

CENTRO UNIVERSITÁRIO UNIFAAT
Graduação em Engenharia Civil



Jonas Oliveira
Dorival Hernandez
Marllon Batista
Wesley Henrique



Jonas Oliveira
Dorival Hernandes
Marllon Batista
Wesley Henrique

O Impacto do envelhecimento das redes de abastecimento de água

Oliveira, Jonas
O47i O impacto do envelhecimento das redes de abastecimento de
água. /
Silva - Dorival Hernandes, Marllon Dantas Batista, Wesley Henrique da
2021.
115 f.; 30 cm.

Orientação: Adélia Mara Massulo

Trabalho de conclusão de curso (Graduação) – Faculdades
Atibaia,
como requisito para obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil
do Centro Universitário UNIFAAT, 2021.

1. Envelhecimento de rede 2. Perda de carga 3. Epanet 4.
Simulação 5. Rede de abastecimento I. Hernandes, Dorival II.
Dantas Batista, Marllon V. Silva, Wesley Henrique da VI. Título

CDD 628.16

Trabalho de conclusão de curso
apresentado ao Centro Universitário
UNIFAAT, para a obtenção do título de
bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof^a. Adélia Mara Massulo

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por proporcionar todas as condições necessárias para que chegasse até aqui.

A minha esposa, amiga e ajudadora Mayara Souza Dantas Batista, pela paciência, amor, oração e parceria, fundamental para mais essa realização.

A minha família, pai Leonildo de Souza Batista, mãe Nilvânia Barbosa Dantas Batista, irmãs Caroliny Dantas Batista e Emilly Dantas Batista, responsáveis pela minha formação como pessoa, pelo amor e encorajamento, bem como a minha sogra e segunda mãe Antonia Maria de Souza.

Aos amigos, que cooperaram com carinho e incentivo. Sem me esquecer da Ira, companheira fiel nas madrugadas de estudo.

Aos professores e colaboradores da UNIFAAT, especialmente a professora e orientadora Adelia Mara Massulo, pela dedicação em todo momento.

Aos colegas de turma que contribuíram para que chegássemos juntos até o objetivo final.

Soli Deo gloria.

Marllon Batista

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, que me deu forças para concluir esta monografia e o curso de forma satisfatória.

À esposa Katellin Pietra e minha família.

À minha orientadora, Adélia Massulo, cuja dedicação e paciência serviram como pilares de sustentação para a conclusão deste trabalho. Grato por tudo.

Wesley Henrique

AGRADECIMENTOS

Agradeço imensamente aos meus pais, Evaristo e Lúgia, pelo apoio incondicional, incentivo e por ter acreditado em mim desde o início. Não teria chegado aqui sem eles.

Aos meus colegas, Marllon, Dorival e Wesley, pela parceria e dedicação a essa monografia.

À nossa orientadora, Adélia Massulo, pela dedicação, paciência e apoio constante desde o início.

Por fim, a todos os professores que me lecionaram na durante toda a minha vida, pois cada um deles me ensinou algo importantíssimo. Não seria capaz de desenvolver tal trabalho sem o empenho deles.

Jonas Oliveira

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por toda força, foco e oportunidade que me levaram até aqui.

À minha família pelo apoio incondicional em todos os momentos, em especial aos meus sobrinhos, pelo carinho e incentivo. Que este lhe sirva de exemplo às suas vidas acadêmicas.

À professora e amiga Adélia Catarina Massulo, pela orientação, sugestões, conselhos e opiniões, que foram de fundamental importância para o desenvolvimento desse trabalho e para o aprendizado da vida toda.

A todos os professores que tive ao longo da minha vida, que me permitiram a escala rumo a este horizonte de possibilidades.

Agradeço ao grupo, o qual fui integrante. Obrigado a todos vocês pela confiança, generosidade e incentivo no desenvolvimento desta monografia. Aprendi muito com todos.

Por fim, aos amigos feitos na faculdade, os quais espero levar para a vida, que não só dividiram comigo todas as dificuldades da universidade, mas principalmente os risos e bons momentos.

Dorival Hernandes

RESUMO

O estudo tem como objetivo a modelagem e simulação hidráulica da rede de distribuição de água de um loteamento fictício, porém dentro das regras e normas para implantação de empreendimento. Para adequar a estas normas, foi considerado a cidade de Atibaia, localizada no Estado de São Paulo, como referência para a implantação de rede de distribuição de água do loteamento.

O trabalho desenvolvido mostrou que o uso do software Epanet pode ser uma metodologia prática de modelagem hidráulica de redes, que com alguns dados como diâmetros, tipo de material, comprimento dos tubos, cotas e consumo nos nós, bem como uso de dados de referência de diminuição do diâmetro da rede pelo envelhecimento, pode produzir resultados mais próximos da rede atual e sua possível expansão e demandas, podendo também ser calibrada facilmente com dados de vazão e pressão em campo.

O cenário inicial, trabalhando com vazão firme e constante fornecida pela operadora do sistema, consegue-se atender plenamente o bairro de estudo com parâmetros dentro do estabelecido pela diretriz da implantação do empreendimento. Todos obedeceram ao limite preconizado pela norma, que estabelece pressão máxima de 40 mca e mínima de 10 mca, com baixas vazões de saída, quando comparadas com o passar do tempo e mais próximos da realidade.

No cenário intermediário, após 10 anos de implantação da rede, já foi possível observar o envelhecimento natural da rede dada pela corrosão ou incrustação da rede. Como efeito, podemos observar o aumento da perda de carga e alteração da pressão dentro do limite preconizado pela norma.

No cenário final, por último, após 20 anos de implantação da rede de abastecimento, mesmo sem alteração da tipologia de ocupação da área em estudo, o envelhecimento natural da rede provoca impacto no fornecimento da água principalmente nas regiões onde já estavam no limite da pressão mínima do dimensionamento da rede. Aumenta a criticidade na rede de distribuição quando associamos o crescimento ou mudança do uso e ocupação do solo, com demandas maiores de consumo. Muitas vezes, é adotado como solução paliativa a pressurização de água tratada – conhecida como 'booster' - da rede, que pode ser uma solução para pressões mínimas, porém com aumento do custo operacional fixo e de energia elétrica, assim como o aumento das perdas físicas, não inseridos neste estudo.

Sumário

1 INTRODUÇÃO	13
2 OBJETIVOS	14
2.1 Objetivo Geral	14
2.2 Objetivo Específico	14
3 JUSTIFICATIVA	15
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
4.1 O sistema de abastecimento de água	16
4.2 A importância dos sistemas de abastecimento	16
4.2.1 História dos sistemas de abastecimento de água	17
4.2.2 Abastecimento de água no Brasil	18
4.3 Perdas de água no sistema de abastecimento do Brasil	19
4.4 Funcionamento de um sistema de abastecimento	20
4.5 Estrutura de Abastecimento de Água	21
4.6 Principais materiais utilizados em tubulações	37
4.7 Cálculo da Estimativa de demandas	38
4.8 Critérios hidráulicos de dimensionamento	40
5 DESEMPENHO DAS REDES NO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA	47
5.1 Modelagem hidráulica da rede de distribuição por meio do Epanet	56
5.2 Caracterização do Epanet 2.0	58
5.3 Capacidade de modelagem Hidráulica	59
6 METODOLOGIA	61
6.1 Dados do Projeto	68
6.2 Cenário Inicial	71
6.3 Cenário Intermediário (10 Anos)	72
6.3.1 Cenário Intermediário Tipo 1	73
6.3.2 Cenário Intermediário Tipo 2	75
6.4 Cenário Final (20 Anos)	76
6.4.1 Cenário Final Tipo 1	77
6.4.2 Cenário Final Tipo 2	79
7 RESULTADOS	81
7.2 Cenário Intermediário (10 Anos)	84
7.2.1 Cenário Intermediário Tipo 1	84
7.2.2 Cenário Intermediário Tipo 2	87
7.3 Cenário Final (20 Anos)	89
7.3.1 Cenário Final Tipo 1	89
7.3.2 Cenário Final Tipo 2	92
8 CONCLUSÃO	96
9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	102

