possibilidade de reversibilidade no sentido das vazões, em função das solicitações de demanda. Finalmente, a rede mista é a situação mais comum em grandes redes de distribuição, como na cidade de Fortaleza, tendo como característica um arranjo de anéis e ramificações (PORTO, 2006).

Alguns exemplos dessa classificação estão representados na Figura 9.

Figura 9 - Rede ramificada, malhada e mista.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Existem ainda subtipos para redes ramificadas e malhadas. As redes ramificadas são mais comumente organizadas como uma espinha de peixe ou uma grelha, e as redes malhadas podem, além dos anéis mencionados, ter traçado em blocos, facilitando o controle de perdas por abastecer as redes internas a esses blocos por apenas dois pontos (TSUTIYA, 2006 apud BARREIRA,2017).

Entre os órgãos e acessórios, as válvulas são elementos fundamentais para operação e manutenção de RDAs, inclusive na análise das perdas no sistema ao auxiliar na setorização da rede, realizando o isolamento da área desejada para encontrar os trechos de maior perda. Elas podem ser de vários tipos, mas todas têm como princípio de funcionamento seu fechamento para aumento ou redução de resistência ao fluxo. Alguns tipos de válvulas mais comuns são (TSUTIYA, 2006):

· Válvula de manobra: usada para restringir total ou parcial a passagem da água com vários objetivos, dentre estes os principais são isolar trechos de canalização para reparos, melhorar o abastecimento de determinadas áreas com o fechamento de outras e delimitar setores de abastecimento em zonas de pressão distintas.

· Válvula de descarga: são colocadas nos pontos mais baixos da rede, para esvaziar totalmente a tubulação.

· Ventosas: peças de funcionamento automático que permitem entrada e saída de ar colocadas em pontos altos de tubulações.

· Válvulas redutoras de pressão (VRP): é uma válvula de controle automático que reduzem a pressão a montante para que fique constante a pressão de jusante. Usada nas regiões mais baixas de maneira a garantir que a pressão não ultrapasse o limite máximo.

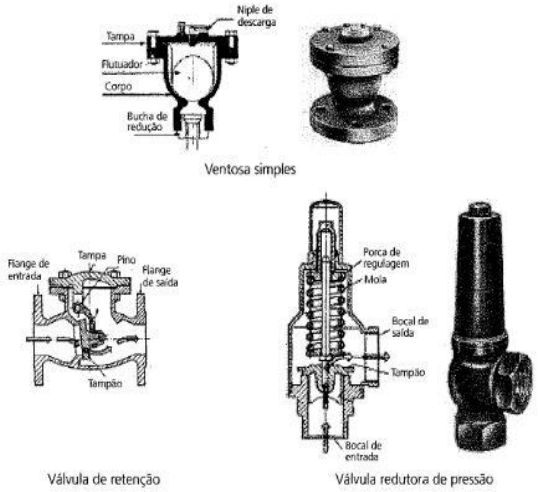
· Válvulas sustentadoras de pressão (VSP): assim como a VRP, regula a pressão, porém, a VSP tem função de sustentar pressões mínimas à montante. Quando instalada em derivação com descarga para atmosfera, atua como válvula de alívio.

· Válvulas de retenção: são usadas para impedir o refluxo em sistemas hidráulicos e bloquear picos de pressão.

· Hidrantes: são equipamentos ligados às tubulações que permitem a retirada de água, para serem utilizados, principalmente no combate a incêndio.

A Figura 10 monstra alguns exemplos de equipamentos acessórios utilizados nas redes de distribuição de água.

Figura 10 - Ventosas, válvula de retenção e válvula redutora de pressão.



Fonte: Kuroda e Pádua (2010).

2.2 Bases Teóricas e Conceituais

2.2.1 Princípios de conservação de massa e energia

Existem dois princípios físicos fundamentais que norteiam os problemas de hidráulica em geral: conservação de massa e conservação de energia.

O princípio da conservação de massa determina que há uma igualdade de valores entre vazão de entrada e vazão de saída para sistemas hidráulicos (PORTO,2006).

$$\sum Qentrada + \sum Qsaída = 0 \quad (7)$$

Onde:

$Qentrada$= Vazão de entrada no sistema.

$Qsaída$= Vazão de saída do sistema.

A conservação de energia estabelece que a diferença de energia entre os dois pontos é igual as perdas de carga distribuídas e localizadas ao longo do trecho que une estes dois pontos. Ou seja, se dois pontos são ligados por mais de um trajeto por condutos diferentes, estes trechos devem exibir a mesma perda de carga, levando em consideração que todos partem de um mesmo ponto e se encontram no mesmo ponto.

Associando-se o ganho de energia pela inclusão de uma bomba ou a perda pela presença de uma turbina:

$$H_1 \pm H_B = H_2 \pm \Delta H_{1-2} \quad (8)$$

Onde:

H_1 = Carga (energia) no ponto 1.

H_2 = Carga (energia) no ponto 2.

ΔH_{1-2}= Perda de carga entre os pontos 1 e 2 (negativo ou positivo dependendo do sentido do fluxo).

H_B= Energia fornecida por uma bomba ou retirada por uma turbina.

2.2.2 Equação de Bernoulli

O matemático Daniel Bernoulli fundamentou uma equação para determinar a carga (energia) em um ponto do sistema em termos de metro de coluna d'água (mca), sendo a soma de três parcelas: carga de pressão ou piezométrica (p/γ), carga de posição ou potencial (z) e carga cinética ($v^2/2g$).Considerou o caso de um fluido incompressível, pois as variações de pressão sofrida pelo fluido foram relativamente pequenas, que não afetem o valor a massa específica ao longo do escoamento, e um regime permanente (PORTO,2006).

Por fim, a equação de Bernoulli é expressa por:

$$H = \frac{p}{\gamma} + z + \frac{v^2}{2g} \tag{9}$$

Sendo:

p = Pressão, em kN/m².

γ = Peso específico do fluido (10 kN/m³ para água).

z = Altura em relação a um plano de referência, em m.

V = Velocidade do fluido, em m/s.

g = Aceleração da gravidade, em m/s².

Relacionando o princípio de conservação de energia à equação de Bernoulli e admitindo o sentido do fluxo do ponto 1 para o ponto 2, obtêm-se a seguinte equação:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} \pm H_B = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + \Delta H_{1-2} \tag{10}$$

2.2.3 Perdas de carga

O líquido ao escoar transforma parte de sua energia em calor, devido as resistências ao escoamento (viscosidade, turbulência, atrito, etc.). Essa energia não é mais recuperada na forma de energia cinética e/ou potencial e, por isso, na hidráulica essa perda de energia é chamada de perda de carga (Δh). Essa perda pode ser dividida em dois tipos: distribuída e localizada (BAPTISTA, 2010).

Baptista (2010) demonstra que a perda de carga distribuída se deve, principalmente, ao atrito interno entre as partículas gerando transversalmente ao escoamento diferentes velocidades ao longo das tubulações e dependem de um número adimensional denominado fator de atrito. Este, por sua vez, é função do regime de escoamento, da rugosidade interna da parede do tubo, do diâmetro e das características de velocidade, densidade e viscosidade cinemática do fluido, expressas por meio do número de Reynolds.

A Tabela 1 mostra algumas fórmulas empíricas para o fator de atrito.

Tabela 1 - Fórmulas empíricas para o fator de atrito.

Autor	**Fórmula**
Blasius, 1913	$f = \frac{0{,}316}{Re^{1/4}}$
Nikuradse, 1932	$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \cdot \log \frac{Re\sqrt{f}}{2{,}51} \rightarrow tubos\ lisos$ $\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \cdot log\left(3{,}7 \cdot \frac{D}{e}\right) \rightarrow tubos\ rugosos$
Colebrook e White, 1939.	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log\left(\frac{e/D}{3{,}7} + \frac{2{,}51}{Re\sqrt{f}}\right)$
Barr, 1972	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log\left(\frac{e/D}{3{,}7} + \frac{5{,}13}{Re^{0{,}89}}\right)$
Swamee e Jain, 1976.	$f = \frac{1{,}325}{\left[\ln\left(\frac{e}{3{,}7D} + \frac{5{,}74}{Re^{0{,}9}}\right)\right]^2}$

Fonte: Maia Junior (2012).

Pelas expressões mostradas na tabela 1 percebe-se que o cálculo do fator de atrito é bastante complicado sem o uso de computadores, por isso muitos pesquisadores desenvolveram fórmulas empíricas para o cálculo direto da perda de carga unitária.

O valor do fator de atrito pode ser inserido na chamada fórmula universal da perda de carga ou fórmula de Darcy-Weisbach:

$$\Delta H = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} = 0{,}0827 * \frac{f * L * Q^2}{D^5} \quad (11)$$

Sendo:

ΔH = perda de carga, em mca.

L = comprimento do tubo, em m.

Q = vazão de escoamento pelo tubo, em m³/s.

Outra forma de equacionar a perda de carga é em termos de perda de carga unitária, representada por J, igual à perda de carga no trecho dividido pelo comprimento do mesmo ($J = \Delta h \,/\, L$).

Uma outra equação empírica bastante adotada é a de Hazen-Williams, essa fórmula é muito utilizada pelos pesquisadores norte-americanos desde 1920, com resultados bastante razoáveis para diâmetros de 50 a 3000mm, com velocidades de escoamento inferiores a 3,0 m/s. É equacionada da seguinte forma:

$$J = 10{,}65 \frac{Q^{1{,}85}}{C^{1{,}85} * D^{4{,}87}} \quad (12)$$

Sendo:

J = Perda de carga unitária, em m/m.

C = Coeficiente de rugosidade, em $m^{0{,}367}$/s.

As outras variáveis já foram descritas nas equações supracitadas. Valores de coeficiente de rugosidade da fórmula de Hazen-Williams e de rugosidade absoluta equivalente da fórmula universal para tipos de materiais mais comuns são mostrados na Tabela 2:

Tabela 2 - Coeficientes das fórmulas de perda de carga para tubos novos.

Material	C, Hazen-Williams (adimensional)	ε, Darcy-Weisbach (mm)
Ferro fundido	130-140	0.25
Ferro galvanizado	120	0.15
Concreto	120-140	0.3-3
Plástico	140-150	0.0015
Aço	140-150	0.03

Fonte: adaptada de Rossman (2000).

É importante destacar que os valores de rugosidade se alteram com o tempo devido ao desgaste das tubulações, e por isso são de difícil medição.

De acordo com Kellner *et al.* (2016), outra dificuldade diz respeito a falta de informação por parte dos fabricantes de valores de rugosidade absoluta para PVC (policloreto de vinila), material dos mais utilizados no Brasil, e pela ausência de pesquisas mais recentes a respeito disso, sendo os valores tradicionalmente usados retirados de bibliografias menos atuais e que apresentam grande variação.

Além das perdas de carga distribuídas, o sistema de abastecimento sofre perdas localizadas. Estas ocorrem devido às singularidades de um escoamento, causadas pela presença de obstáculos ou acessórios na tubulação, são exemplos de singularidades:

- Mudança de direção do escoamento;
- Redução do diâmetro da seção da tubulação;
- Acessórios: válvulas, joelhos, registros, curvas, junções, etc.

Para calcular a perda de carga causada pela presença de um determinado acessório, encontra-se um coeficiente adimensional relacionado à perda de carga, que depende da geometria da conexão, podendo este ser calculado ou, mais comumente, encontrado em tabelas. A perda de carga localizada é dada por:

$$\Delta H = K * \frac{V^2}{2g} \tag{13}$$

Onde:

ΔH = Perda de carga localizada, em mca.

K = Coeficiente de perda de carga localizada.

Essa perda ainda pode ser convertida para uma perda de carga distribuída ao substituí-la por uma tubulação que apresente ao longo de seu comprimento o mesmo valor de perda de carga total, através do *Método dos Comprimentos Virtuais*. Esta transformação pode ser útil como forma de simplificar cálculos ou desenvolver modelos. Os valores do coeficiente K para os tipos de conexões mais comuns podem ser encontrados na Tabela 3:

Tabela 3 - Coeficientes de perda de carga localizada.

Singularidade	K
Válvula de globo, abertura completa	10,0
Válvula de ângulo, abertura completa	5,0
Válvula de retenção, abertura completa	2,5
Válvula de cunha, abertura completa	0,2
Curva 90 graus (raio pequeno)	0,9
Curva 90 graus (raio médio)	0,8
Curva 90 graus (raio grande)	0,6
Curva 45 graus	0,4
Curva de retorno	2,2
Tê standart - escoamento na linha	0,6
Tê standart - escoamento na linha - ramal	1,8
Entrada em aresta viva (reservatório - tubulação)	0,5
Entrada em aresta viva (tubulação - reservatório)	1,0

Fonte: adaptada de Rossman (2000).

2.2.4 Cálculo de equilíbrio hidráulico de rede

Trata-se de um problema complexo, porque não se conhece inicialmente o sentido de escoamento da água nas tubulações da rede. Nas redes malhadas pode-se admitir que as vazões das tubulações estão concentradas nos nós, considerados centros de consumo das áreas atendidas pela rede de abastecimento de água. Com isso, a vazão entre dois nós consecutivos da rede é uniforme, facilitando assim seu estudo. Existem duas condições básicas para o equilíbrio hidráulico do sistema (PORTO,2006):

- A soma algébrica das vazões em cada nó da rede é igual a zero (princípio da continuidade);
- A soma algébrica das perdas de carga (partindo e chegando ao mesmo nó) em qualquer trecho dentro do sistema (malhas ou anéis) é igual a zero (princípio da conservação de energia).

Para aplicação dessas duas condições, em geral, convenciona-se que as vazões que afluem ao nó são positivas, e as que derivam dele são negativas. Para os anéis, convenciona-se como sentido positivo de percurso o sentido horário, de modo que as vazões e, consequentemente, as perdas de carga serão positivas se forem coincidentes como sentido prefixado de percurso, caso contrário, serão negativas.

À medida que a rede toma dimensões maiores, cresce proporcionalmente o número de equações e a complexidade do problema.

O *Método de Hardy Cross* (MHC), também conhecido por método do balanço de energia, destaca-se dentre os métodos de aproximações sucessivas para o cálculo de redes malhadas, por possibilitar o desenvolvimento normal dos cálculos, em sistemas simples, além de ser um método provido de significado físico, que facilita a análise dos resultados intermediários obtidos. Aplicado aos condutos principais (anéis principais) de uma rede malhada, a partir de algumas premissas do projeto e traçado da rede (PORTO, 2006).

Segundo Porto (2006), a metodologia utilizada por esse método parte de uma estimativa para as vazões nos trechos do anel, de tal modo a atender a primeira condição (somatório das vazões igual a zero), e com base nesses valores é calculada a perda de carga correspondente para verificar o segunda (somatório para todos os anéis deve ser igual à 0). Se for satisfeito, a estimativa está correta e as vazões nos trechos estão determinadas, caso isso não ocorra, a vazão estimada deve ser corrigida de um incremento (ΔQ). Com as novas vazões obtidas em cada anel, recalculam-se as perdas de carga e prossegue-se com o método até que se obtenham, em todos os anéis, valores muito pequenos ou nulos para esse incremento.

O Método do Gradiente designado por Todini e Pilati (1987) e depois com abordagens semelhantes foram descritas por Hamam e Brameller (1971) (o “Método Híbrido”) e por Osiadacz (1987) (o “Método de Newton Malha-Nó”) são outros métodos existentes para realizar o cálculo de equilíbrio hidráulico .A única diferença entre estes métodos é o modo como as vazões nos trechos são atualizadas após uma nova solução de cotas piezométricas nos nós ter sido encontrada, durante o processo iterativo. Em virtude do método apresentado por Todini ser o mais simples, este foi escolhido para obter os valores de vazão e cota piezométrica na rede utilizando o EPANET, *software* utilizado no desenvolvimento deste trabalho (ROSSMAN, 2000).

2.3 EPANET

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, reservatórios de nível fixo e/ou reservatórios de nível variável. Ele permite obter os valores da vazão em cada tubulação, da pressão em cada nó, da altura de água em cada reservatório de nível

variável e da concentração de espécies químicas através da rede durante o período de simulação, subdividido em múltiplos intervalos de cálculo. Adicionalmente, além de espécies químicas, o modelo simula o cálculo da idade da água e o rastreio da origem de água em qualquer ponto da rede (ROSSMAN, 2000).