Lista de figuras

Figura 1 - Canal de irrigação dos Sumérios	17
Figura 2 - Aqueduto romano Aqua Claudia	18
Figura 3 - O primeiro aqueduto do Brasil, conhecido como Arco da Lapa	19
Figura 4 - Vazamento de rede de abastecimento	20
Figura 5 - ETA em Atibaia	21
Figura 6 - Manancial Rio Atibaia	22
Figura 7 - Captação de água em Jacareí	23
Figura 8 - Adutora	24
Figura 9 - Sanepar – Estação de Tratamento de Água de Maringá, PR	25
Figura 10 - Processo de coagulação	26
Figura 11 - Tanque sedimentador	27
Figura 12 - Decantador	28
Figura 13 - Filtro lento	29
Figura 14 - Filtro rápido	30
Figura 15 - Fluoretação	31
Figura 16 - Reservatório de água	32
Figura 17 - Rede de distribuição	32
Figura 18 - Rede de distribuição ramificada	34
Figura 19 - Rede de distribuição malhada	34
Figura 20 - Rede de distribuição mista	35
Figura 21 - Fluxograma do Processo de Tratamento de Água	36
Figura 22 - Rede de ferro fundido	37
Figura 23 - Tubulação de PEAD	38
Figura 24 - Representação gráfica da Equação de Bernoulli	42
Figura 25 - Comparação da perda de Carga encontrada entre os métodos utilizado	45
Figura 26 - Valores de Coeficiente C para tubos de ferro fundido sem revestimento interno	49
Figura 27 - Deterioração do C com o tempo	50
Figura 28 - Relação entre a idade dos tubos e as vazões	52
Figura 29 - Vazão veiculada e pressão no trecho submetido a testes	54
Figura 30 - Resultado dos cenários	55
Figura 31 - Traçado da simulação no EPANET	56
Figura 32 - Rede ramificada com pressões	59
Figura 33 - Rede hipotética do tipo mista	61
Figura 34 - Lei de uso e ocupação de solo no município de Atibaia	63
Figura 35 - Zoneamento	65
Figura 36 - Tabela de Zoneamento de Atibaia	65
Figura 37 - População por Zoneamento	66
Figura 38 - Vazão Total por Zoneamento	67
Figura 39 - Rede hipotética do tipo mista	68
Figura 40- Opção 'Auto-comprimento' no Epanet	69
Figura 41 - Válvulas do tipo estado fixo fechado	69
Figura 42 – Somatória do comprimento total da rede	70
Figura 43 - Comprimento dos Zoneamentos	70
Figura 44 - Modelagem das vazões	70
Figura 45 - Parâmetro dos trechos	71
Figura 46 - Cenário inicial no Epanet	71
Figura 47 - Parâmetros Do Cenário Inicial	72
Figura 48 - Cenário Intermediário Tipo 1 no Epanet	73
Figura 49 - Parâmetros do Cenário Intermediário Tipo 1	73
Figura 50 - Cenário Intermediário Tipo 2 no Epanet	75
Figura 51 - Parâmetros do Cenário Intermediário Tipo 2	75
Figura 52 - Cenário Final Tipo 1	77
Figura 53 - Parâmetros do Cenário Final Tipo 1	77
Figura 54 - Parâmetros do Cenário Final Tipo 2	79

Figura 55 - Parâmetros do Cenário Final Tipo 2	79
Figura 56 - Resultados do Cenário Inicial	81
Figura 57 - Gráfico de pressão mínima e máxima	82
Figura 58 - Gráfico de Perda de Carga Máxima	82
Figura 59 - Pressões do Cenário Inicial.....	83
Figura 60 - Perdas de Carga do Cenário Inicial	83
Figura 61 - Resultados do Cenário Intermediário Tipo 1	84
Figura 62 - Pressão Máxima e Mínima.....	84
Figura 63 - Perda de Carga Máxima	85
Figura 64 - Pressões do Cenário Intermediário Tipo 1	86
Figura 65 - Perdas de Carga do Cenário Intermediário Tipo 1	86
Figura 66 - Resultados do Cenário Intermediário Tipo 2	87
Figura 67 - Pressão Máxima e Mínima.....	87
Figura 68 - Perda de Carga Máxima	88
Figura 69 - Pressões do Cenário Intermediário Tipo 2	88
Figura 70 - Perdas de Carga do Cenário Intermediário Tipo 2	89
Figura 71 - Resultados do Cenário Final Tipo 1	89
Figura 72 - Pressão Máxima e Mínima.....	90
Figura 73 - Perda de Carga Máxima	91
Figura 74 - Pressões do Cenário Final Tipo 1	91
Figura 75 - Perdas de Carga do Cenário Final Tipo 1	92
Figura 76 - Resultados do Cenário Final Tipo 2.....	92
Figura 77 - Pressão Máxima e Mínima.....	93
Figura 78 - Perda de Carga Máxima	93
Figura 79 - Pressões do Cenário Final Tipo 2.....	94
Figura 80 - Perdas de Carga do Cenário Final Tipo 2	95
Figura 81 - Pressão Mínima nos Cenários	96
Figura 82 - Parâmetros na Pressão Mínima.....	97
Figura 83 - Pressão Máxima nos Cenários	98
Figura 84 - Parâmetros na Pressão Máxima.....	98
Figura 85 - Perda de Carga nos Cenários.....	99
Figura 86 - Parâmetros na Perda de Carga	99

Lista de Equações

Equação 1 - Bernoulli	41
Equação 2 - Bernoulli, para escoamento turbulento	41
Equação 3 - Antoine-Chezy	42
Equação 4 - Weisbach & Darcy	43
Equação 5 - Número de Reynolds.....	43
Equação 6 - Hazen-Williams.....	44
Equação 7 - Swamee.....	46
Equação 8 - População no bairro	66
Equação 9 - Vazão específica	66
Equação 10 - Número de pessoas abastecidas	66

1 INTRODUÇÃO

A água sempre foi de suma importância para a vida desde o início do planeta Terra, e a vida humana não é diferente. O ser humano sempre buscou maneiras de ter água acessível para a sobrevivência mesmo antes de suas primeiras civilizações. Conforme o tempo foi passando, as civilizações foram se modernizando ao passo que os sistemas de abastecimento se tornavam mais complexos. Pode-se dizer que a água é o fator mais importante para a evolução civil humana.

Conforme as populações aumentavam nas civilizações, era imprescindível ter um sistema que disponibilizasse água de maneira eficiente. E com isso, foram-se apresentando situações adversas dos mais variados tipos. A captação de água nem sempre era simples, os materiais usados começavam a apresentar problemas conforme o uso. A demanda também sempre aumentava e até mesmo a qualidade da água consumida apresentava riscos à saúde humana.

Deve-se levar em conta o comportamento da água desde sua captação até o seu destino. Nessa situação, há perdas de carga durante o seu caminho, há o envelhecimento das tubulações conforme o tempo e, por fim, o próprio destino não permanecerá o mesmo durante a vida útil do sistema de abastecimento. Conforme a população cresce, a demanda cresce de forma diretamente proporcional, o que exige manutenções e alterações.