Dentre as capacidades de modelagem hidráulica do sistema, Rossman (2000) destaca:

· Dimensão ilimitada do número de componentes da rede analisada;

· Cálculo da perda de carga utilizando as fórmulas de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach ou Chezy-Manning;

· Consideração das perdas de carga singulares em curvas, alargamentos, estreitamentos;

· Modelagem de bombas de velocidade variável ou constante;

· Cálculo da energia de bombeamento e do respectivo custo;

· Modelagem dos principais tipos de válvulas, incluindo válvulas de seccionamento, de retenção, reguladoras de pressão e de vazão;

· Modelagem de reservatórios de armazenamento de nível variável de formas diversas, através de curvas de volume em função da altura de água;

· Múltiplas categorias de consumo nos nós, cada uma com um padrão próprio de variação no tempo;

· Modelagem da relação entre pressão e vazão efluente de dispositivos emissores;

· Possibilidade de atrelar a operação do sistema a controles simples, com apenas uma condição, ou controles múltiplos, com mais de uma condição.

2.3.1 Componentes físicos do programa

Os componentes físicos de uma rede já foram descritos anteriormente. O EPANET é capaz de modelar estes através de nós e trechos.

Os nós são os pontos da rede de união dos trechos, onde a água entra e sai da rede. Caso necessário, pode-se atribuir aos nós um consumo variável em função do tempo, categorias de consumo, entradas de água e de parâmetros de qualidade da água ou adicionar dispositivos que relacionam a vazão efluente com a pressão (ROSSMAN, 2000).

Em resumo, os principais componentes físicos da rede são modelados como mostra o Quadro 3 (COELHO, 2006; ROSSMAN, 2000):

Quadro 3 - Componentes físicos na modelagem da rede.

Componente	Tipo	Dados de entrada	Dados de saída
Nó	Nó	Cota; consumo base.	Carga hidráulica; pressão.
Reservatório de nível fixo (RNF)	Nó	Nível de água.	-
Reservatório de nível variável (RNV)	Nó	Cota do fundo; curva de volume; altura de água mínima; altura de água máxima; altura de água inicial.	Nível da água.
Tubulação	Trecho	Nós inicial e final; diâmetro; comprimento; coeficiente de rugosidade; estado (aberto, fechado ou com válvula de retenção); coeficiente de perda de carga singular (opcional).	Vazão; velocidade; perda de carga; fator de resistência (atrito).
Bomba	Trecho	Nós inicial e final; curva da bomba.	Vazão bombeada; altura manométrica.
Válvula	Trecho	Nós inicial e final; diâmetro; parâmetro de controle; estado.	Vazão; perda de carga.

Fonte: adaptado de COELHO (2006).

2.3.2 Componentes não físicos do programa

O EPANET possui três componentes não físicos do programa, ou seja, três categorias de informação sobre a rede: curvas, padrões e controles, que descrevem o comportamento e os aspectos operacionais de um sistema de distribuição de água (ROSSMAN,2000).

As curvas são objetos que contêm pares de dados representando uma relação entre duas grandezas. Dois ou mais componentes podem compartilhar a mesma curva. Um modelo simulado a partir do EPANET pode utilizar os seguintes tipos de curvas (ROSSMAN,2000):

- Curva da Bomba;
- Curva de Rendimento;
- Curva de Volume;
- Curva de Perda de Carga.

Segundo Rossman (2000), os padrões temporais são constituídos por um conjunto de fatores multiplicativos que podem ser aplicados ao valor de uma determinada grandeza, de forma a representar a sua variação no tempo. O consumo nodal, a carga hidráulica num reservatório de nível fixo, os esquemas de bombeamento e a entrada de um parâmetro de qualidade da água na rede podem estar associados a um padrão temporal.

Os controles são um conjunto de instruções que estabelecem o modo como a rede opera ao longo do tempo. Eles especificam o estado dos trechos selecionados em função do tempo, alturas de água num reservatório de nível variável e valores de pressão em pontos específicos da rede. Existem duas categorias de controles que podem ser utilizadas: simples e programados.

Controle simples: quando modifica-se o estado de um trecho com base nos parâmetros de altura de água em um RNV, pressão em um nó, instante da simulação e instante do dia; ou podem ser programados, quando aceitam alterações no estado de trechos com base em um conjunto de condições que podem ocorrer na rede (ROSSMAN, 2000).

2.4 Medição e controle em sistemas de abastecimento

Segundo Coelho (2006), o setor de medição é definido como a parte da rede de distribuição, adequadamente delimitada e passível de individualização, que tem por finalidade permitir o acompanhamento da evolução do consumo de água e também a avaliação das perdas de água na rede de distribuição.

Os medidores podem servir para macromedição ou micromedição. Tsutiya (2006) conceitua as duas da seguinte maneira:

- Macromedição: refere-se ao conjunto de medições de vazão, pressão e nível de reservatório efetuadas nas SAAs, desde a captação no manancial até imediatamente antes do ponto final de entrega para o consumo;
- Micromedição: refere-se à medição do volume consumido pelos clientes da companhia de saneamento, cujo valor será objeto da emissão da conta a ser paga pelo cliente.

É importante salientar que o processo de medição exige cuidado na instalação dos medidores. Estes necessitam de checagem periódica de performance

para garantir que estão calibrados corretamente (WALSKI et al., 2003 apud BARREIRA,2017).

Os pontos de medição podem ser permanentes ou temporários, monitorados à distância ou localmente.

A obtenção de dados dos medidores facilita a operação dos processos dentro de uma rede através de controles. Controlar, como afirma Tsutiya (2006), é a ação de manter as variáveis do processo dentro de parâmetros especificados.

2.5 SCADA

Sistemas de controle remoto são cada vez mais indicados pela sua celeridade na disponibilidade e manipulação de informações. Estes podem ser concebidos de diversas formas, sendo o SCADA (Supervisory Control and Data Acquisition) um exemplo de destaque, utilizado na CAGECE.

Tsutiya (2006) explica quais as duas funções executadas pelo SCADA: o controle supervisório, responsável pelo controle remoto de dispositivos como bombas e válvulas, e a aquisição de dados, parte do sistema que permite obter informações de vazão e/ou pressão pelo uso de sensores remotos.

As unidades, que estão representadas na Figura 11, de um sistema SCADA são:

· Instrumentação: equipamentos responsáveis pela medição das grandezas físicas (pressão e vazão) e químicas (cloro residual, etc) nos pontos de interesse e conversão das informações em sinais digitais ou elétricos;

· Estações remotas: são unidades que fazem a interface do sistema de supervisão e controle com os sensores de campo. Podem ser UTRs (Unidades de Transmissão Remotas) e/ou CLPs (Controladores Lógicos Programáveis), podem ser usados em conjunto, porém o custo dessa associação geralmente não é viável.;

· Rede de comunicação: canal onde fluem as informações, interligando as estações remotas e as unidades remotas ao controle central (SCADA);

· Estação mestre: as funções dessa estação incluem varredura das UTRs, a transmissão de comandos do operador, a manutenção de um banco de dados históricos, a interface homem-máquina e a comunicação com submestres (sistemas hierárquicos).

Figura 11 - Unidade de Transmissão Remota (UTR) e componentes.

Fonte: CAGECE (2014).

2.6 Dimensionamento das redes

2.6.1 Premissas de projeto

Para o projeto de uma rede de distribuição de água atender de forma adequada, requer-se atenção especial a determinadas premissas ou restrições. Estas restrições são relacionadas com: pressão, perda de carga unitária e velocidade, sendo determinadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

2.6.2 Vazão

A rede de distribuição de água deverá ser dimensionada para uma vazão denominada vazão de distribuição, representada pela equação a seguir:

$$Q = \frac{(k_1 * k_2 * P * q)}{86400} \tag{14}$$

Onde:

Q: vazão em l/s;

k_1: coeficiente do dia de maior consumo (adimensional);

k_2: coeficiente da hora de maior consumo (adimensional);

P: População final para a área a ser abastecida, hab;

q: consumo per capita de água, L/hab.dia

2.6.3 Pressões mínimas e máximas

Dois tipos de pressões são fundamentais para o dimensionamento das redes de abastecimento de água: a pressão dinâmica mínima e a pressão estática máxima. A pressão dinâmica mínima é estabelecida para que a água alcance os reservatórios domiciliares. Já a fixação da pressão estática máxima é função da resistência das tubulações e controle das perdas de água.

As premissas para obediência da ABNT (norma NBR 12218/1994) para essas pressões são:

· 100 kPa (10 mca) para a pressão dinâmica mínima;

· 500 kPa (50 mca) para a pressão estática máxima.

Quando a pressão se situa numa faixa abaixo do satisfatório, o sistema encontra-se prejudicado, pois não permite que o usuário receba água em vazão suficiente, ou sequer receber água. A pressão insuficiente na rede ainda pode comprometer a qualidade da água fornecida, motivada pelas infiltrações. No caso oposto, quando a pressão for maior que o satisfatório, a rede estará mais propensa a vazamento e, com isso, o desperdício de água será provável.

Para atender aos limites de pressão, a rede deve ser subdividida em zonas de pressão (alta, média e baixa), sendo que cada zona de pressão é abastecida por um reservatório de distribuição. A área abrangida pelo reservatório é conhecida como setor de abastecimento (TSUTIYA, 2006).

2.6.4 Velocidades mínimas e máximas

Da mesma forma que a pressão, a velocidade deve obedecer aos limites estabelecidos pela norma. As restrições na velocidade estão associadas, tanto à segurança e durabilidade das tubulações, como ao custo de implantação e operação.

As baixas velocidades favorecem a conservação do material (maior durabilidade) mas por consequência disso facilitam o depósito de matérias existentes na água nas tubulações. Já as velocidades altas diminuem o diâmetro da tubulação e consequentemente o custo de aquisição e assentamento das mesmas, porém causam aumento da perda de carga gerando aumento dos custos de energia elétrica nos bombeamentos ou na altura dos reservatórios, além disso favorecem o desgaste por abrasão e cavitação de peças e válvulas (TSUTIYA,2006).

Para a NBR 12218/1994 da ABNT, a velocidade mínima nas tubulações deve ser de 0,6 m/s, e a máxima, de 3,5 m/s.

Porto (2006) recomenda a utilização da equação 15 para determinar velocidades máximas admissíveis nos projetos.

$$Vmáx = 0{,}60 + 1{,}5 * D \; e$$
$$Vmáx \leq 2{,}0 \; m/s \qquad (15)$$

Onde:

$Vmáx$: velocidade máxima (m/s);

D: diâmetro da tubulação (m).

A Tabela 4 mostra os valores máximos das velocidades e das vazões em função dos diâmetros:

Tabela 4 - Velocidades e vazões máximas em redes de abastecimento.

D (mm)	$Vmáx$ (m/s)	$Qmáx$ (l/s)
50	0,68	1,34
60	0,69	1,95
75	0,71	3,14
100	0,75	5,89
125	0,79	9,69
150	0,83	14,67
200	0,90	28,27
250	0,98	47,86
300	1,05	74,22
350	1,13	108,72
400	1,20	150,80
500	1,35	265,10

Fonte: PORTO (2006).

2.6.5 Diâmetro mínimo

Segundo a norma da ABNT (NBR 12218/1994) o diâmetro mínimo para as tubulações secundárias é de 50 mm, entretanto, para a tubulação principal não existe nenhuma recomendação. A antiga norma PNB 594/77 da ABNT, recomendava para diâmetro mínimo de tubulações principais de redes malhadas, os seguintes valores (TSUTIYA,2006):

- 150 mm quando abastecendo zonas comerciais ou zonas residenciais com densidade igual ou superior a 150 hab/ha;
- 100 mm quando as demais zonas de núcleos urbanos, cuja população de projeto é superior a 5000 habitantes;
- 75 mm para núcleos urbanos cuja população de projeto é igual ou inferior a 5000 habitantes.

2.6.6 Perdas de carga

Sabe-se que quanto maior o comprimento do tubo, menor será o seu diâmetro e maior será a perda de carga para uma dada vazão. Outro fator determinante da perda de carga é a rugosidade interna dos tubos. Recomenda-se a perda de carga máxima de 8 m/km para tubulações com diâmetros inferiores a 400 mm, caso contrário surgirão os problemas citados anteriormente.

Embora a fórmula de Hazen-Williams seja muito utilizada, a norma NBR 12218/1994 da ABNT determina que o cálculo da perda de carga distribuída deve ser feito preferencialmente pela fórmula universal, considerando, também, o efeito do envelhecimento do material das tubulações da rede.

3 METODOLOGIA

O desenvolvimento do trabalho é baseado em um estudo dos principais conceitos e práticas da área de modelagem e simulação hidráulica, estando estes explicados em maior detalhe na revisão bibliográfica. A metodologia aqui evidenciada consiste em determinar as etapas seguidas para a realização do trabalho, dedicando-se, futuramente, em explicar de maneira minuciosa as hipóteses, premissas, critérios e métodos aplicados em cada uma destas. Foram adotadas as seguintes etapas necessárias à realização deste estudo:

· Etapa 1: Caracterização da área em estudo utilizando-se de mapas para melhor visualização e o traçado da rede.

· Etapa 2: Obtenção de dados junto à CAGECE: cadastro da rede, consumos e dados de macromedição;

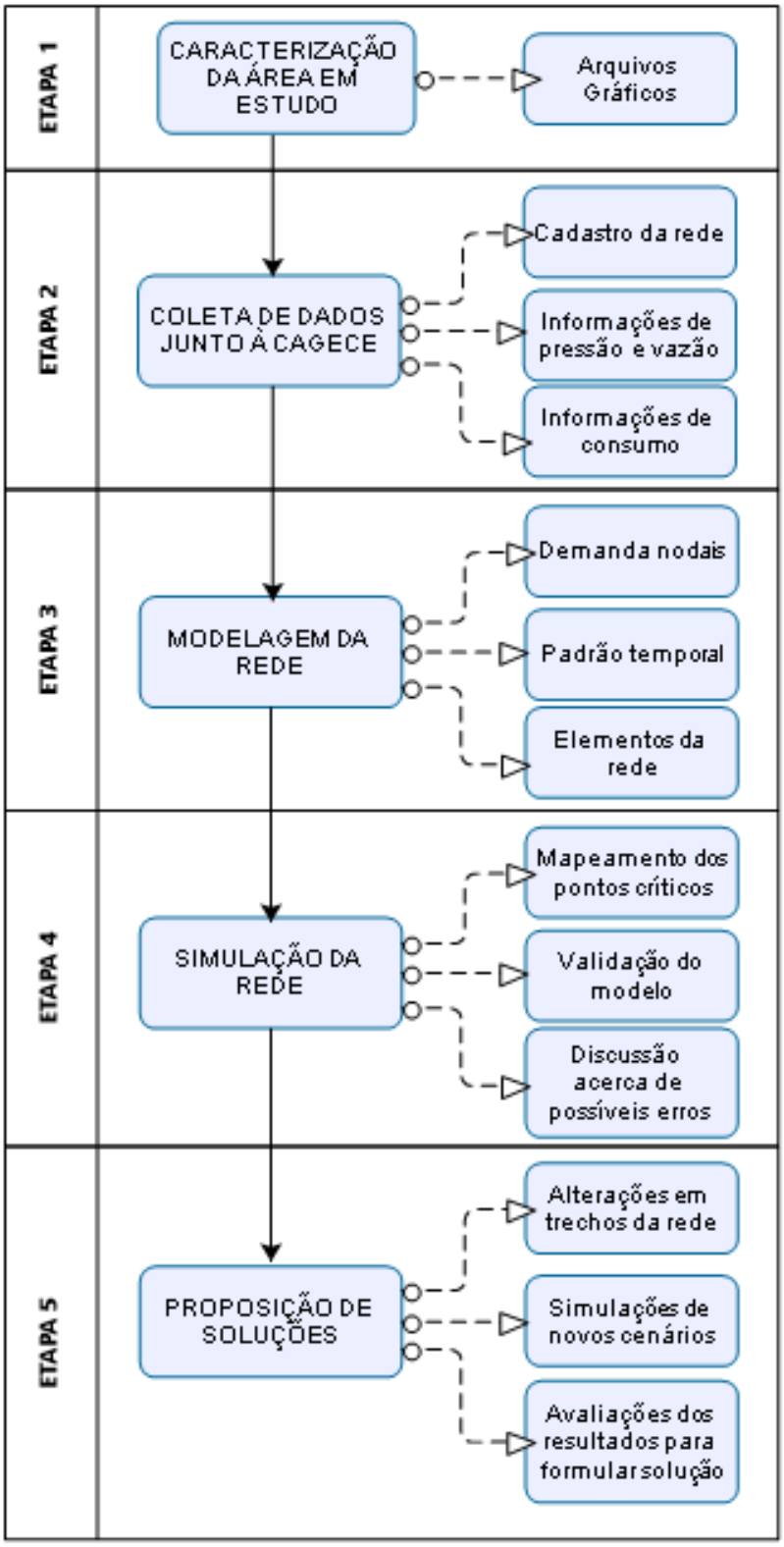
· Etapa 3: Modelagem da rede de distribuição, a partir do cálculo das vazões nos nós e os demais *inputs* necessários para a realização de posterior simulação;

· Etapa 4: Simulação da rede, validando ou não o modelo e realizando uma análise geral em relação à necessidade de modificações para melhoria da oferta do serviço para demandas futuras;

· Etapa 5: Propostas de alteração da rede com novas simulações para verificar possíveis intervenções positivas.

Estas etapas podem ser melhor visualizadas no fluxograma da Figura 12:

Figura 12 - Fluxograma de etapas na execução do trabalho.



Fonte: Desenvolvida pelo autor (2021).

3.1 Estrutura organizacional da CAGECE

Em sua estrutura organizacional, a CAGECE administra as diferentes regiões do estado do Ceará por meio da divisão do território em nove unidades de negócios, as quais podem ser vistas na Figura 13:

Figura 13 - Unidades de negócios do Estado do Ceará.

Fonte: (CAGECE, 2014).

Em resumo do que foi citado anteriormente ao longo do trabalho, o sistema integrado de abastecimento de água da capital e região metropolitana tem como principais componentes (CAGECE, 2014):

- Captação: açude Gavião, feita por torre de tomada, galeria e canal;
- Tratamento de Água: ETA Gavião e ETA Oeste;
- Reservatório: Ancuri, capacidade de 80.000 m³;
- Estações Elevatórias (EEs): duas na ETA Gavião (Gavião Novo e Gavião Velho) e uma na ETA Oeste, totalizando três;
- Adução: EE Gavião Novo para o centro de reservação do Ancuri que abastece os setores hidráulicos de distribuição; EE do Gavião Velho para abastecimento dos setores hidráulicos de distribuição da região

oeste; EE da ETA Oeste para um reservatório pulmão com capacidade de 11.000 m³.

Segundo a CAGECE (2014), a gestão do sistema integrado, bem como dos sistemas independentes, está sob a responsabilidade de quatro unidades de negócios. Estas unidades, que podem ser visualizadas na Figura 14, são:

- UN – MTS: Unidade de Negócio Metropolitana Sul;
- UN – MTL: Unidade de Negócio Metropolitana Leste;
- UN – MTO: Unidade de Negócio Metropolitana Oeste;
- UN – MTN: Unidade de Negócio Metropolitana Norte, responsável por três setores de abastecimento do Sistema Integrado;

Figura 14 - Unidades de negócio de Fortaleza e região metropolitana.

Fonte: (CAGECE,2014)

O bairro Passaré está sob responsabilidade da UN-MTS juntamente com outros setores comerciais localizados no município de Fortaleza. O bairro é abastecido a partir de uma adutora em Ferro Fundido (FoFo) com diâmetro de 450 mm, que sai da Válvula Redutora de Pressão (VRP) da Unidade de Transmissão Remota (UTR-14).

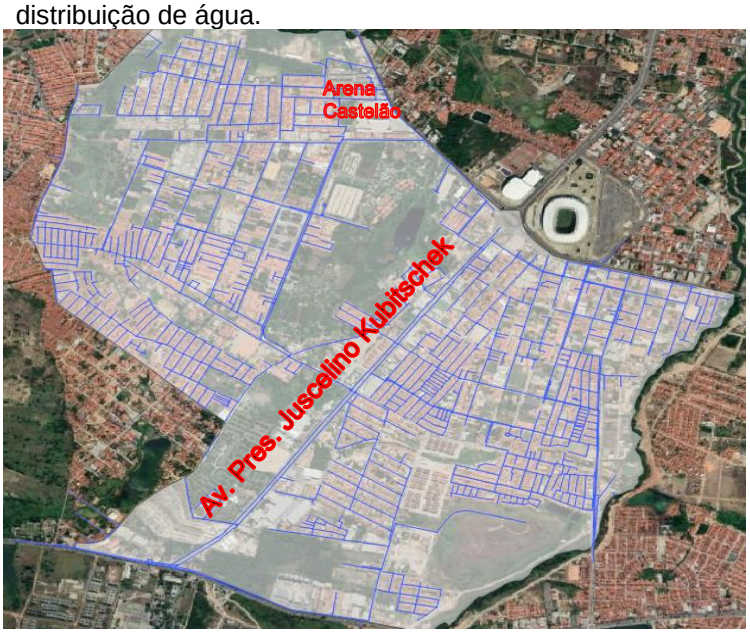
3.2 Caracterização da área em estudo

O Passaré é um bairro do município de Fortaleza, que está localizado na latitude 3°48'58.63" sul e longitude 38°31'53.90" oeste, distante aproximadamente 14 km de seu centro da cidade e 5 km do Aeroporto Pinto Martins em Fortaleza por meio rodoviário. A posição do Passaré e a área em estudo do presente trabalho, podem ser conferidos a seguir nas Figuras 15 e 16:

Figura 15 - Bairro Passaré (cor vermelha).

Fonte: Google Maps.

Figura 16 - Área em estudo: alegada baixa pressão na rede de distribuição de água.



Fonte: (CAGECE,2021).

3.3 Coleta de dados

Para dar início a um modelo, fez-se necessário a coleta de alguns dados disponibilizados pela CAGECE, através do *site* Ceará Transparente do governo do estado.

O cadastro da rede refere-se aos elementos da rede de distribuição, com suas características de materiais e diâmetros. São informações fundamentais para a elaboração de um modelo completo e que gere um resultado satisfatório após a simulação.

Estes dados foram disponibilizados em três arquivos em *geopacke*, que são arquivos em formado compatível com o QGIS e um arquivo em dwg compatível com o AutoCAD Civil 3D. Esses arquivos mostram o traçado das ruas, a presença de tubulações com indicação de material, diâmetro e comprimento das tubulações.

Os dados referentes ao relevo da região foram adquiridos pelo site do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE). O Instituto disponibiliza uma série de mapas distintos para caracterização do estado do Ceará, incluindo um mapa de linhas de nível de 1 em 1 metro. Pode-se fazer o download deste mapa em *shapefile* para o QGIS.

As informações de consumo foram obtidas por meio de tabelas em Excel. As tabelas mostram os consumos mensais em m³ e o número de ligações ativas no bairro.

Também foram informados os dados registrados por macromedição na saída da adutora que fornece água à região em estudo. Esta estação, a UTR-14, encontra-se na Avenida Pres. Costa e Silva, no Bairro José Walter. Para este estudo, utilizou-se os dados colhidos em maio de 2021.

3.4 Modelagem da rede

Anterior à modelagem, foi necessário sintetizar as informações obtidas na etapa de coleta de dados.

Foram obtidos os volumes totais consumidos em m³ referentes aos meses de outubro, novembro e dezembro de 2020. Em seguida, transformou-se os consumos para L/s, unidade usada no EPANET.

As demandas nodais foram calculadas pelo quociente do consumo mensal pelo número total de ligações ativas, informado pela companhia. Executou-se esta etapa apenas ao fim da modelagem de todos os elementos da rede.

Seguindo o cadastro técnico da rede, os nós foram modelados nos pontos inicial e final de tubulações, representando transições de diâmetro, mudanças de direção, pontos de consumo ou reservatórios. Também foram inseridos nós em pontos arbitrários da escolha do usuário. Os nós têm identificação, latitude, longitude e cota como dados de entrada importantes.

A entrada no Passaré, por vir de uma adutora, foi modelada como um Reservatório de Nível Fixo (RNF) em posição arbitrária, tendo como carga hidráulica total a soma entre cota topográfica e pressão média no ponto de entrada – informação disponibilizada pelo operador.

Como forma de obter o padrão temporal para os consumos, admitiu-se a premissa de que o comportamento horário da vazão que passa pela adutora na UTR-14 é igual ao comportamento horário das demandas nodais.

Adotando o método de BARRETO (2008), obtém-se o fator horário das demandas efetuando a razão entre a vazão horária e a vazão média do perfil, conforme a equação:

$$f_{d=\frac{Qh_{Barreto}}{Q_{Barreto}}} \tag{15}$$

Onde:

f_d: fator horário de demanda (adimensional);

Q_h: vazão horária média em l/s;

Q: vazão média do perfil em l/s.

A partir da expressão, calculou-se um padrão temporal de consumo igual para todos os nós seguindo os passos abaixo:

· Transformou-se as vazões de m³/h para l/s;

· Calculou-se a média de todas as vazões medidas ao longo do mês;

· Dividiu-se cada dado de vazão pela média calculada, conseguindo assim o valor de um fator multiplicativo diferente para cada hora de cada dia;

Os fatores horários de demandas calculados neste passo correspondem aos fatores multiplicativos que foram inseridos no EPANET. Por meio de procedimento semelhante foi calculado o padrão temporal de pressão para o RNF. Este padrão foi utilizado na última etapa da simulação.

Além disso, foi obtido do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE), o mapa com as altitudes da zona correspondente a região de Fortaleza para a geração das curvas de nível do bairro em estudo no *software* QGIS.

Depois de geradas as curvas de nível no QGIS, o *shapefile* foi exportado em formato .dxf para o *software* AutoCAD Civil 3D. No programa foi possível criar uma superfície a partir das curvas de nível para inserir automaticamente as cotas nos nós da rede.

3.5 Simulação da rede

Após o término da modelagem em QGIS e AutoCAD Civil 3D, o arquivo em dxf foi transportado para um programa de conversão para o EPANET denominado EPACAD, sendo então salvo em formato. inp, compatível com o EPANET, programa responsável por realizar a simulação hidráulica.

Com devidas identificações feitas no processo de modelagem, usando códigos distintos para nós e trechos, o EPANET é capaz de interpretar os elementos como *junctions* (junções) e *pipes* (tubos).

O EPANET é capaz de gerar mapas de calor, mostrando graficamente a variação dos parâmetros de interesse ao longo da rede. Como critérios de avaliação, os limites para oferta de serviço são:

· Vazão: se há oferta de água a todos os consumidores para atender a demanda calculada;

· Pressão: seguindo as orientações da NBR 12218/1994, as pressões devem estar entre os limites 10 mca (100 kPa) e 50 mca (500 kPa);

· Velocidade: seguindo as indicações da NBR 12218/1994, a velocidade nas tubulações deve estar entre os limites 0,6 m/s e 3,5 m/s;

Assim, desobediência a algum destes critérios resultaria em uma análise que correspondesse às reclamações feitas pelo órgão gestor local, sendo necessária a proposição de uma solução para resolução do problema.

Os resultados no EPANET para os nós são apresentados para carga de pressão (altura piezométrica), dada em metros. A carga de pressão corresponde ao quociente da pressão pelo peso específico do fluido (aproximadamente 10 kN/m³ no caso da água). A correspondência entre pressão em metros de coluna d’água e altura piezométrica em metros é de 1 para 1.

A base deste diagnóstico foi a simulação feita considerando apenas o padrão temporal de consumo. A segunda simulação, considerando também o padrão

temporal de pressão, foi feita apenas para verificar o impacto da variação de pressão de entrada no comportamento geral da rede.

Anteriormente, porém, é essencial analisar a precisão do modelo, validando-o ou não. Esta etapa tem relação com o processo de calibração, que não foi executado neste trabalho.

Pela falta de dados de medição ao longo da rede, analisou-se a validade do modelo de forma qualitativa, observando se ele foi capaz de determinar a existência ou não dos problemas relatados nos locais esperados.

3.6 Proposição de soluções

Uma vez verificada a existência de problemas na rede (não obediência aos critérios estabelecidos), o modelo necessita ser modificado de maneira a projetar uma possível solução.

Na presença de zonas de baixa pressão, verificou-se se apenas a alteração de diâmetro em alguns trechos seria capaz de regularizar as pressões defasadas.

Em geral, aproveita-se a infraestrutura já existente duplicando as tubulações. É preciso recordar, no entanto, que um acréscimo positivo no diâmetro tem um efeito mais significativo na redução da perda de carga do que uma redução na mesma proporção na vazão. Por isso, duplicar o diâmetro de uma tubulação não pode ser considerado equivalente a construir um tubo em paralelo ao primeiro com o mesmo diâmetro.

Assim, as soluções avaliadas não foram descartadas de início por não resolverem este problema em particular.

Também é preciso salientar que as soluções aqui propostas têm por base apenas critérios técnicos de funcionamento da rede para as variáveis relevantes no trabalho. Não foram analisados os custos relacionados a tais propostas.

4 RESULTADOS

4.1 Demandas nodais

A partir dos dados enviados pela CAGECE, com o auxílio de ferramentas do Excel, verificou-se o consumo mensal médio, dividindo-o pelo número de ligações ativas, chegando assim a um valor de consumo médio por ligação (Tabela 5):

Tabela 5 - Consumo mensal, número de ligações ativas e consumo médio por ligação.

Consumo mensal (m³)	Número de ligações ativas	Consumo médio por ligação(L/dia)
187.188,00	14.613	440,56

Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Após isso, calculou-se a vazão de distribuição de acordo com a Equação 14:

$$Q = \frac{(k_1 * k_2 * P * q)}{86400} \tag{14}$$

Após o cálculo da vazão e modelagem, verificou-se a quantidade de nós existentes na rede, dividindo então a vazão encontrada pelo número de nós, chegando assim a um valor de consumo nodal (Tabela 6):

Tabela 6 - Vazão total, quantidade de nós e consumo nodal.

Vazão total (l/s)	Quantidade de nós	Consumo nodal (l/s)
129,99	1.771	0,0734

Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Pelo procedimento já descrito, este consumo nodal foi utilizado para chegar às demandas nodais sem ponderação pelo padrão temporal.

4.2 Padrão temporal

Por meio do sistema monitoramento remoto, a companhia é capaz de coletar os dados de pressão e vazão nas UTRs. Os dados utilizados neste trabalho foram dispostos em uma tabela

Utilizando-se dos demais dados, a média e o desvio padrão calculados para a amostra completa podem ser vistos na Tabela 7:

Tabela 7 - Tratamento estatístico inicial dos dados da UTR-14.

	Pressão (mca)	Vazão (l/s)
Média	33,4	216,66
Desvio padrão	2,46	33,57

Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

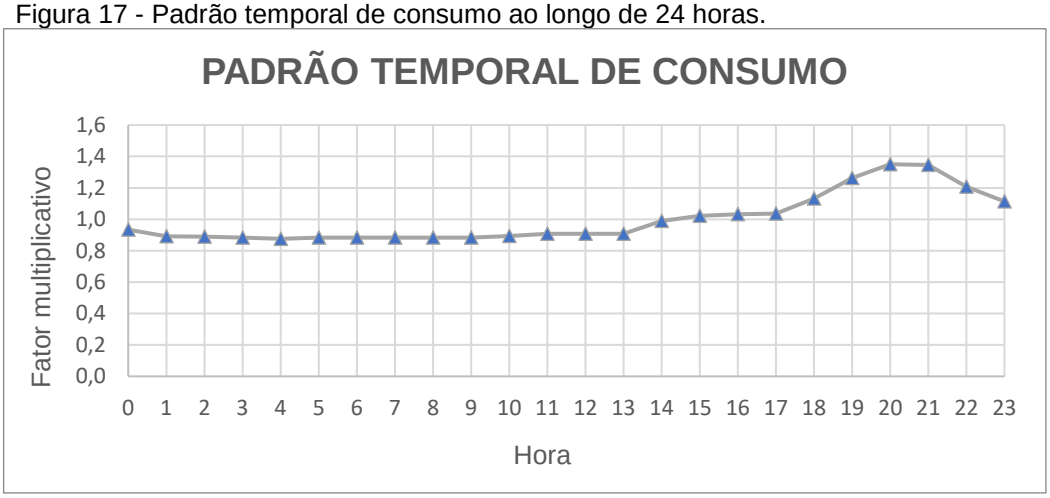
Por fim, calculou-se os fatores multiplicativos para cada hora do dia tanto para os consumos quanto para a pressão de entrada. Os resultados são apresentados nas Tabelas 8 e 9 e nos gráficos das Figuras 17 e 18:

Tabela 8 - Fatores multiplicativos de consumo por hora do dia.

FATORES MULTIPLICATIVOS - CONSUMO			
00:00:00	0,9345	12:00:00	0,9083
01:00:00	0,8917	13:00:00	0,9082
02:00:00	0,8886	14:00:00	0,9900
03:00:00	0,8824	15:00:00	1,0210
04:00:00	0,8758	16:00:00	1,0327
05:00:00	0,8831	17:00:00	1,0365
06:00:00	0,8827	18:00:00	1,1327
07:00:00	0,8827	19:00:00	1,2634
08:00:00	0,8824	20:00:00	1,3506
09:00:00	0,8826	21:00:00	1,3466
10:00:00	0,8933	22:00:00	1,2079
11:00:00	0,9083	23:00:00	1,1138

Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Figura 17 - Padrão temporal de consumo ao longo de 24 horas.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Pode-se afirmar que o padrão temporal de consumo apresenta uma linha média de tendência semelhante a geralmente assumida em projetos, mas que existem altas repentinas em alguns horários tidos como de pico de consumo. Pode-se observar um crescimento no consumo a partir das 13h.