O que será mostrado é uma simulação de diferentes cenários para um bairro atendido por um sistema de abastecimento de água. São situações mais próximas o possível da realidade, com o intuito de demonstrar o impacto causado pela idade das tubulações e pelo crescimento da população.

A simulações apresentaram de forma clara o impacto da idade e da população crescente. Em algumas situações, as pressões em determinados locais ficaram muito abaixo do ideal de funcionamento. Isso tem como consequência várias residências não recebendo água a pressão ideal.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho é demonstrar os problemas que as redes de distribuição de água apresentam conforme os anos se passam, através da realização da modelagem matemática via software Epanet e seu efeito potencializado com o aumento da ocupação urbana. Tal modelagem simula situações mais próximas o possível da realidade, demonstrando perdas de carga durante o percurso da água.

2.2 Objetivo Específico

Para alcance do objetivo geral deste estudo, será executado da seguinte forma. Será estipulada uma rede de abastecimento de um loteamento fictício, utilizando todas as características e normas para execução de uma rede real. A partir dela, serão demonstradas diferentes hipóteses de cenários de uso e de ocupação do solo, utilizando a lei de zoneamento de uma cidade real como referência. A simulação hidráulica será realizada no software Epanet, demonstrando perdas de carga em cada cenário.

Dessa forma, será possível avaliar o impacto de uma rede envelhecida, abrindo discussões sobre manutenção e até possibilidade de alterações no sistema, conforme a situação se apresenta a longo prazo.

3 JUSTIFICATIVA

A importância de estudar o impacto causado pelo envelhecimento das redes se dá porque, sabendo que não só o abastecimento sempre tende a aumentar com o tempo, mas também as tubulações sofrem com incrustações causadas pelos minerais contidos na água, se consegue enxergar o estado do sistema a longo prazo.

Analisando detalhadamente o decorrer das situações apresentadas num sistema de abastecimento, se consegue aumentar o horizonte de projeto, planejar futuras manutenções e até possíveis trocas de redes, verificar cenários futuros para que a rede passe a atender a demanda futura e evitar que o sistema se torne ineficiente, nos sentidos de perda de água durante seu curso.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1 O sistema de abastecimento de água

Um sistema de abastecimento de água é um conjunto de infraestruturas, equipamentos e serviços que tem como objetivo distribuir água em larga escala para o consumo humano, industrial, comercial, entre outros (SNIS, 2020).

A água encontrada na natureza não é considerada própria ao consumo humano devido à presença de impurezas. Logo, um sistema de abastecimento tem como principal função removê-las da mesma (SNIS, 2020).

Existem três principais etapas nesse sistema, que são a captação, o tratamento e a distribuição. A primeira constitui-se em captar a água dos rios, lagos e reservatórios. Na segunda etapa, a água entra no que se chama de ETA (Estação de Tratamento de Água), onde as impurezas contidas são removidas para que o produto final seja próprio para o consumo humano. Por fim, na terceira e última etapa, a água é direcionada aos seus destinos (SNIS, 2020).

4.2 A importância dos sistemas de abastecimento

Segundo Tsutiya (2006), uma das principais prioridades de uma população é atendê-la via abastecimento de água em quantidade e qualidade, pois a saúde e qualidade de vida estão relacionadas à água que as pessoas consomem.

As mudanças aconteceram nas sociedades, na questão epidemiológica, de tal forma que a taxa de mortalidade por doenças infecciosas diminuiu. Isso se dá porque, cita Tsutiya (2006), a água é o principal vetor de transmissão de doenças infecciosas.

Tal mudança se tornou realidade principalmente pela melhoria dos sistemas de abastecimento de água durante a história da civilização e pela melhoria do estado nutricional das populações. Vale ressaltar que o avanço da medicina também contribuiu consideravelmente para tal melhoria (BARRETO, 2000).

A água contém em sua composição sais dissolvidos, partículas em suspensão e microrganismos. Dependendo da concentração de um ou mais determinados agentes presentes na água, pode ser uma ameaça à saúde humana. Sem tais agentes, a água torna-se muito mais saudável para o consumo em várias maneiras. Quando fluoretada, o esmalte dental se fortalece, reduzindo-se assim 65% da chance de se desenvolver cáries dentárias, cita Tsutiya (2006).

4.2.1 História dos sistemas de abastecimento de água

De acordo com Tsutiya (2006, apud MAYS 2000), aproximadamente entre 5.000 e 4.000 A.C., desde que as pessoas começaram a criar animais e ter atividades agrícolas nas primeiras vilas, que se tornaram cidades, veio a necessidade de criar meios de abastecimento de água. Daí que foram inventadas as primeiras obras que controlavam o fluxo de água. Os canais de irrigação da antiga Mesopotâmia e do Egito são exemplos de sucesso.

Figura 1 - Canal de irrigação dos Sumérios



Fonte: Autor desconhecido, publicado no site Apaixonados por História

A cidade de Knossos, em Creta, Grécia, maior cidade da região em meados de 3.000 A.C., atingiu seu apogeu entre 1.700 e 1.450 A.C.. Foi desenvolvido um sistema de transporte de água constituído de condutos circulares que distribuíam água para a cidade e para o palácio em tubulações pressurizadas. (TSUTIYA, 2006, apud MAYS, 2000).

Em meados de 100 A.C., a Roma antiga já tinha vários aquedutos, procurando trazer água de fontes. Os romanos consideravam essas águas de melhor qualidade que as dos rios para o consumo. Além disso, os aquedutos ficavam em uma posição mais favorável para o transporte, pois se fosse para coletar as águas dos rios,

elevações teriam de ser desenvolvidas até a cidade. (TSUTIYA, 2006, apud MAYS, 2000).

Figura 2 - Aqueduto romano Aqua Claudia



Fonte: PIANO (2014), publicado na revista Wanted In Rome.

4.2.2 Abastecimento de água no Brasil

Segundo Azevedo Netto (1984), a primeira cidade Brasileira a receber um sistema de abastecimento foi o Rio de Janeiro, que em 1561 teve seu primeiro poço escavado. Depois, em 1673, foram executadas obras de adução de água. Em 1723, a cidade recebeu seu primeiro aqueduto, captando água do rio Carioca através dos arcos velhos até o chafariz público. Em 1860, o sistema já era capaz de distribuir 8 milhões de litros diariamente. Então, em 1876, foi concretizado o primeiro projeto para o abastecimento de água encanada.

Tsutiya (2006) aponta que o abastecimento de água no Brasil, quando comparados os números globais de atendimento à população, pode ser considerado como razoavelmente bom. Como diz a ABES (2003), o Diagnóstico de Serviços de Água e Esgotos de 2001 mostrou um índice de abastecimento à população urbana de 92,4%, sendo que 75,5% das ligações são atendidas por companhias estaduais de água e esgoto, sendo o restante atendido por companhias municipais.

A maior companhia estadual é a SABESP – SP, que possui $5.155,1 \times 10^3$ ligações ativas, seguida pela COPASA – MG, com $2.597,3 \times 10^3$ ligações ativas. (TSUTIYA, 2006).

Figura 3 - O primeiro aqueduto do Brasil, conhecido como Arco da Lapa



Fonte: ARMEILLA (1913), publicado no site Arteref.

4.3 Perdas de água no sistema de abastecimento do Brasil

Apesar de ter dimensões consideráveis, proporcionando um atendimento vasto à população Brasileira, a situação de serviços de abastecimento no Brasil é preocupante, pois o valor médio de perda de água desde os locais de saída até as residências dos consumidores foi de 40,6% em 2001, aponta Tsutiya (2006). O ABES, em 2003, divulgou as médias de perda de água por região no país. A maior média foi na região Norte, que registrou 51,4%, sendo que a perda máxima durante esse período foi de 66,6%.

Nos centros urbanos, uma das maiores deficiências do abastecimento de água se deve à idade avançada das tubulações, apresentando vazamentos e até rompimentos, além da falta de abastecimento adequada em áreas de crescimento rápido, ressalta Tsutiya (2006).

Figura 4 - Vazamento de rede de abastecimento



Fonte: O autor

4.4 Funcionamento de um sistema de abastecimento

O manual do Saneamento da FUNASA (2006) cita que a implantação ou melhoria dos serviços de abastecimento de água traz como resultado uma rápida melhoria na saúde pública e nas condições de vida da população atendida. Também acontecem medidas que melhoram a segurança coletiva, por meio de instalações de combate a incêndios.

O sistema de abastecimento de água consiste na captação da água da natureza, no tratamento adequado ao uso para garantia da sua qualidade, adução da mesma, elevatória, quando preciso, e o seu fornecimento em quantidade adequada às necessidades da população. Um projeto de abastecimento de água é composto por um conjunto de instalações nas quais devem ser previstas os aspectos condicionantes para a implantação do sistema com as instalações já existentes. Também se consiste do dimensionamento antecipado, incluindo as alternativas que melhor se adaptam à realidade do local (TSUTIYA, 2006).

Figura 5 - ETA em Atibaia



Fonte: O autor

4.5 Estrutura de Abastecimento de Água

A Portaria de Consolidação nº 05, de 28 de setembro de 2017, do Ministério da Saúde, descreve como o sistema de abastecimento de água se constitui. É um conjunto de obras civis, materiais e equipamentos, destinados à produção e à distribuição canalizada de água potável, sob a responsabilidade do poder público, mesmo que administrada em regime de concessão ou permissão.

Tsutiya (2006) explica que, em tese, os sistemas convencionais de abastecimento de água são constituídos da seguinte forma: o manancial, captação, adução, estação elevatória, estação de tratamento de água (ETA), reservatório e rede de distribuição.

Como relata Tsutiya (2006), um manancial trata-se de um corpo de água que pode se apresentar de forma superficial ou subterrânea, sendo a fonte para a captação da água para o abastecimento da população. O manancial é o responsável em dispor vazão suficiente para suprir a demanda esperada no projeto e atender a qualidade adequada.

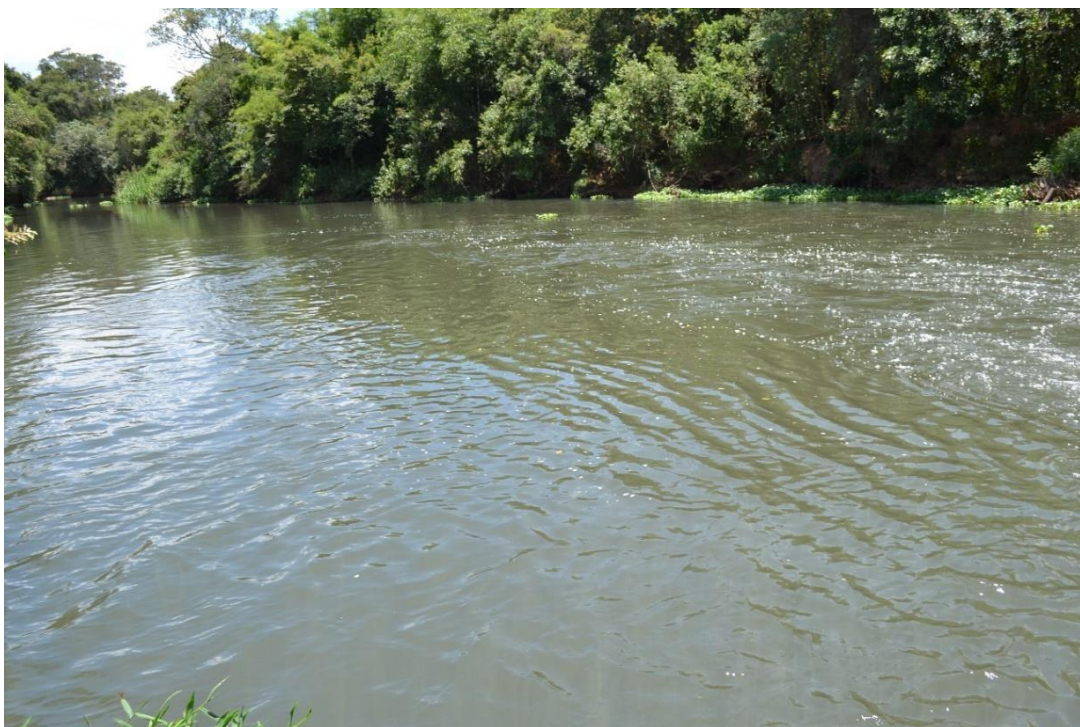
Para Azevedo Netto *et. al.* (1998), a água de um manancial tem que cumprir certos requisitos no que se refere à qualidade da água no ponto de vista físico, químico, biológico e até bacteriológico.

Na seleção do melhor manancial, é essencial a verificação quanto à disponibilidade de volume de água e quanto à localização do sistema de captação, conforme Tsutiya (2006) cita.

Os mananciais que são próximos, caudalosos e capazes de atender a demanda do destino em questão e que tenham água de boa qualidade e pouco sujeitos à poluição apresentam condições ponderáveis no cotejo de soluções, citam Richter e Azevedo Netto, em 1991.

Tsutiya (2006) diz que a constante poluição das bacias hidrográficas tem como principal causador o avanço desequilibrado do espaço urbano, que acarreta um consumo elevado de agentes químicos para purificação das águas, afetando a sua qualidade e por vezes tornado economicamente inviável o seu tratamento.

Figura 6 - Manancial Rio Atibaia



Fonte: O autor

A captação constitui-se na estrutura responsável pela extração de água do manancial, a fim de torná-la disponível para seu transporte a locais de utilização. Pode ser de muitas formas diferentes, em função do tipo de manancial (HELLER E PÁDUA, 2016). É necessário um conjunto de obras para retirar a água do local. Para captação de água em mananciais de superfície, as obras são nas proporções de acordo com o porte do manancial, levando em conta a topografia e geologia do local (GIROL, 2008). A captação de água de superfície pode ser de cinco tipos principais. A captação direta,

a captação com barragem de regularização de nível de água, a captação com reservatório de regularização de vazão destinado prioritariamente para o abastecimento público de água, a captação em reservatórios ou lagos de usos múltiplos e, por fim, as captações não convencionais (SILVA, 2016).

Figura 7 - Captação de água em Jacareí



Fonte: Site da Prefeitura de Jacareí (2020)

Cita Azevedo Netto (*et al*, 1998) que as adutoras são as tubulações que têm o intuito de transportar água entre elementos do sistema de abastecimento, localizados na montante da rede de distribuição. Podem ser identificadas quando unem o sistema de captação até a estação de tratamento de água (ETA). Segundo a NBR 12.215-1 (2017), para o desenvolvimento do projeto de uma adutora, alguns parâmetros são essenciais como a definição do trajeto da adutora compreendendo as condições topográficas, a determinação da vazão, o dimensionamento hidráulico e estrutural, estudos econômicos, verificação do golpe de aríete, bem como o desempenho dos elementos de segurança, operação e manutenção do sistema. Conforme Tsutiya (2006), as adutoras podem ser categorizadas da seguinte forma:

- ✓ Adutoras de águas brutas: conduzem águas provindas do corpo hídrico até a ETA;
- ✓ Adutoras de águas tratadas: conduzem águas da ETA até o reservatório;

- ✓ Adutoras por gravidade: a água esco do ponto mais alto para o mais baixo, sendo que se for conduto forçado, a água estará sob uma pressão superior à pressão atmosférica, já se for conduto livre estará sob pressão atmosférica;
- ✓ Adutoras por recalque: transportam a água de um ponto mais baixo ao outro mais elevado, porém com auxílio de uma estação elevatória;
- ✓ Adutoras Mistas: compartilham segmentos em gravidade e em outros em recalque.