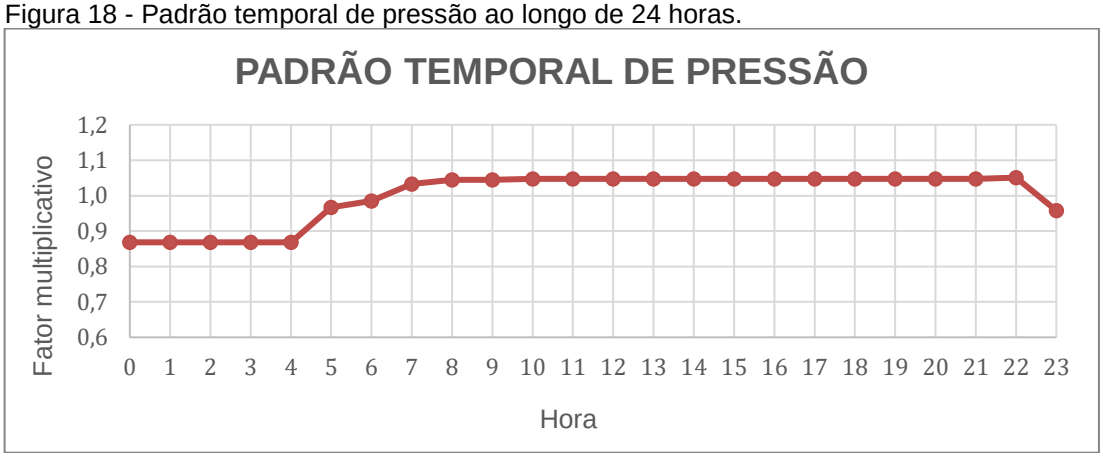
De qualquer forma, observa-se que existe uma pequena variação horária tendo em vista que os fatores multiplicativos estão inseridos no intervalo de 1,35 a 0,88. Entende-se, então, que este padrão temporal ainda é passível de ser usado com confiabilidade adequada.

Tabela 9 - Fatores multiplicativos de pressão de entrada por hora do dia.

FATORES MULTIPLICATIVOS - PRESSÃO			
00:00:00	0,8683	12:00:00	1,0479
01:00:00	0,8683	13:00:00	1,0479
02:00:00	0,8683	14:00:00	1,0479
03:00:00	0,8683	15:00:00	1,0479
04:00:00	0,8683	16:00:00	1,0479
05:00:00	0,9671	17:00:00	1,0479
06:00:00	0,9850	18:00:00	1,0479
07:00:00	1,0329	19:00:00	1,0479
08:00:00	1,0449	20:00:00	1,0479
09:00:00	1,0449	21:00:00	1,0479
10:00:00	1,0479	22:00:00	1,0509
11:00:00	1,0479	23:00:00	0,9581

Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Figura 18 - Padrão temporal de pressão ao longo de 24 horas.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

A curva descrita pelo padrão temporal de pressão também está coerente com o que é normalmente observado: pressão menor nas horas da madrugada e maior nas horas de pico.

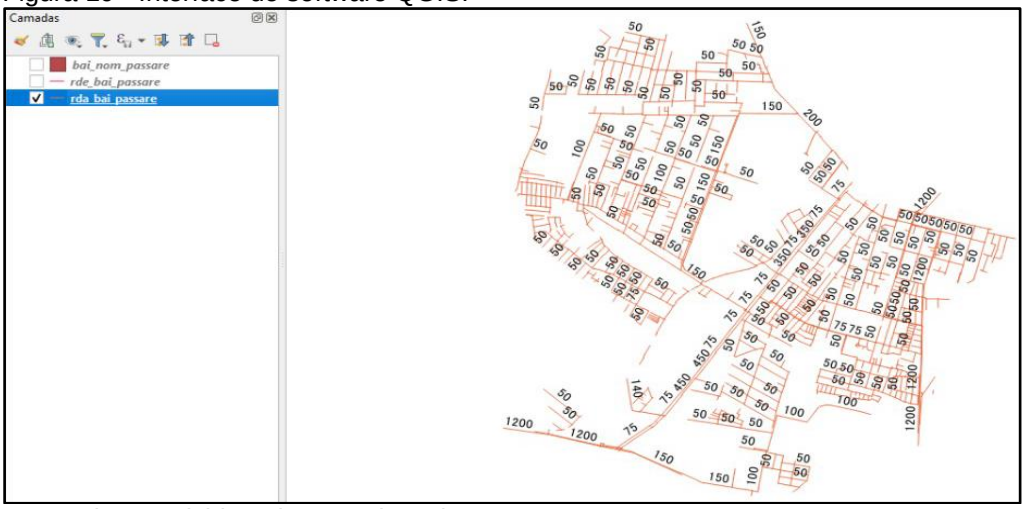
No período de maior consumo durante o dia, as tubulações estão carregadas com maior pressão para que, mesmo com todos utilizando água ao mesmo tempo, os imóveis permaneçam abastecidos. Porém, com maior pressão na rede se potencializa as perdas de água por vazamentos.

Na gestão da demanda da madrugada, a rede de distribuição mantém o fornecimento, porém, com menor pressão, evitando perdas de água.

4.3 Modelagem dos componentes físicos

O processo inicial para a construção do esqueleto da rede se deu com a visualização das camadas coletadas junto à CAGECE. Na Figura 19 pode-se visualizar a interface do programa com a geometria das redes.

Figura 19 - Interface do software QGIS.

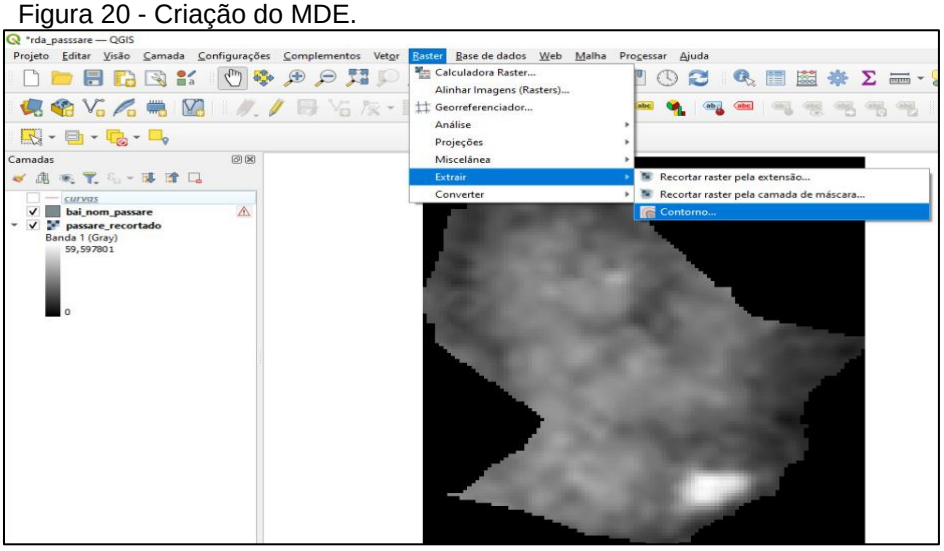


Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

O QGIS permite a aquisição automática de dados geográficos adotando um padrão de georreferenciamento (no caso, SIRGAS 2000).

Foi adicionado um *raster*, obtido do IPECE com as altitudes a cada metro da zona para criação do Modelo Digital de Elevação (MDE), juntamente com *shapefile* dos limites do bairro. No menu *raster* do programa, foi usado a ferramenta “extrair” e em seguida selecionado “contorno” para gerar as curvas de nível em 2D. Conforme a Figura 20 abaixo representando o processo descrito.

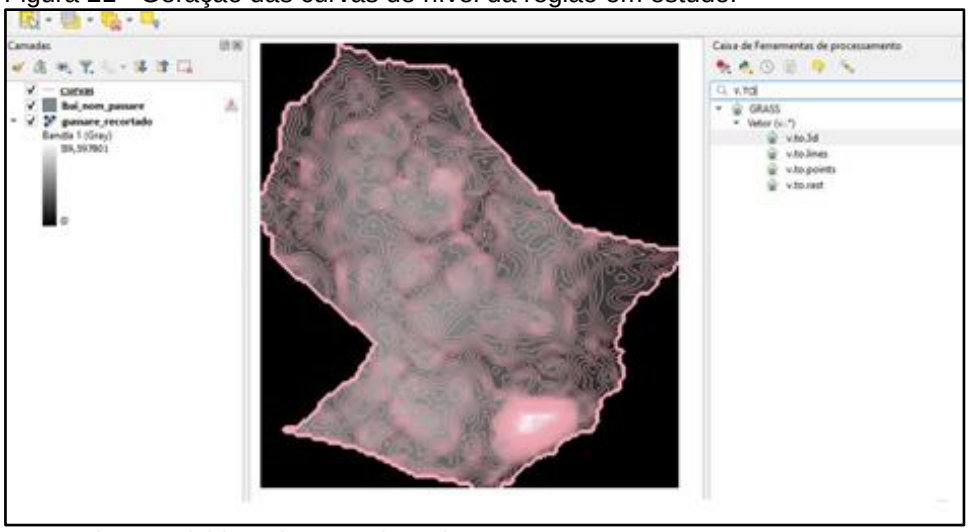
Figura 20 - Criação do MDE.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Após isso, a partir do comando *"v.to.3d"* presente na caixa de ferramentas do QGIS foram finalmente geradas as curvas de nível em 3D, sendo assim exportadas em formato dxf para o AutoCAD Civil 3D (Figura 21).

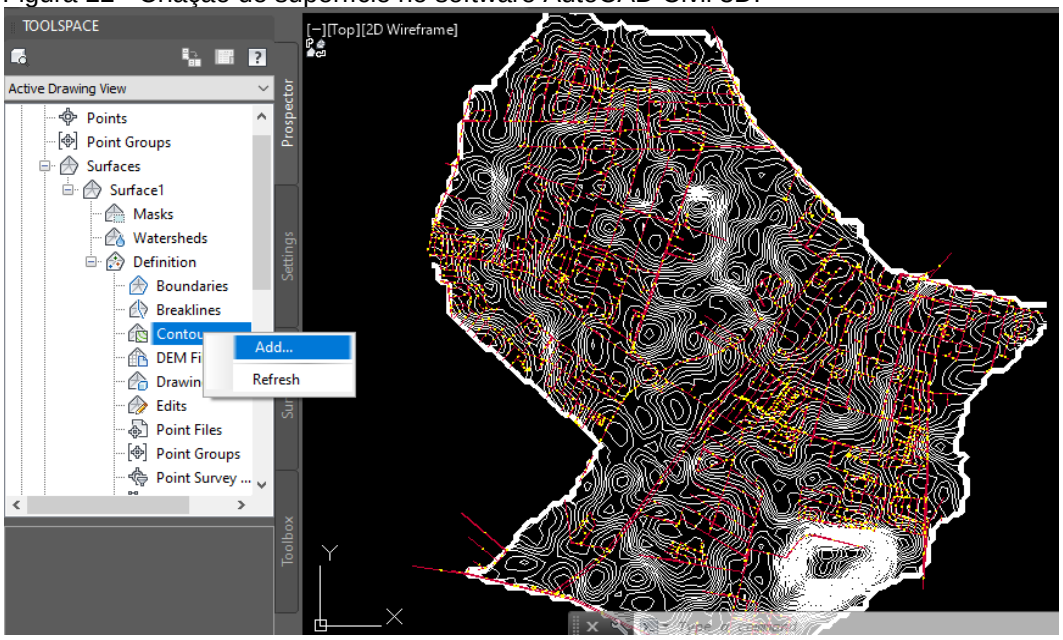
Figura 21 - Geração das curvas de nível da região em estudo.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

No Civil 3D, com o arquivo das curvas de nível obtidas no QGIS, foi usado o comando *surface,* em seguida adicionado as *"contours"* para gerar a superfície do terreno em estudo. Tendo isso e o traçado da rede com respectivos comprimentos, a partir do comando *feature lines* foi possível a inserção automática das cotas nos nós da rede (Figura 22).

Figura 22 - Criação de superfície no software AutoCAD Civil 3D.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Após esse procedimento, fez-se necessário realizar um tratamento na rede em trechos fora da superfície e nós que apresentavam cotas zeradas, através de uma análise em arquivo de apoio georreferenciado do Civil 3D, foi possível corrigir os erros encontrados, obtendo a rede final que será transportada para simulação no EPANET (Figura 23).

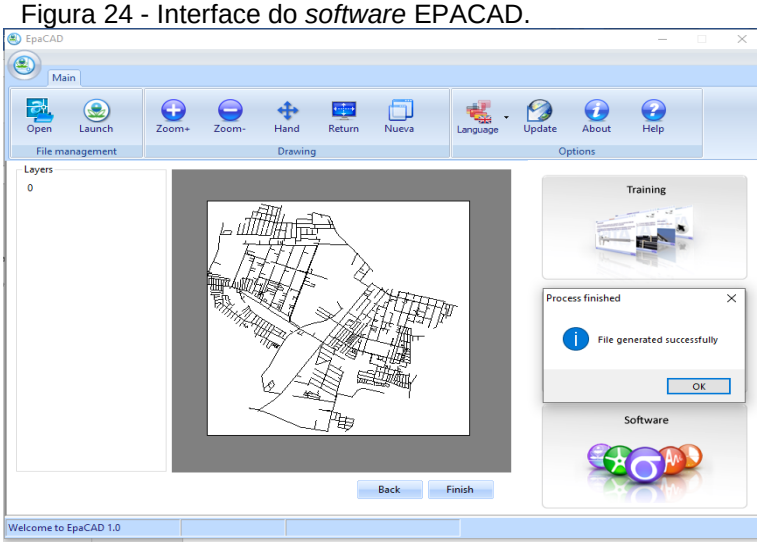
Figura 23 - Rede inicial (esquerda) e rede final para simulação (direita).

Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

4.4 Simulação da rede

Após a conclusão da modelagem e do cálculo das demandas nodais, as informações acerca das demandas foram sintetizadas em forma de uma única planilha. O arquivo da rede foi salvo no formato em dxf e convertido no EPACAD (Figura 24) em formato inp, no qual é adequado para ser aberto pelo programa EPANET.

Figura 24 - Interface do *software* EPACAD.

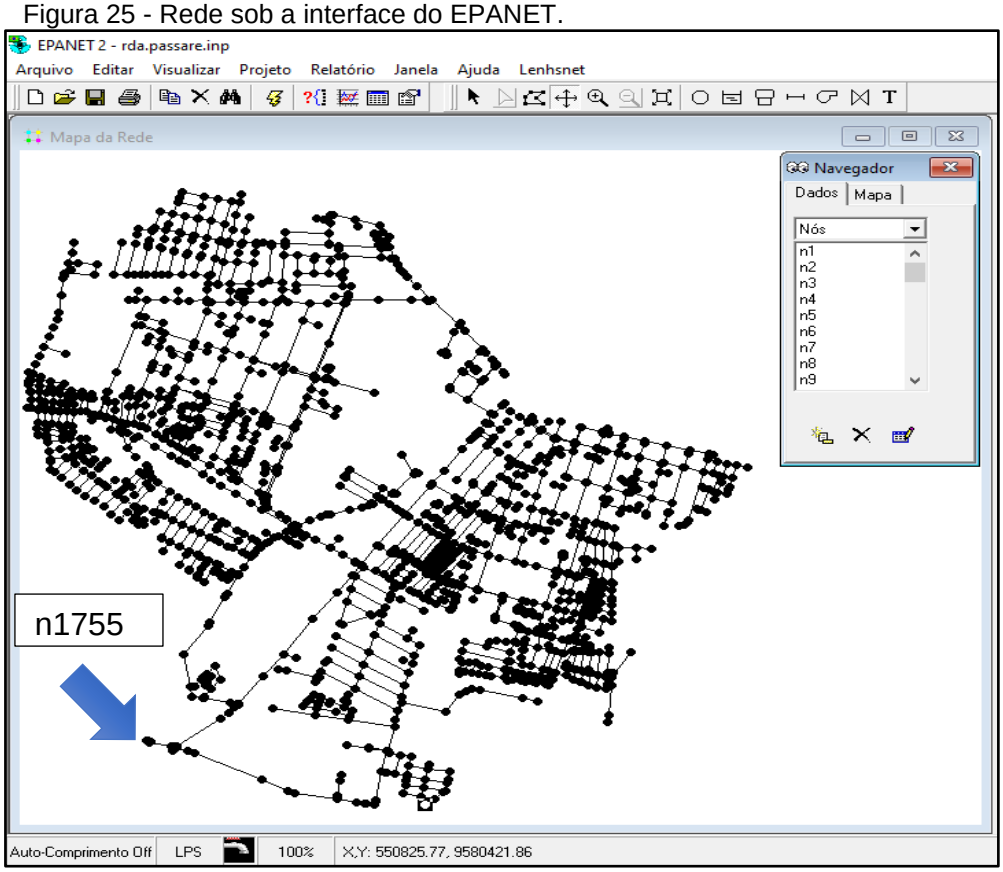


Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Depois da conversão para um formato compatível com o EPANET, o arquivo foi então levado para o *software*.

A rede sob a interface do programa pode ser visualizada na Figura 25:

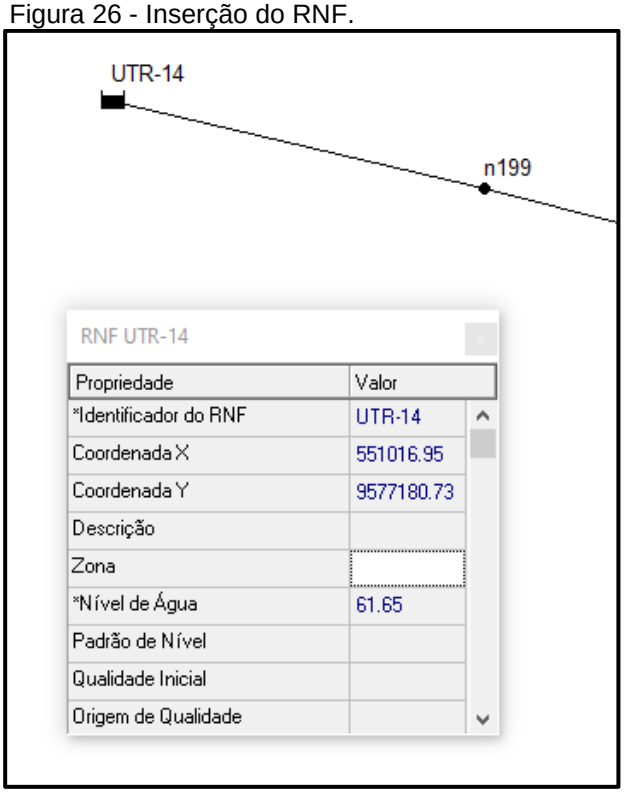
Figura 25 - Rede sob a interface do EPANET.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Antes de executar a primeira simulação, foi necessário substituir o nó 1755 por um RNF. Segundo a CAGECE, a adutora apresenta uma pressão média de 30,15 mca. Assim, foi inserido um reservatório com carga total de 61,65 m, já somando a cota de 31,5 m do nó 1755, e o tubo que conecta o reservatório ao nó 199 (trecho 1) foi inserido com 450 mm de diâmetro. A Figura 26 mostra a inserção do RNF no EPANET:

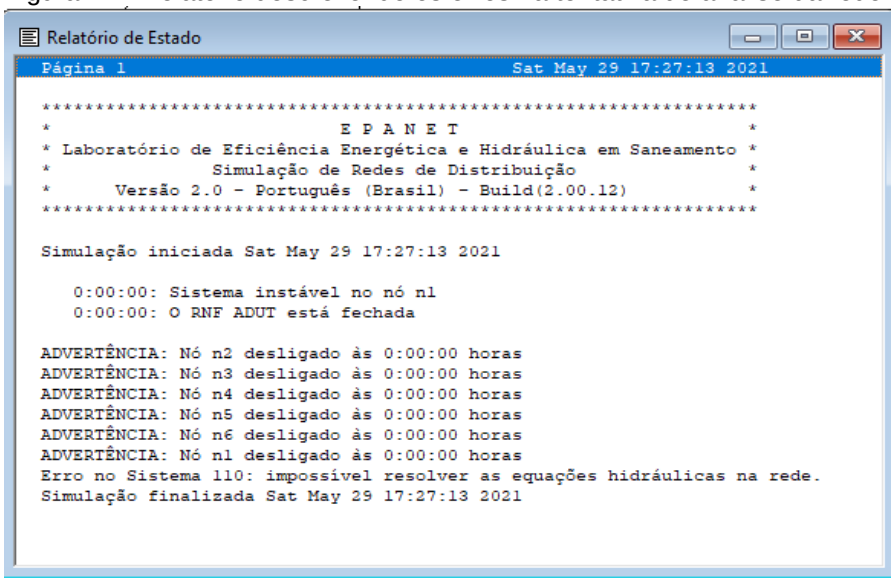
Figura 26 - Inserção do RNF.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Como resultado da primeira simulação, o programa lançou um relatório explicitando os pontos onde houve algum erro (Figura 27):

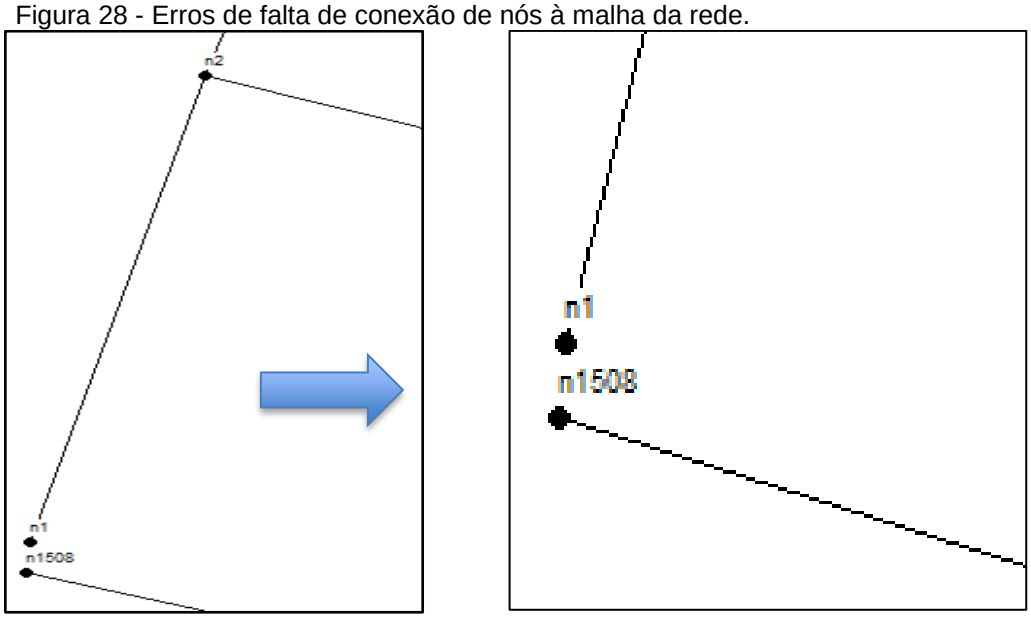
Figura 27 - Relatório descrevendo os erros na tentativa de análise da rede.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

O programa apontou a falta de conexão dos nós n1 ao n6 com a malha da rede. Ao checar esta ocorrência no EPANET, verifica-se que a conexão aparente em uma vista mais distante não se confirma ao ampliar a região do problema (Figura 28):

Figura 28 - Erros de falta de conexão de nós à malha da rede.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

As correções que foram realizadas para adequar o modelo estão descritas no Quadro 4. Estas foram incorporadas à planilha de dados, para atualizar as demandas nodais.

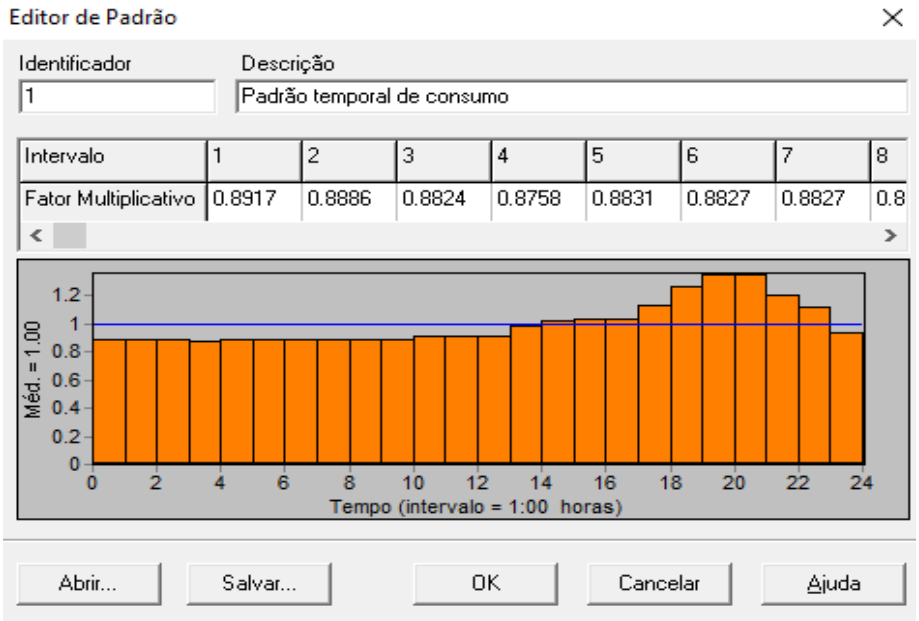
Quadro 4 - Correções feitas após primeira tentativa de simulação.

Trecho	Criado / Excluído	Extensão original / final (m)	Diâmetro (mm)	Material	Nó 1	Nó 2
8	Excluído	27,03	50	PVC	n1	n2
11	Criado	27,03	50	PVC	n1508	n2

Fonte: desenvolvido pelo autor (2021).

Em seguida, foi inserido no programa os padrões temporais obtidos pelos dados da UTR-14 (ver seção 4.2). O padrão temporal de consumo sob a interface do EPANET pode ser visto na Figura 29:

Figura 29 - Padrão temporal de consumo inserido no EPANET.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

O padrão temporal de pressão precisou ser ajustado já que ele incide sobre a carga total do reservatório, que corresponde à soma da pressão (nível d'água) e da cota da base do reservatório. O passo a passo é descrito a seguir:

· Foi calculada a pressão de entrada em cada hora pela multiplicação do fator respectivo encontrado na Tabela 9 por 30,15 m;

· Somou-se aos resultados anteriores o valor da cota de 31,5 m;

· Dividiu-se os valores encontrados por 61,65 m (carga total média do RNF).

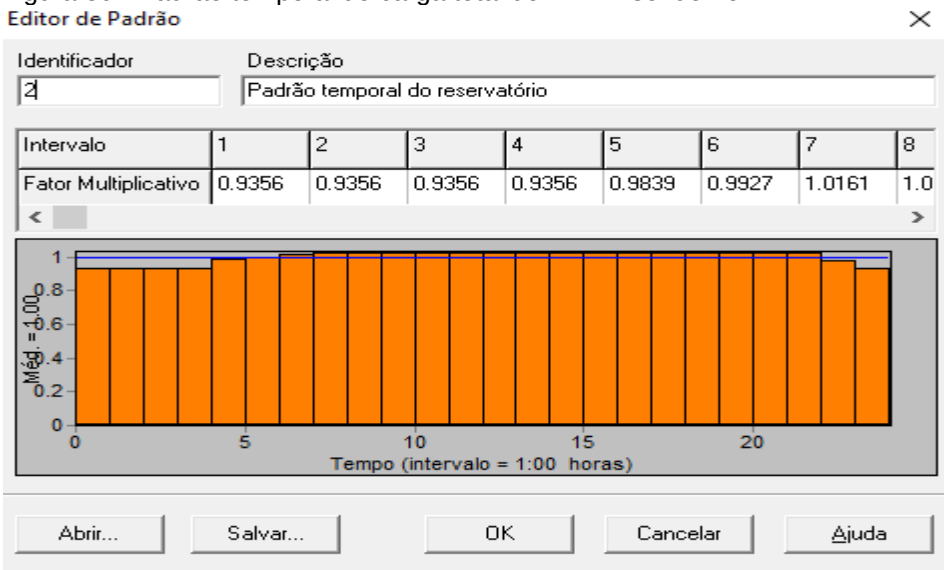
A Tabela 10 e a Figura 30 apresentam os novos fatores multiplicativos para a carga total do RNF:

Tabela 10 - Fatores multiplicativos de carga total do RNF por hora do dia.

FATORES MULTIPLICATIVOS POR HORA			
00:00:00	0,9356	12:00:00	1,0234
01:00:00	0,9356	13:00:00	1,0234
02:00:00	0,9356	14:00:00	1,0234
03:00:00	0,9356	15:00:00	1,0234
04:00:00	0,9356	16:00:00	1,0234
05:00:00	0,9839	17:00:00	1,0234
06:00:00	0,9927	18:00:00	1,0234
07:00:00	1,0161	19:00:00	1,0234
08:00:00	1,0220	20:00:00	1,0234
09:00:00	1,0220	21:00:00	1,0234
10:00:00	1,0234	22:00:00	1,0249
11:00:00	1,0234	23:00:00	0,9795

Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Figura 30 - Padrão temporal de carga total do RNF inserido no EPANET.



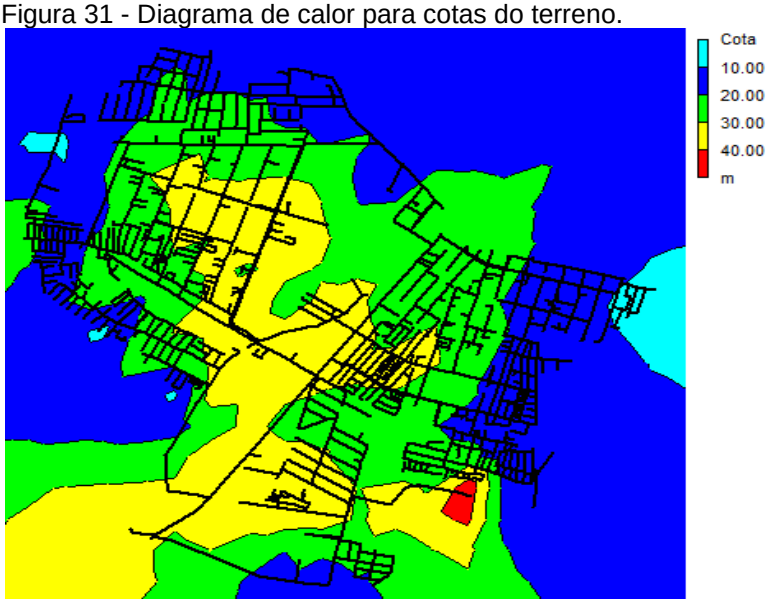
Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Uma vez simulada a rede no EPANET, é permitido visualizar os atributos desejados para os nós e os trechos da rede. Como já discutido, os parâmetros analisados neste trabalho foram pressão e velocidade.

Como não foi atribuído em um primeiro momento um padrão temporal para a carga do RNF, as horas do dia de menor e maior vazão apresentaram, respectivamente, as maiores e menores pressões ao longo da rede. Assim, a avaliação foi focada às 4:00 da manhã, hora de menor vazão na rede, e às 8:00 da noite, hora de maior vazão na rede.

Em segundo momento, foi avaliada a influência da variação de pressão de entrada na rede pela aplicação do padrão temporal ao RNF. Uma importante informação para aferir o comportamento de uma rede e verificar a coerência dos dados simulados é a altimetria do terreno. O diagrama de calor gerado no EPANET (Figura 31) ilustra a variação de altitude no terreno:

Figura 31 - Diagrama de calor para cotas do terreno.

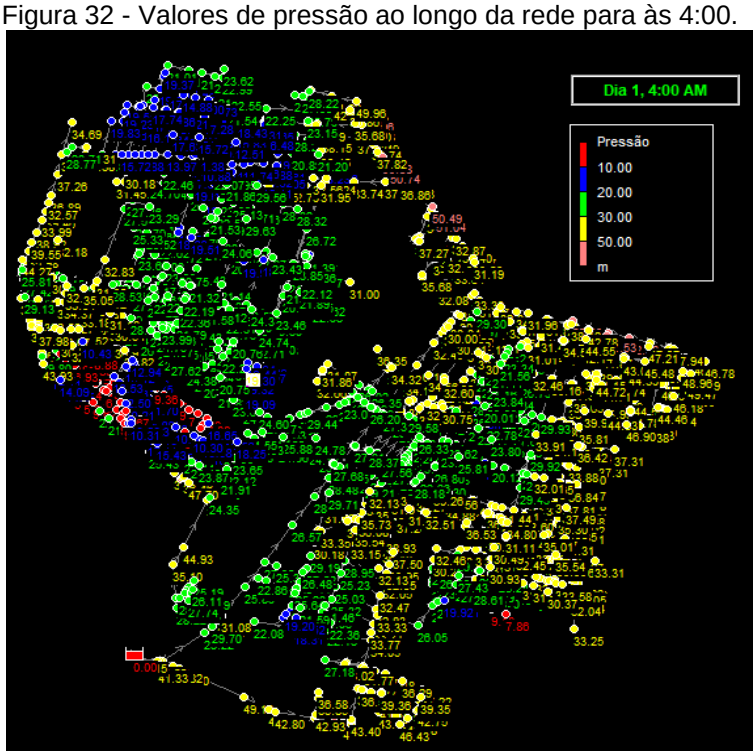


Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

4.4.1 Simulação às 4:00

Mesmo sendo a hora de menor vazão, alguns pontos ao longo da rede apresentaram pressão inferior à 10 mca (lembrando da equivalência de 1 para 1 entre pressão em metros de coluna d'água e carga de pressão em metros), como mostra a Figura 32:

Figura 32 - Valores de pressão ao longo da rede para às 4:00.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

A Tabela 11 resume as características observadas na simulação para este horário. É possível observar que mesmo na hora de menor consumo, aproximadamente 3% da rede apresentou pressões fora da normativa.