Figura 8 - Adutora



Fonte: O autor

Conforme a NBR 12.216 (1992), uma estação de tratamento de água é definida como “Conjunto de unidades destinado a adequar as características da água aos padrões de potabilidade.” Dessa forma, o abastecimento público de água deve suprir a demanda da localidade a qual alimenta, dentro das condições sanitárias adequadas. A partir das verificações físicas e bacteriológicas das águas do manancial, serão determinadas as medidas a serem tomadas para os enquadramentos da potabilidade da água (HELLER E PÁDUA, 2006). Seguindo a mesma NBR, as águas podem apresentar diferentes qualidades dependendo da sua origem. Logo, a isso exigem tratamento diferenciado conforme a classe em que se enquadram, como A, B, C ou D.

As do tipo A são águas subterrâneas ou superficiais protegidas. As do tipo B são águas subterrâneas ou superficiais não protegidas, mas que possam tornar-se potáveis através de processo que não requerer coagulação. A do tipo C são águas superficiais não protegidas, mas que possam tornar-se potáveis através dos processos que requererem coagulação. Por fim, as do tipo D são águas superficiais não protegidas, sujeitas a fontes poluidoras, mas que possam tornar-se potáveis através dos processos especiais de tratamento (NBR 12.216, 1992).

Como ressalva Richter (2009), uma água potável é relativa à escolha dos procedimentos de tratamento que devem ser executados com o propósito de eliminar ou diminuir determinados componentes presentes na água bruta, uma vez que, deve-se observar a origem da água bruta bem como qualidade da água tratada.

Figura 9 - Sanepar – Estação de Tratamento de Água de Maringá, PR.



Fonte: Instituto Trata Brasil (2019)

O tratamento envolve vários processos. Entre eles, os mais convencionais envolvem a coagulação, a floculação, a decantação, a filtração, a desinfecção e a fluoretação, cita Tsutiya (2006). Para estações de tratamento convencional, os processos mais consagrados podem ser descritos de algumas formas.

Segundo Richter (2009), a coagulação é o procedimento que compreende na adição de produtos químicos na água com o intuito de minimizar as forças que tendem a deixar as partículas sólidas suspensas separadas. Dessa maneira, a coagulação é caracterizada pela modificação física e química das partículas presentes na água,

alterando assim a cor e a turbidez e reproduzindo partículas que possam ser separadas pelo processo de sedimentação.

Os coagulantes frequentemente utilizados nas ETAs são, por exemplo, o sulfato de alumínio, o cloreto férrico, o sulfato ferroso, dentre outros. Este processo precisa ser feito de maneira adequada, caso contrário reflete no desempenho das unidades posteriores. (HELLER E PÁDUA, 2006).

Figura 10 - Processo de coagulação



Fonte: Autor desconhecido, publicado no site Provo.org

A floculação é definida como o processo de aglutinação das partículas devido ao escoamento do líquido, formando partículas de dimensão maior. (RICHTER E AZEVEDO NETTO, 1991).

De acordo com Heller e Pádua (2006), a aglutinação das partículas presentes na água após a passagem pela mistura rápida dá origem aos flocos. A unidade em que ocorre este processo é denominada de floculador, onde ocorre a mistura lenta, sendo que a água é posteriormente destinada aos decantadores.

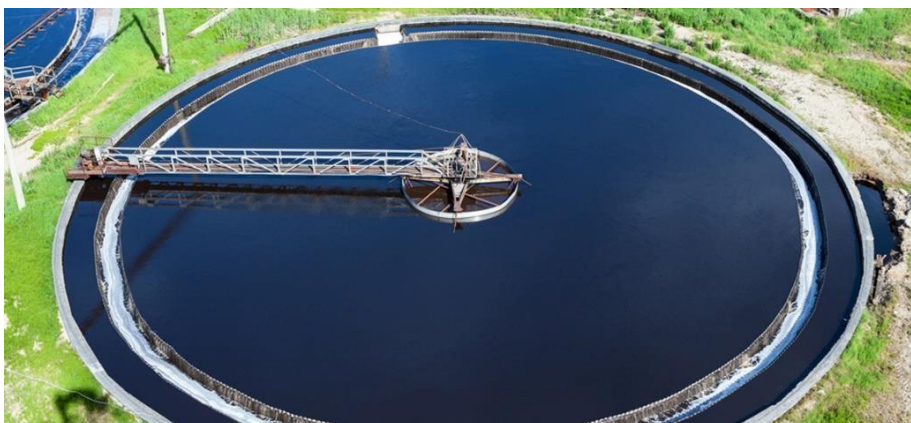
Richter (2009) descreve que o processo de floculação é de longe o mais empregado para a eliminação de impurezas que geram cor e turbidez na água. Esse processo é efetuado de forma compatível com a energia empregada que pode ser como na mistura rápida, de forma hidráulica, mecânica ou pneumática. No entanto, diverge pelo grau de velocidade que nesse processo é menor.

Os floculadores hidráulicos podem ser diferenciados em chicanas que consistem em dirigir o fluxo de água e podem se apresentar com escoamento horizontal ou vertical, floculadores de ação de jato que são de fluxo helicoidal e

floculadores em meio poroso, os quais se fundamentam na passagem ascendente da água já com adição do coagulante por uma camada de material granular. Já os floculadores mecanizados podem ser separados em giratórios de paletas, giratórios de turbina ou os alternativos (Richter, 2009). A NBR 12.216 (1992) determina que nos floculadores hidráulicos devem admitir valores de período de detenção entre 20 a 30 minutos e os floculadores mecanizados devem assumir valores de 30 a 40 minutos.

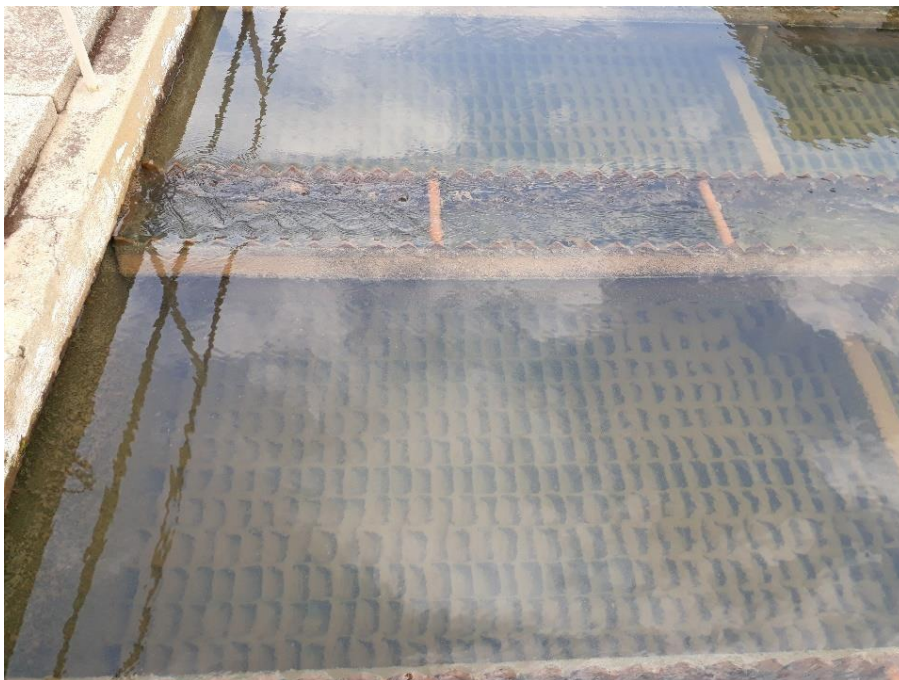
Os processos de decantação e sedimentação ocorrem concomitantemente na mesma unidade, devido os flocos originados nas etapas anteriores serem mais densos que a água. Conseqüentemente, se depositam no fundo da unidade, o que caracteriza na sedimentação e na água livre de impurezas, que é retirada por vertedouros superficiais (AZEVEDO NETTO *Et Al*, 1998).