Tabela 11 - Características de pressão nos nós para simulação às 4:00.

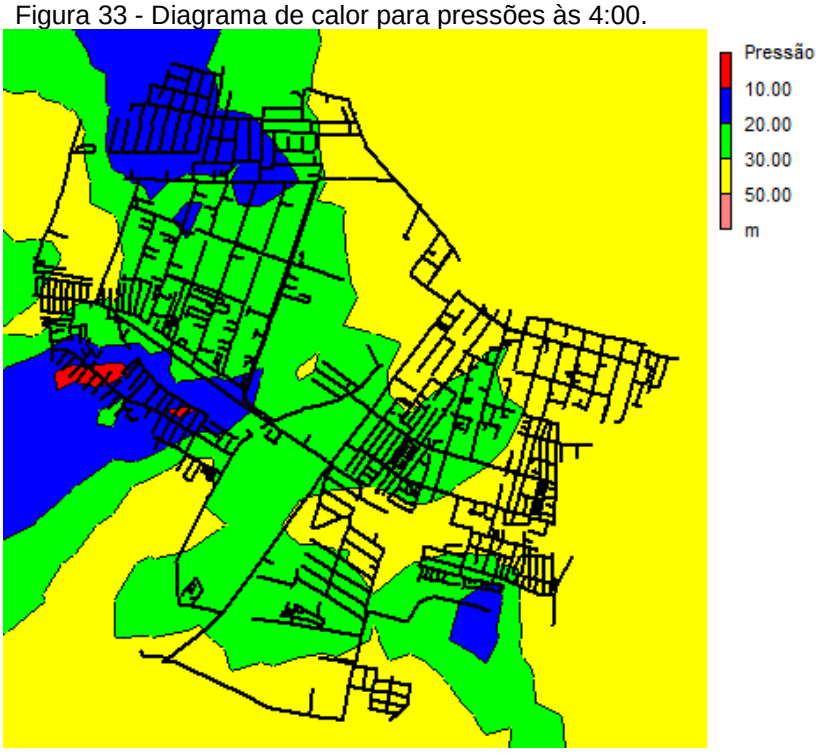
CARACTERISTICAS DE PRESSÃO PARA 4:00					
Pressão (mca)	**Abaixo de 10**	**Entre 10 e 20**	**Entre 20 e 30**	**Entre 30 e 50**	**Acima de 50**
Quantidade de nós	45	187	733	793	13
Pressão mínima (mca)	4,04	10,03	20,00	30,00	50,49
Pressão máxima (mca)	9,88	19,97	29,99	49,96	54,96
Média	7,82	16,50	25,29	39,27	52,12
Porcentagem (%)	**2,54%**	**10,56%**	**41,39%**	**44,78%**	**0,73%**

Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Apesar disso, aproximadamente 40% da rede apresentou pressões entre 20 e 30 mca. Isto indica que o sistema é muito robusto, uma vez que uma alteração não tão grande da pressão de entrada ou de vazão na rede não faria com que surgissem áreas com pressões abaixo da norma.

A visualização das regiões de alta pressão fica mais evidente ao olhar a Figura 33.

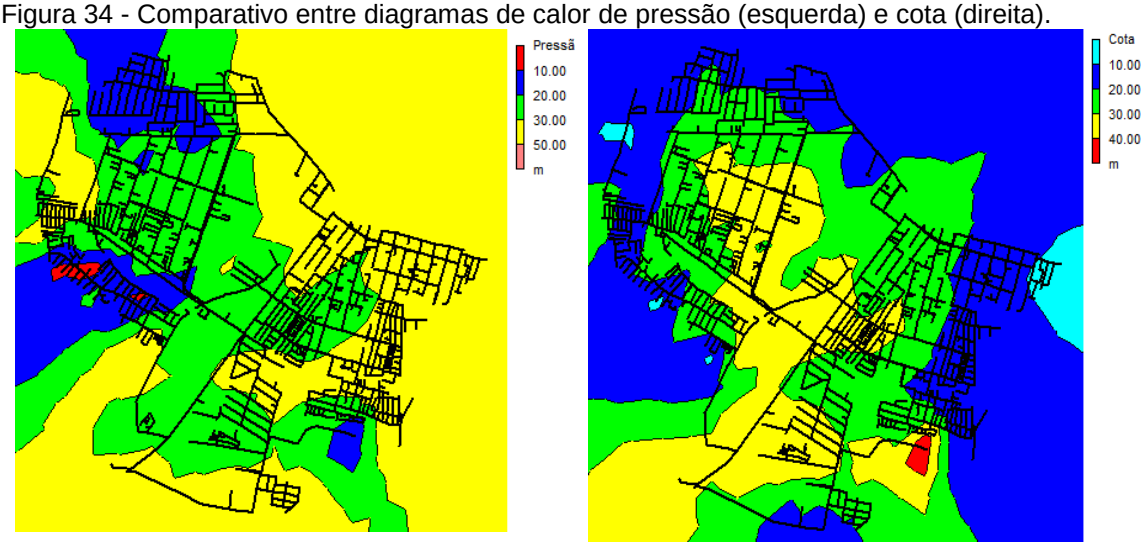
Figura 33 - Diagrama de calor para pressões às 4:00.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Nota-se que comparando o diagrama de pressão e o de cotas (Figura 34), que em regiões mais altas apresentam menor pressão, como é normalmente observado.

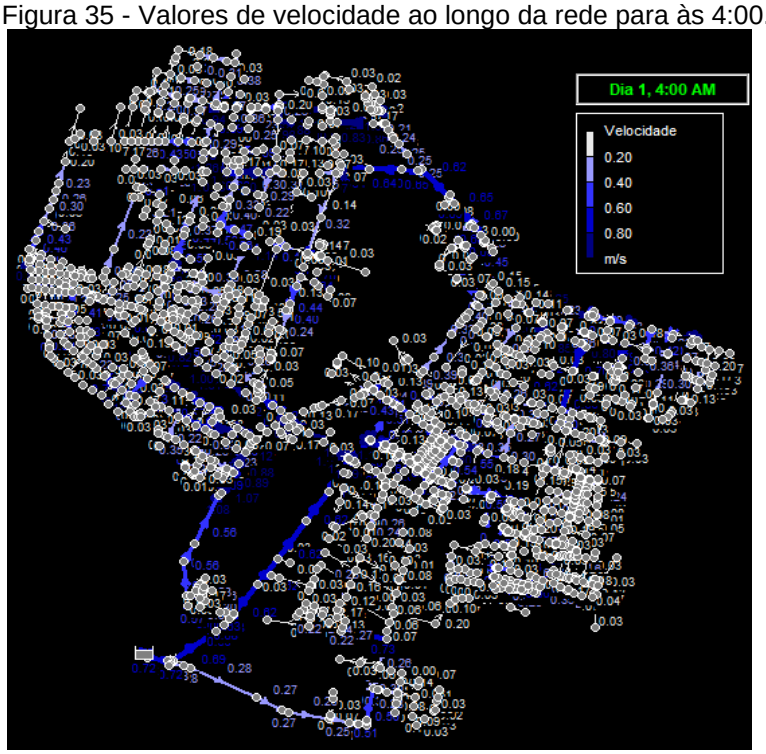
Figura 34 - Comparativo entre diagramas de calor de pressão (esquerda) e cota (direita).



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Já para a outra variável analisada, a velocidade de escoamento, a simulação gerou os valores exibidos na Figura 35. Estes estão resumidos na Tabela 12, que se encontra mais abaixo. Pode-se verificar que a maior parte da rede apresentou velocidades abaixo da normativa de 0,6 m/s.

Figura 35 - Valores de velocidade ao longo da rede para às 4:00.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Tabela 12 - Características de velocidade nos trechos para simulação às 4:00.

CARACTERÍSTICAS DE VELOCIDADE PARA 4:00					
Velocidade (m/s)	**Abaixo de 0,2**	**Entre 0,2 e 0,4**	**Entre 0,4 e 0,6**	**Entre 0,6 e 0,8**	**Acima de 0,8**
Quantidade de trechos	1087	381	182	129	126
Velocidade mínima (m/s)	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80
Velocidade máxima (m/s)	0,19	0,39	0,59	0,79	9,59
Média	0,10	0,30	0,50	0,70	5,20
Porcentagem (%)	**57,06%**	**20,00%**	**9,55%**	**6,77%**	**6,61%**

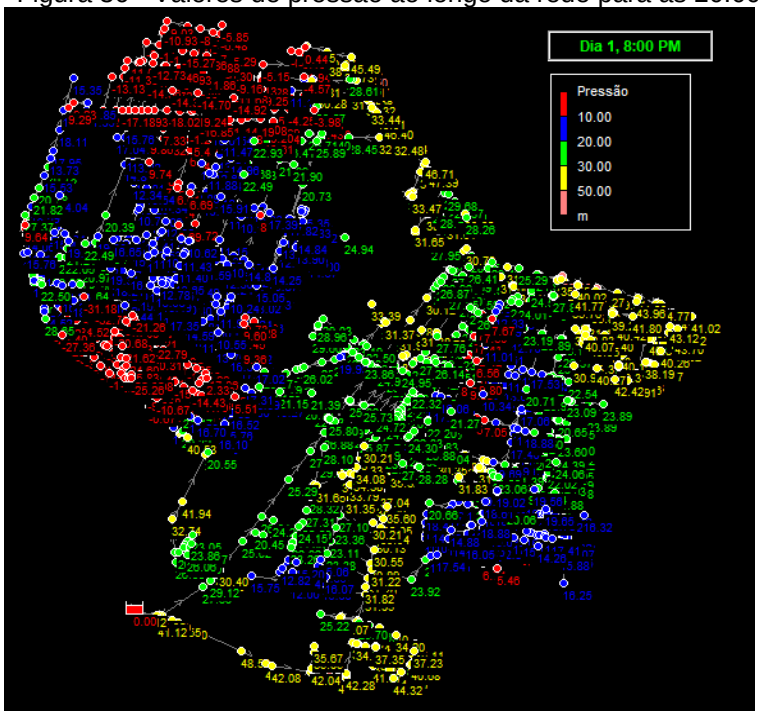
Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Pela tabela é possível observar que aproximadamente 86% da rede apresenta velocidade de escoamento abaixo de 0,6 m/s, pois se trata do período de menor consumo, ou seja, menor vazão sendo transportada pelas tubulações.

4.4.2 Simulação às 20:00

A seguir são mostrados os resultados para as pressões nos nós (Figura 36) para o horário de maior consumo da rede, juntamente com uma tabela resumindo os dados registrados pelo EPANET (Tabela 13):

Figura 36 - Valores de pressão ao longo da rede para às 20:00.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Tabela 13 - Características de pressão nos nós para simulação às 20:00.

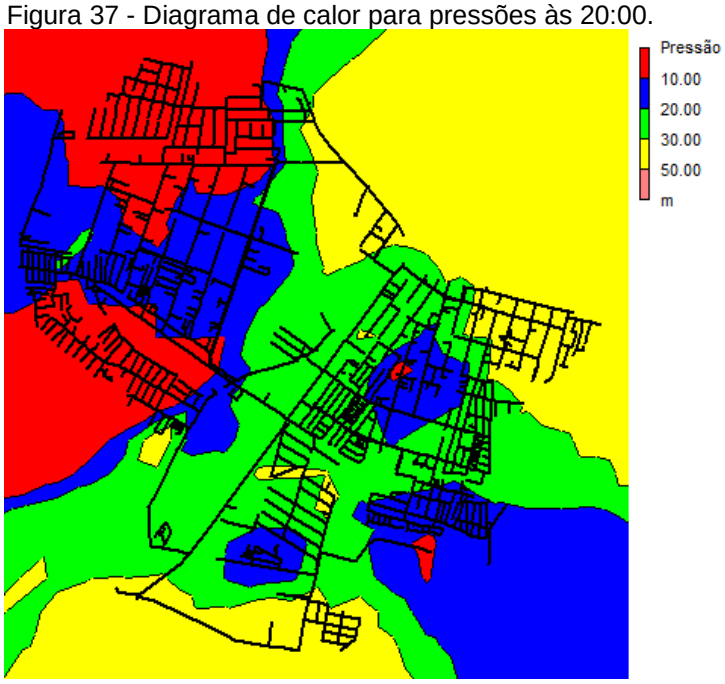
CARACTERISTICAS DE PRESSÃO PARA 20:00					
Pressão (mca)	**Abaixo de 10**	**Entre 10 e 20**	**Entre 20 e 30**	**Entre 30 e 50**	**Acima de 50**
Quantidade de nós	300	594	571	301	5
Pressão mínima (mca)	-36,36	10,00	20,00	30,02	50,03
Pressão máxima (mca)	9,99	19,96	24,41	49,85	51,51
Média	-15,86	15,28	25,54	37,86	50,76
Porcentagem (%)	**16,94%**	**33,54%**	**32,24%**	**17,00%**	**0,28%**

Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Desta vez, quase 17% dos nós apresentaram pressão abaixo de 10 mca, dentre estes, nós com pressões negativas, o que pode causar intermitência no serviço ou até mesmo desabastecimento em alguns pontos da rede. Fica claro que o acréscimo de demanda do horário de pico, é o suficiente para fazer com que a rede apresente pressão insatisfatória.

O diagrama de calor para este horário, mostrado na Figura 37, evidencia ainda mais os focos de pressão mais baixa:

Figura 37 - Diagrama de calor para pressões às 20:00.

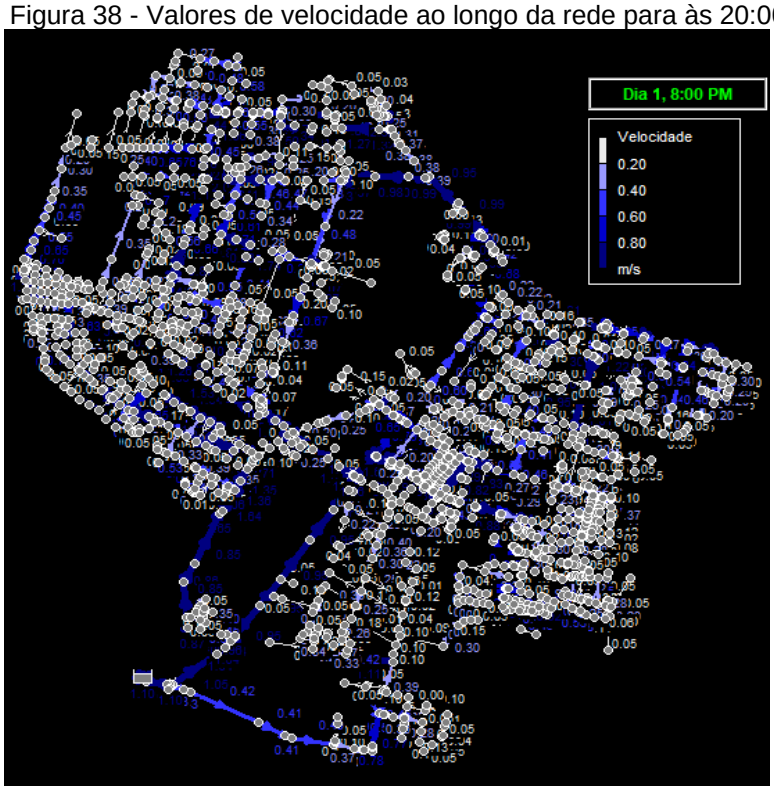


Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Novamente, fica evidente a relação entre as regiões de pressão baixa e a topografia do terreno.

A seguir são mostrados os valores de velocidade de escoamento ao longo da rede (Figura 38) e o resumo dos dados gerados por simulação (Tabela 14):

Figura 38 - Valores de velocidade ao longo da rede para às 20:00.



Fonte: Desenvolvida pelo autor (2021).

Tabela 14 - Características de velocidade nos trechos para simulação às 20:00.

CARACTERÍSTICAS DE VELOCIDADE PARA 20:00					
Velocidade (m/s)	**Abaixo de 0,2**	**Entre 0,2 e 0,4**	**Entre 0,4 e 0,6**	**Entre 0,6 e 0,8**	**Acima de 0,8**
Quantidade de trechos	878	371	214	134	308
Velocidade mínima (m/s)	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80
Velocidade máxima (m/s)	0,19	0,39	0,59	0,79	14,62
Média	0,08	0,29	0,48	0,71	1,95
Porcentagem (%)	**46,09%**	**19,48%**	**11,23%**	**7,03%**	**16,17%**

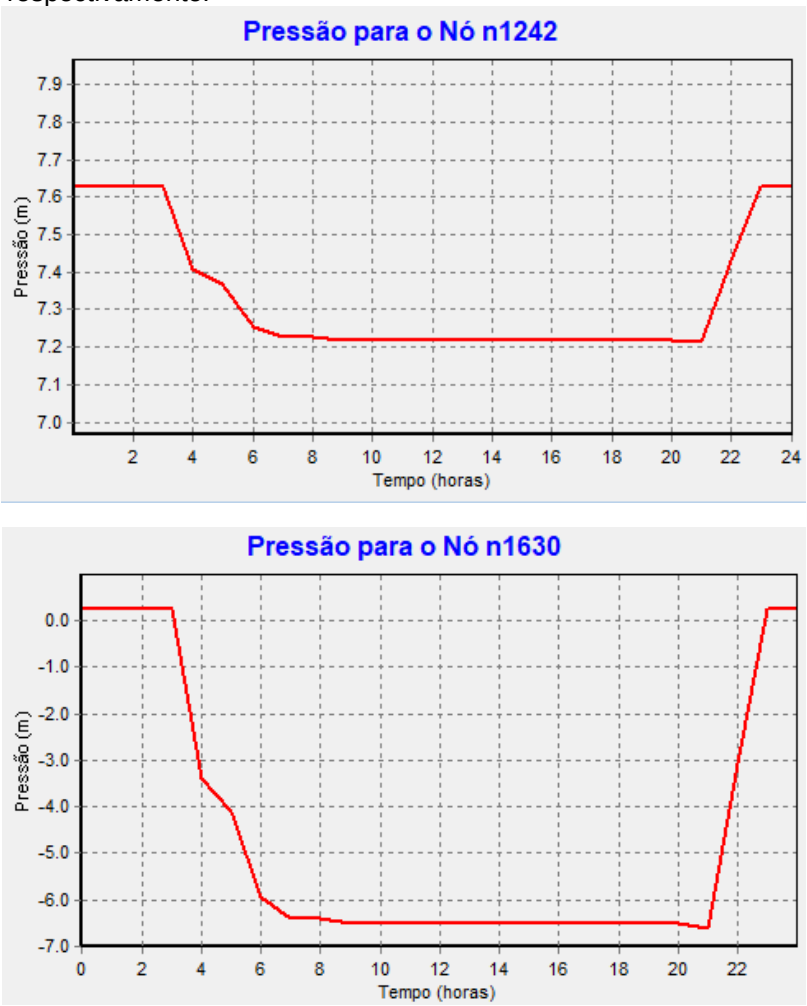
Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Com a vazão maior por ser o período de maior demanda, houve um aumento na quantidade de trechos com velocidade de escoamento igual ou superior à 0,6 m/s, chegando a mais de 23%, valor que é, no entanto, ainda baixo.

4.4.3 Simulação com pressão de entrada variável

Para a última fase de simulação, utilizou-se o padrão temporal da Tabela 10. A Figura 39 mostra as séries temporais para carga de pressão no nó 1242 (de pressão mais baixa na rede) considerando a primeira simulação e nó 1630 (de pressão negativa) na segunda simulação:

Figura 39 - Séries temporais de pressão para nó 1242 e 1630, respectivamente.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

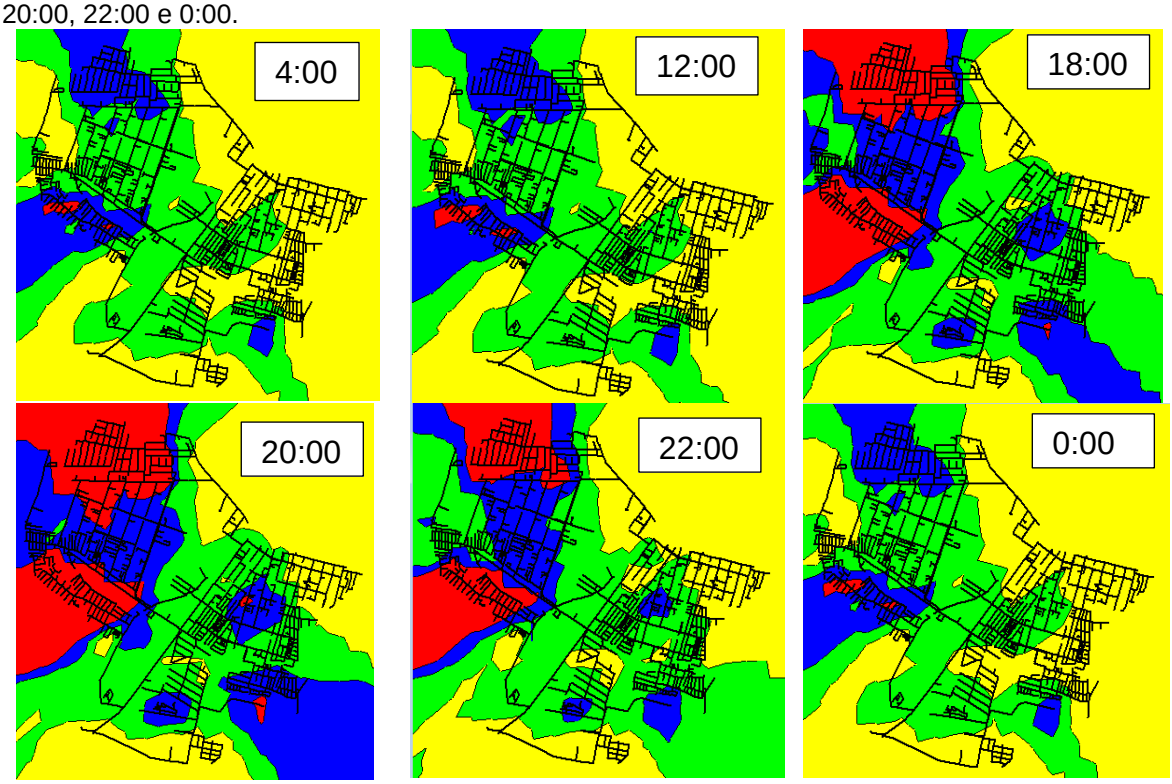
Observa-se que houve uma alteração razoável na forma de variação da pressão ao longo do dia. As horas de maiores pressões se deram a partir das 20h, mas às 6:00 registraram-se as menores pressões.

A mudança mais notável, no entanto, se dá na amplitude de valores. Para o nó 1242, enquanto a primeira simulação mostra uma oscilação entre mínimos e máximos não maior que 1 m, no nó 1630 esta amplitude de oscilação passa a ser de quase 7 m na segunda simulação.

4.5 Resumo das simulações

Os diagramas de calor para vários horários são mostrados na Figura 40 (mesmo padrão de legenda adotado para os outros diagramas):

Figura 40 - Diagramas de calor para pressão ao longo da rede nos horários: 4:00, 12:00, 18:00, 20:00, 22:00 e 0:00.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Tendo por base as simulações realizadas apenas com o padrão temporal de consumo, notou-se que a rede apresenta sérios problemas de pressão para todas as horas do dia, variando entre 3% (na hora de menor demanda) e 18% (na hora de maior demanda) a extensão da rede com serviço inapropriado.

Verifica-se também que há uma baixa velocidade de escoamento ao longo de quase toda a rede, a equação da continuidade ($Q = v * A$) explica a constatação pois nas horas da madrugada (menor consumo) a vazão é menor, logo a velocidade também será. Já nos horários de pico (maior consumo) tem-se maior vazão, consequentemente maior velocidade de escoamento da água.

Apesar de ser possível traçar um diagnóstico com alguma confiança que atente para a ocorrência destes problemas, uma vez que a rede, ao ser simulada, apresentou deficiências de pressão nas regiões de cota mais alta, como era esperado de acordo com a informação da CAGECE, os valores encontrados não puderam ser comparados aos valores de medição reais pela falta de dados, e mesmo após serem

comparados, o modelo ainda necessitaria de um estudo de calibragem de vazão e rugosidade para estar completamente finalizado.

Por fim, enquanto em horários da madrugada dois nós apresentaram pressão abaixo do limite de 10 mca, nos horários de maior pressão e maior demanda uma porção considerável da rede apresentou pressões negativas.

Não seria improvável afirmar que pode haver situações de desabastecimento em algumas regiões da rede, o que poderia ser atestado, possivelmente, após o modelo estar concluído e devidamente calibrado.

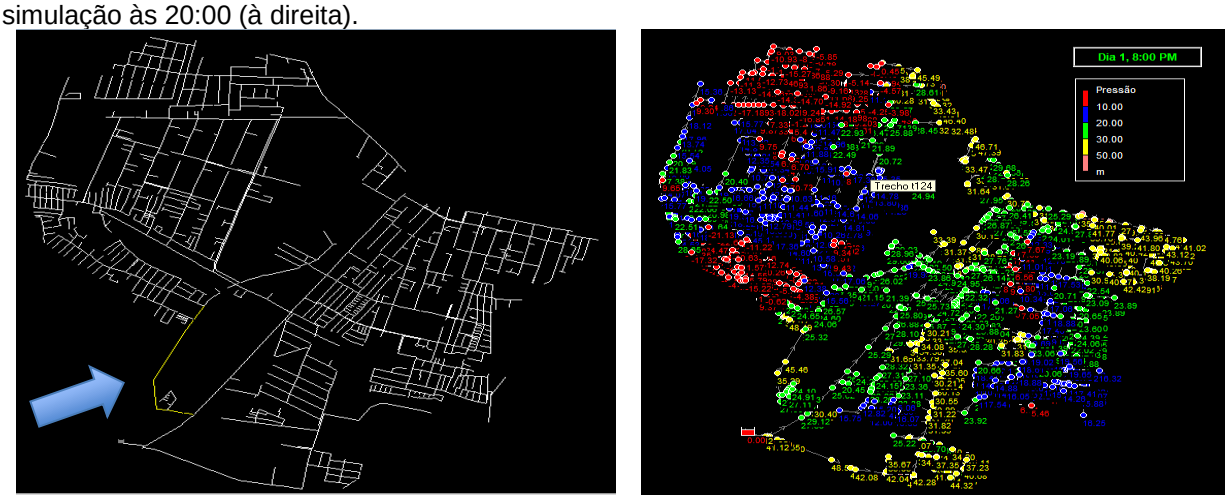
4.6 Proposta de solução

Como já comentado, a proposição de uma solução teve por base os resultados obtidos em simulação considerando apenas o padrão temporal de demanda pelos motivos expostos anteriormente. Porém, reflexões que levaram em consideração a sensibilidade do sistema à mudança de pressão de entrada também constam neste estudo.

4.6.1 Alteração de diâmetros

Inicialmente, foram alterados os diâmetros de alguns dos trechos do ramal a esquerda da linha principal para um imediatamente superior. Assim, os trechos de 140 mm foram mudados para 200 mm, e os trechos de 100 mm foram mudados para 150 mm. Estes trechos estão expostos na Figura 41 junto ao resultado da simulação às 20:00:

Figura 41 - 1º cenário: trechos alterados em amarelo (à esquerda) e resultados correspondentes da simulação às 20:00 (à direita).



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Pode-se notar que ainda existem focos de baixa pressão. Verificou-se rapidamente pelo EPANET que a simples alteração individual dos trechos conectados a esses nós não fazia com que neles fosse atingida a pressão mínima.

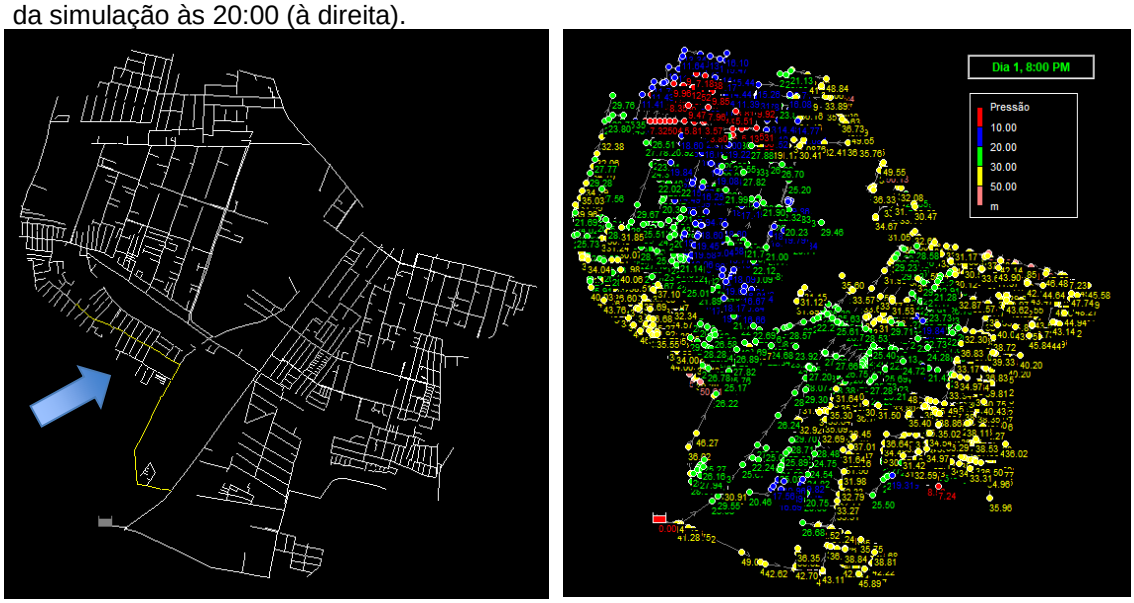
Para a segunda tentativa, foram mantidos os mesmos diâmetros dos trechos da primeira tentativa, mas desta vez os trechos subsequentes do ramal, foram alterados de acordo com o Quadro 5. Esta segunda tentativa está exposta na Figura 42:

Quadro 5 - Alterações realizadas para a segunda tentativa.

Trechos	Diâmetro original (mm)	Diâmetro final(mm)	Material
1501 e 1502	75	150	PVC
1503 a 1516	75	100	PVC
1517 a 1524	50	75	PVC

Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Figura 42 - 2º cenário: trechos alterados em amarelo (à esquerda) e resultados correspondentes da simulação às 20:00 (à direita).



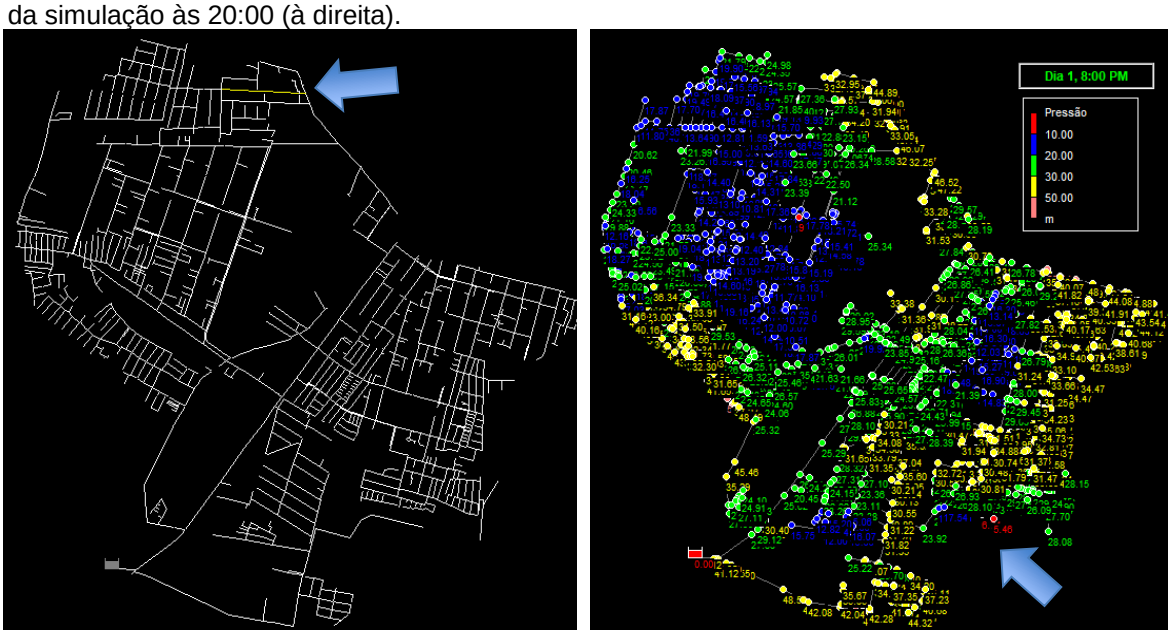
Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Pode-se observar que ainda existem pontos de baixa pressão na região norte e a esquerda da linha principal, mas verificou-se que já não existem nós com pressões negativas e que com essa alteração houve uma redução de quase 50% de nós com pressões abaixo da norma.