Figura 11 - Tanque sedimentador



Fonte: Autor desconhecido, publicado no site Resiclean

O dimensionamento das unidades de decantação é baseado na Taxa de Aplicação Superficial (TAS) que, como define a NBR 12.216 (1992), é a taxa obtida pela divisão da vazão passando pela área de decantação. Também é relativo à velocidade de sedimentação.

Figura 12 - Decantador

Fonte: O autor

A filtração é designada ao procedimento de desagregação entre a parte líquida e sólida das águas objetivando a retirada de dejetos por um meio poroso. (RICHTER E AZEVEDO NETTO, 1991). Conforme a Portaria de Consolidação nº 05, do Ministério da Saúde aprovada em 28/09/2017, enfatiza, quaisquer águas oriundas de corpos hídricos superficiais deverão passar pelo processo de filtração.

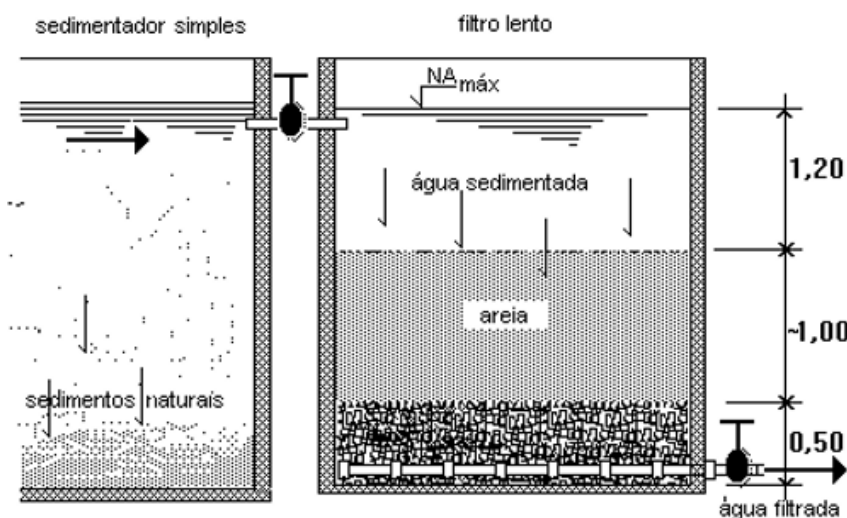
Muitos são os materiais granulares empregados como meio poroso, tendo em vista que frequentemente a areia é mais utilizada, seguida do antracito, areia de granada, carvão ativado, dentre outros. É de suma importância a consideração dos fatores inerentes à boa filtração sendo eles o tamanho efetivo dos grãos do material usado, o coeficiente uniformidade e a porosidade, pois interferem na remoção das impurezas. (RICHTER, 2009).

Existem dois tipos de filtração, que são classificados como lenta e rápida. Se diferenciam pela taxa que trabalham e pelo método de limpeza. O filtro rápido opera com taxas acima de 40 vezes em relação à taxa que opera o filtro lento. Também são limpos via lavagem à água na contracorrente (RICHTER, 2009).

Os filtros lentos são ideais para águas que apresentam pouca turbidez, baixa cor, do tipo B ou que posterior ao tratamento se encaixe nesta classe e não exige que as águas sejam tratadas pela coagulação-sedimentação, visto que a velocidade é

baixa e a limpeza é realizada por meio da remoção das camadas de forma consecutiva. Após a lavagem, elas são repostas (AZEVEDO NETTO *Et Al*, 1998).

Figura 13 - Filtro lento

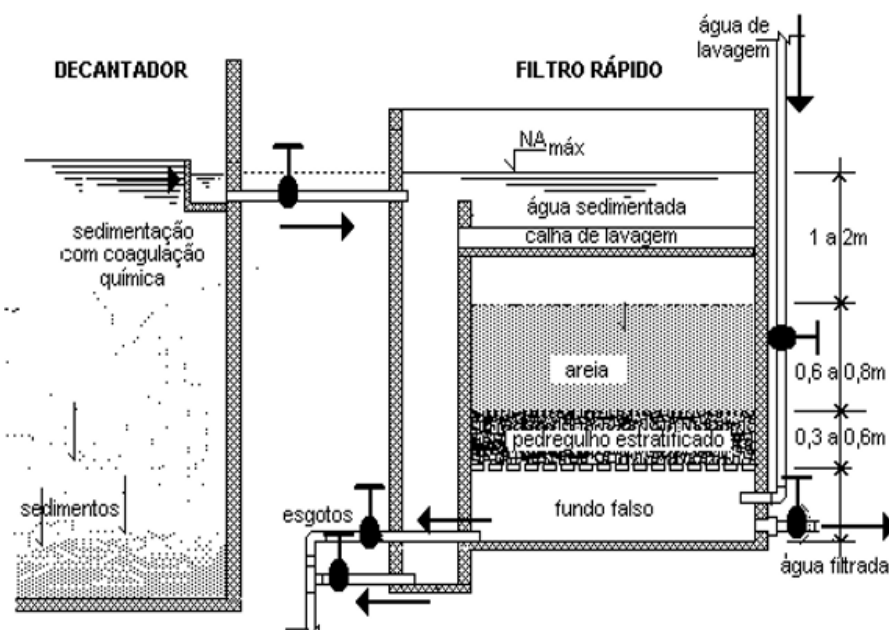


Fonte: Marques (2021), publicado no site Acquasolution

Os filtros rápidos podem se apresentar com camada simples, composta apenas de areia, ou com camada dupla, que é constituída de areia seguida de antracito. Podem ser de escoamento ascendente ou descendente, visto que o escoamento ascendente é sempre de camada simples (NBR 12.216, 1992).

A filtração rápida ocorrida nas camadas granulares é correlativa à atuação de três elementos. São eles o transporte, que carrega as partículas até perto dos grãos do leito granular, a aderência, que é resultado das forças de ação superficial e, por fim, o desprendimento, que ocorre pelo aumento das forças cisalhantes que atuam sobre as partículas. Destacando ainda que a lavagem desses filtros pode ocorrer de quatro formas distintas. Pode ser apenas com água, com água e lavagem superficial ou subsuperficial, lavagem com ar seguido de água e lavagem de água e ar conjuntamente (HELLER E PÁDUA, 2006).

Figura 14 - Filtro rápido



Fonte: Marques (2021), publicado no site Acquasolution

Richter e Azevedo Netto (1991) descrevem que a desinfecção tem a função de destruir microrganismos patogênicos presentes na água, como bactérias, protozoários, vírus e vermes.