Para a terceira tentativa foram duplicados os diâmetros dos trechos 68 ao 73 da região que ainda permaneceram com focos de baixa pressão (Figura 43) de 50 para 100 mm pois foi observado que os trechos seguintes apresentam diâmetros superiores e isso acarretava pressões abaixo da normativa, esse terceiro cenário pode

ser observado na Figura 43 e a comparação entre as três tentativas estão expostas na Tabela 15.

Figura 43 - 3º cenário: trechos alterados em amarelo (à esquerda) e resultados correspondentes da simulação às 20:00 (à direita).



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Tabela 15 - Comparativo entre os três cenários simulados para pressão às 20h.

CARACTERISTICAS DE PRESSÃO PARA 20:00						
	1º cenário		**2º cenário**		**3º cenário**	
Pressão (mca)	**Abaixo de 10**	**Acima de 50**	**Abaixo de 10**	**Acima de 50**	**Abaixo de 10**	**Acima de 50**
Quantidade de nós	118	9	55	11	3	7
Pressão mínima (mca)	-1,83	50,04	2,13	50,13	5,94	50
Pressão máxima (mca)	9,95	54,85	9,98	56,53	8,52	54,41
Média	9,31	51,98	6,89	52,77	7,88	52,72
Porcentagem (%)	**6,66%**	**0,51%**	**3,11%**	**0,62%**	**0,17%**	**0,40%**

Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Ao analisar os três cenários de simulação (Tabela 15), pode-se observar que dois nós ainda apresentaram pressão abaixo de 10 mca, enquanto os outros na porção norte da rede em que se verificava problema tiveram suas pressões elevadas para mais de 10 mca. Uma alteração dos diâmetros dos dois trechos que conectam os nós de pressão insuficiente para qualquer um superior não permitiu que as pressões superassem os 10 mca, por estarem localizados em cotas mais elevadas do terreno.

Verificou-se ainda, como esperado, que uma solução proposta por essa metodologia de alteração de diâmetros não afetaria a velocidade de escoamento nos

trechos da rede. Muitos trechos já apresentavam velocidade abaixo do limite normativo e permaneceram no mesmo, mas para a linha principal, devido à maior vazão, notava-se velocidades acima de 0,6 m/s em muitos trechos como visto anteriormente (Figura 39).

O diagrama da Figura 44 mostra as velocidades de escoamento ao longo da rede em resultado das alterações da terceira tentativa de solução:

Figura 44 - Valores de velocidade ao longo da rede para às 20:00 para o terceiro cenário.

Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

A comparação entre o cenário atual e o terceiro cenário simulado para velocidade às 20h pode ser conferido a seguir (Tabela 16):

Tabela 16 - Comparativo entre o cenário atual e o terceiro cenário simulado para velocidade às 20h.

CARACTERISTICAS DE VELOCIDADE PARA 20:00				
	Cenário atual		**3º cenário**	
Velocidade (m/s)	**Abaixo de 0,6**	**Acima de 0,6**	**Abaixo de 0,6**	**Acima de 0,6**
Quantidade de trechos	1463	442	1524	381
Velocidade mínima (m/s)	0,00	0,60	0,00	0,80
Velocidade máxima (m/s)	0,59	3,53	0,19	3,53
Média	0,28	1,33	0,08	1,88
Porcentagem (%)	**76,80%**	**23,20%**	**80,00%**	**20,00%**

Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Comparando os cenários, pode-se observar que não houve mudanças significativas nas alterações realizadas na terceira tentativa pois baixas velocidades é um problema comum em ramais de redes de grande porte.

Já em relação a pressão, ao analisar o cenário atual e a terceira tentativa de simulação, os resultados são melhores, de acordo com a Tabela 17 abaixo:

Tabela 17 - Comparativo entre o cenário atual e o terceiro cenário simulado para pressão às 20h.

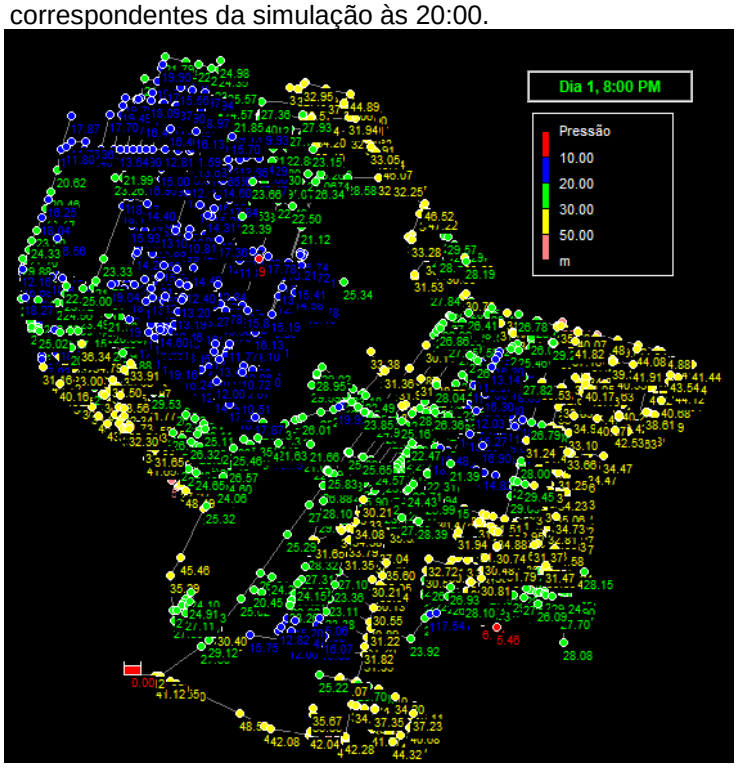
CARACTERISTICAS DE PRESSÃO PARA 20:00				
	Cenário atual		**3º cenário**	
Pressão (mca)	**Abaixo de 10**	**Acima de 50**	**Abaixo de 10**	**Acima de 50**
Quantidade de nós	300	5	3	7
Pressão mínima (mca)	-36,36	50,03	5,94	50
Pressão máxima (mca)	9,99	51,51	8,52	54,41
Média	-15,86	50,76	7,88	52,72
Porcentagem (%)	**16,94%**	**0,28%**	**0,17%**	**0,40%**

Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Analisando os resultados obtidos, pode-se constatar que na terceira tentativa menos de 1% do número de nós somados apresentou pressões abaixo de 10 mca ou acima de 50 mca na hora de maior consumo e que além disso a rede não apresenta mais pressões negativas. Os diagramas de calor para o modelo antigo e para o modelo novo evidencia a solução dos problemas.

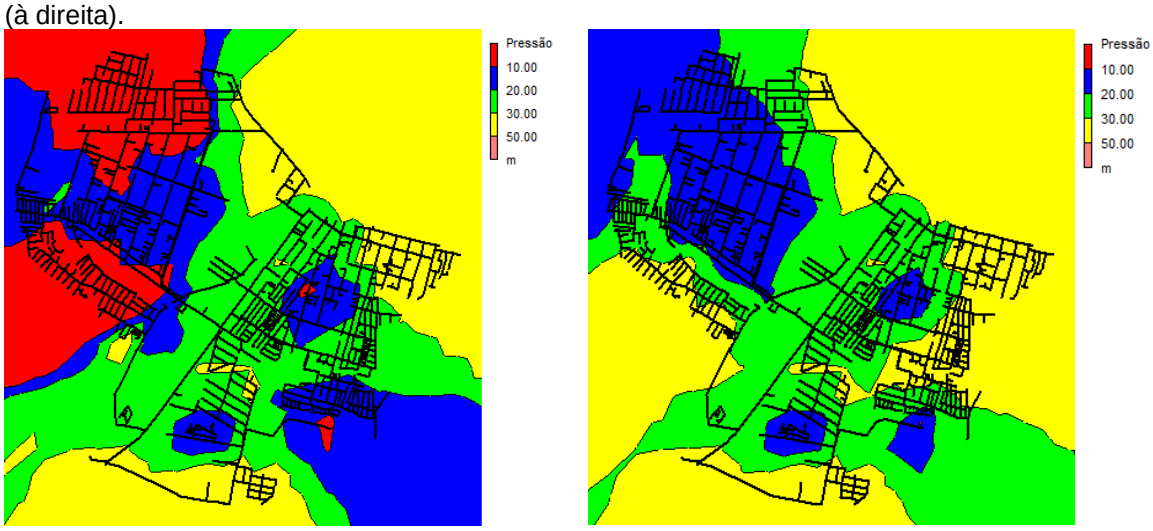
Nas Figuras 45 e 46 são mostrados os resultados de pressão para a solução adotada e os diagramas de calor para o modelo novo e para o modelo antigo a fim de comparação:

Figura 45 - 3º cenário: resultados de pressão correspondentes da simulação às 20:00.



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

Figura 46 - Diagramas de calor para resultados de pressão na rede às 20:00: modelo antigo (à direita).



Fonte: desenvolvida pelo autor (2021).

5 CONCLUSÃO

Apesar de ser uma área bastante explorada no meio da engenharia, o projeto e a operação de sistemas de abastecimento de água, notadamente das redes de distribuição de água, são atividades complexas pela grande quantidade de parâmetros que variam rapidamente e pelos fenômenos físicos serem regidos por equações não lineares. Neste contexto, as ferramentas computacionais de modelagem e simulação hidráulica são de grande ajuda, uma vez que processam rapidamente grande quantidade de cálculos.

Este trabalho teve como objeto de estudo a rede de distribuição de água no bairro Passaré, em Fortaleza, com a finalidade de construir um modelo hidráulico em ferramenta QGIS, simulá-lo através do EPANET e assim realizar um diagnóstico que confirmasse ou não a informação de baixa pressão na oferta de água, por fim propondo uma solução caso necessário.

Para tal, foram colhidos o cadastro técnico da rede, curvas de nível da região, dados de consumo recentes e dados de macromedição de uma UTR.

A partir dos dados, o modelo foi construído em QGIS, com especificação da rede em nós e trechos de acordo com os dados do cadastro e realizando as devidas correções. Foram calculadas as demandas nodais a partir das informações de consumo e os padrões temporais de demanda e pressão de entrada na rede com base nos dados da UTR-14.

O modelo foi então transportado para o EPANET, onde o padrão de demanda foi inserido e o nó mais ao sul foi substituído por um reservatório de nível fixo para simular a entrada de água na rede

Os resultados de simulação evidenciaram o problema de pressão baixa na rede, com cerca de 17% dos nós apresentando pressões abaixo de 10 mca para a hora de maior consumo. Também foi verificado que as velocidades de escoamento nos trechos apresentaram-se em sua maioria menores que o limite mínimo de 0,6 m/s.

Uma segunda simulação mostrou ainda que o sistema não sofre grandes alterações ao considerar um padrão temporal de pressão de entrada na rede, apontando para sua robustez para resistir às possíveis variações.

Pela falta de dados de medição na região, o modelo não pôde ser quantitativamente comparado ao sistema real. Entretanto, como ele obteve sucesso em simular as pressões baixas nas regiões mais críticas (de maior cota), coerente com à informação vinda da CAGECE, entendeu-se que o modelo foi satisfatório. É

importante destacar, no entanto, que o modelo ainda carece de calibração tanto para a vazão quanto para a rugosidade, etapas imprescindíveis para finalização do mesmo.

Finalmente, a solução proposta aponta para a alteração de diâmetro de 140 mm para 200 mm em trechos próximos a linha principal e subsequentes a estes de 100 e 50 mm para imediatamente superior. Além destes, foram duplicados trechos de 50 mm na porção norte da rede.

Esta solução proposta atendeu ao requisito de pressão mínima para quase todos os pontos da rede, apesar de não solucionar o problema de baixas velocidades de escoamento, algo recorrente em ramais de rede de grande porte.

REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS**. NBR 12217: Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público**. Rio de Janeiro, 1994.

AZEVEDO NETTO, J. M. **Manual De Hidráulica.** 9.ed. São Paulo: Bluncher, 2015.

BARREIRA, Gustavo Sales. **Modelagem e simulação hidráulica no diagnóstico e resolução de problema em rede no Guajiru, Caucaia** / Gustavo Sales Barreira. – 2017.

BARRETO, Douglas.2008. **Perfil do consumo residencial e usos finais da água**. [A. do livro] Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. Ambiente Construído. Porto Alegre: Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construido,2008.

BAPTISTA, M.; LARA, M. **Fundamentos de Engenharia Hidráulica**. 3ª ed. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2010.

BRASIL. Ministério da Saúde. Fundação Nacional de Saúde. **Manual de Saneamento / Ministério da Saúde, Fundação Nacional de Saúde**. – 4. ed. – Brasília: Funasa, 2015. 642 p.

BRASIL. Ministério da Saúde. Gabinete do Ministro. **Portaria nº 888, de 4 de maio de 2021**. Brasília, 2021.

CAGECE – Companhia de Água e Esgoto do Ceará. **Relatório de andamento e diagnóstico do sistema de abastecimento de água**. Fortaleza, 2014. Disponível em: . Acesso em 03 de outubro, 2020.

COELHO, M. M. L. P.; BAPTISTA, M. B. Adução. In: HELLER, L.; PÁDUA, V. L. **Abastecimento de água para consumo humano**. v. 2. 2. ed. Minas Gerais: Editora UFMG, 2010. cap. 10.

COELHO, M. M. L. P. Estações elevatórias. In: HELLER, L.; PÁDUA, V. L. **Abastecimento de água para consumo humano.** v. 2. 2. ed. Minas Gerais: Editora UFMG, 2010. cap. 11.

COELHO, M. M. L. P.; LIBÂNIO, M. Reservação. In: HELLER, L.; PÁDUA, V. L. **Abastecimento de água para consumo humano**. v. 2. 2. ed. Minas Gerais: Editora UFMG, 2010. cap. 13.

COELHO, M. M. L. P.; PRINCE, A. A. Rede de distribuição. In: HELLER, L.; PÁDUA, V. L. **Abastecimento de água para consumo humano**. v. 2. 2. ed. Minas Gerais: Editora UFMG, 2010. cap. 14.

GOMES, H. P. **Sistemas de abastecimento de água: dimensionamento econômico e operação de redes e elevatórias**. 3. ed. João Pessoa, Ed. Universitária/UFPB, 2009. 277 p.

HELLER, L. **Abastecimento de água, sociedade e ambiente.** In: HELLER, L.; PÁDUA, V. L. Abastecimento de água para consumo humano. v. 1. 2. ed. Minas Gerais: Editora UFMG, 2010. cap. 1.

HELLER, L.; PÁDUA, V. L. **Abastecimento de água para consumo humano**. v. 1. 2. ed. Minas Gerais: Editora UFMG, 2010. cap. 2.

KELLNER, E.; AKUTSU, J.; REIS, L. F. R. **Avaliação da rugosidade relativa dos tubos de PVC com vistas ao dimensionamento das redes de distribuição de água**. Eng. Sanit. Ambit, v. 21, n. 2, p. 347-355, abril a junho de 2016.

MAIA JUNIOR, José Valmir Farias. **Comparação de métodos de dimensionamento em rede de distribuição de água** / José Valmir Farias Maia Junior - 2012

MINISTÉRIO DAS CIDADES. SECRETARIA NACIONAL DE SANEAMENTO AMBIENTAL. **Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento: Diagnóstico dos serviços de água e esgoto** – 2018. Brasília, 2018. Disponível em: Acesso em 01 de setembro de 2020.

MINISTÉRIO DAS CIDADES. SECRETARIA NACIONAL DE SANEAMENTO AMBIENTAL. **Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento: Diagnóstico dos serviços de água e esgoto**. Cap 6, 2018.

MIRANDA, L. A. S.; **Sistemas e processos de tratamento de águas de abastecimento**, Porto Alegre, 2007.

PADUA, V. L.; KURODA, E. K. Tubulações e acessórios. In: HELLER, L.; PÁDUA, V. L. **Abastecimento de água para consumo humano**. v. 2. 2. ed. Minas Gerais: Editora UFMG, 2010. cap. 15.

PORTO, R. M. **Hidráulica básica**. 4. ed. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2006.

ROSSMAN, L. A. **EPANET 2 – User's Manual.** Tradução de Heber Pimentel Gomes e Moisés Menezes Salvino. Cincinnati: National Risk Management Research Laboratory – United States Environmental Protection Agency (EPA), 200. Traduzido pelo Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento da universidade federal da Paraíba (UFPB) – Brasil, 2009.

TSUTIYA, M. T. **Abastecimento de Água**. 3. ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.