A Portaria de Consolidação nº 05 do Ministério da Saúde, aprovada em 28/09/2017, determina que qualquer água destinada ao consumo humano é obrigada a passar por processo de desinfecção ou cloração.

A desinfecção tem a finalidade de correção, no caso de dizimação dos microrganismos presentes na água. Também como prevenção, caso ocorra contaminação nas redes de distribuição, descrevem Heller e Pádua (2006). Os produtos para desinfecção mais utilizados nas redes de distribuição são o cloro, hipoclorito de sódio e a cal clorada. Visto que para acrescentar estes produtos à água é indispensável o uso de dosadores, condizente com o produto escolhido (AZEVEDO NETTO *Et Al*, 1998).

Para Heller e Pádua (2006), a fluoretação tem escopo de precaver a destruição do esmalte dos dentes, sendo usado de forma concentrada ou diluída. A dosagem é feita através de dispositivos de nível, bombas dosadoras, dentre outros.

Figura 15 - Fluoretação

Fonte: Edson Lopes Jr, publicado no site Jornal USP (2017)

Os reservatórios são fundamentais para o sistema de abastecimento, pois têm a função de regularizar as vazões que recebem no sentido de equiparar a uma vazão média. Assim, armazenam o volume de água quando a demanda for inferior e provisionam vazão de água quando esta for acima da média. Também devem fornecer água mesmo havendo ruptura ou danos na adução, captação ou na ETA, assim como compatibilizar o volume esperado para reserva de incêndio e colaborar na regularização de pressão da rede (TSUTIYA, 2005).

O volume de reservação é obtido a partir da soma de todos os volumes úteis das unidades de uma determinada zona de pressão, sendo que o volume útil se localiza entre o valor máximo e mínimo do reservatório. Em consequência disso, os valores coletados nestas unidades representam o maior nível de água em condições normais. Há também uma altura mínima da água para impedir o aparecimento de fenômenos hidráulicos como os vórtices, cavitação e o arraste de sedimentos (HELLER E PÁDUA, 2006).

Figura 16 - Reservatório de água



Fonte: O autor

A rede de distribuição é a constituída por tubulações e dispositivos complementares, situados em logradouros públicos com o propósito de dispor água potável ao consumo residencial, comercial, industrial e demais serviços, de forma ininterrupta, em quantidade, qualidade e pressão apropriada (HELLER E PÁDUA, 2006).

Figura 17 - Rede de distribuição



Fonte: Alem Sobrinho & Contrera (2013)

Segundo Azevedo Netto (et al. 1998), as tubulações que compõem a rede de distribuição são divididas em condutos primários e condutos secundários. Os condutos primários possuem diâmetro maior, pois têm a função de prover água para os condutos secundários que, por sua vez, têm a atribuição de conduzir a água até os pontos de consumo, uma vez que o diâmetro desses condutos é relativamente menor que o dos condutos primários. O diâmetro mínimo para condutos secundários é estabelecido pela NBR 12.218 (2017) que é de 50 mm. Esta norma também estipula a velocidade nos condutos, de maneira que não deva exceder a 3,5m/s e não ser menor que 0,6m/s.

A designação da rede de distribuição provém de forma como as tubulações são instaladas, formando rede de condutos relacionados entre si e viabilizar várias fontes para a distribuição de água potável as cidades, descrevem Heller e Pádua (2016).

Um sistema de distribuição de água é o conjunto de tubulações, acessórios, reservatórios, bombas etc., que tem finalidade de garantir o adequado fornecimento de água dentro de exigências sanitárias, com vazão precisa e pressão suficiente, a cada um dos inúmeros pontos de consumo de uma cidade ou setor de abastecimento, preservando sua qualidade (PORTO, 2006).

São obras que em grande parte do seu cenário costumam ser encontradas enterradas, as quais se distribuem sob as vias públicas. O acesso, inspeção e manutenção são mais difíceis, sendo operadas por profissionais da área. Geralmente, as redes são constituídas por diversos segmentos de tubulações e peças (reduções, curvas, válvulas, entre outros), que devem suportar as variações de pressões e esforços externos (FURUSAWA, 2011).

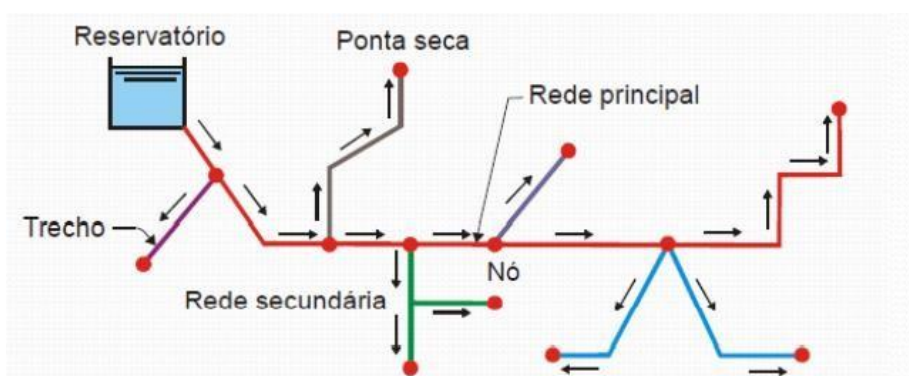
A depender das atribuições dos condutos e o sentido de escoamento, as redes de distribuição de água podem ser classificadas como ramificada, malhada e mista (TSUTIYA, 2006).

A rede é considerada ramificada devido ao seu abastecimento ser por tubulações do tipo tronco alimentadas por um reservatório ou na presença de uma pressão de bombeamento. A distribuição de água para o consumidor final se dá pelos condutos secundários até a extremidade (ponta seca), sendo que a vazão e o sentido em qualquer trecho são conhecidos (PORTO, 2006).

Este modelo de rede é caracterizado por ter escoamento unidirecional e se comparada à rede malhada de mesmo porte, apresentam baixo custo de implantação graças aos seus menores diâmetros. Todavia, este tipo de rede detém alguns

problemas. No caso de avaria, todo o abastecimento tende a ficar sem água, do mesmo modo que pode ocorrer cenários de pressões insuficientes no caso de uma variação no consumo de água, bem como concentração de sedimentos nos trechos sem saída. Desta forma, a utilização deste tipo de rede tem sido descartada em cidades de médio e grande porte, onde o abastecimento de água não pode sofrer paralisação, descreve Gomes (2009).

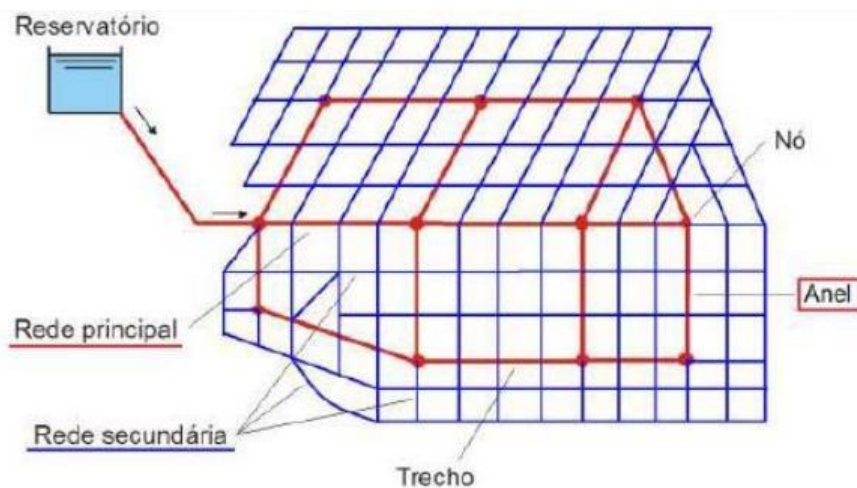
Figura 18 - Rede de distribuição ramificada



Fonte: Alem Sobrinho & Contrera (2013)

Em referência às redes malhadas, estas apresentam seus trechos interligados em formatos de anéis ou malhas, de forma que seu escoamento bidirecional possa atingir qualquer ponto da rede por percursos alternativos, gerando uma maior facilidade de suprir a demanda. Nos casos de avaria, o abastecimento não é interrompido. Contudo, seu custo de implantação é superior, tanto devido a um maior consumo de tubagens e acessórios, quanto pela complexidade do cálculo de dimensionamento (JUSTINO E NOGUEIRA, 2013).

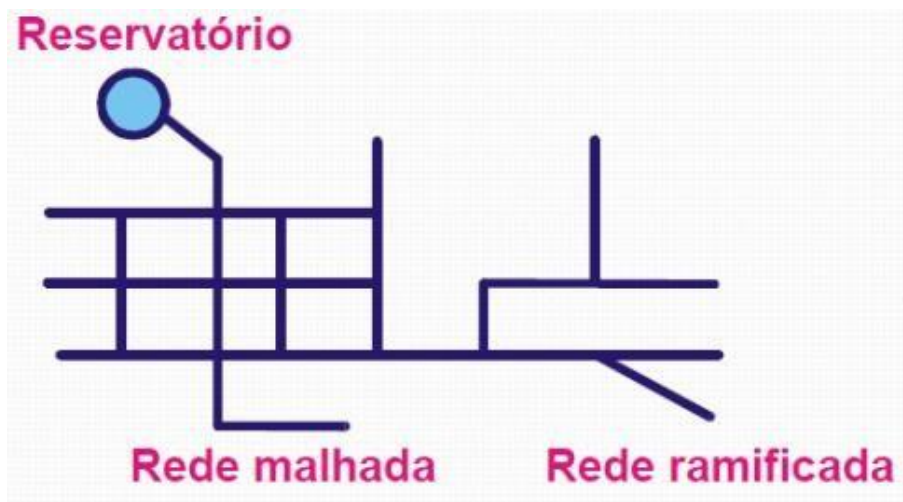
Figura 19 - Rede de distribuição malhada



Fonte: Alem Sobrinho & Contrera (2013)

Já as redes mistas são associações das redes ramificadas e malhadas. Reproduzem a maior parcela das redes empregadas hoje em dia.

Figura 20 - Rede de distribuição mista

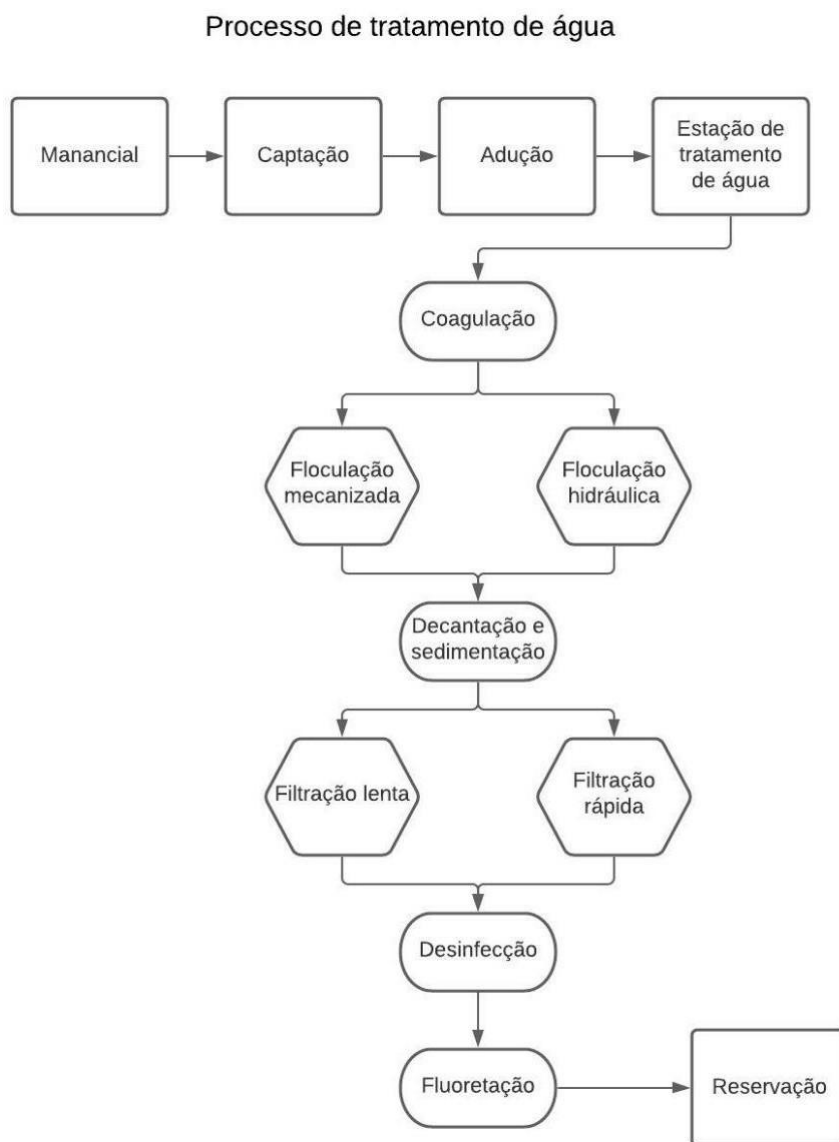


Fonte: Alem Sobrinho & Contrera (2013)

No sistema de abastecimento de água, a unidade de maior custo é a rede de distribuição, totalizando cerca de 50 a 75% do valor total (TSUTIYA, 2006).

Conforme a NBR 12.218 (2017), a pressão estática limite nas redes deve ser de 500 kPa e a pressão dinâmica mínima de 100 kPa. Salientando que a pressão estática se refere à pressão em um determinado ponto da rede em nível da via pública onde não há consumo, já a pressão dinâmica remete ao ponto da rede onde há consumo. Dessa maneira, para a realização de um projeto inicial de rede de distribuição, torna-se necessário um estudo prévio utilizando todas as alternativas possíveis para a execução de um comparativo, a fim de aplicar a melhor solução de custo-benefício.

Figura 21 - Fluxograma do Processo de Tratamento de Água



Fonte: O autor

4.6 Principais materiais utilizados em tubulações

As tubulações de sistemas de abastecimento de água podem ser divididas em metálicas e não metálicas. Nas adutoras por gravidade, emprega-se comumente tubos de ferro fundido dúctil, de aço, de Policloreto de Vinila (PVC) ou de polipropileno ou de polietileno (PEAD). Nas adutoras de recalque, têm sido usados tubos de ferro fundido dúctil ou aço, devido uma maior resistência à variações de pressão interna (HELLER E PÁDUA, 2016).

Os tubos de aço são utilizados nas adutoras sob pressão, onde os gastos de introdução e aquisição se transformam concorrentes com os do ferro fundido dúctil. Evidenciam-se pela boa soldabilidade, o que concede estanqueidade ao sistema, pela facilidade do assentamento, e pela resistência ao impacto. Além disso, necessitam dimensionamento cuidadoso em relação a espessura da parede, além de cuidados especiais contra processos de corrosão interna e externa (TELLES, 2001).

Figura 22 - Rede de ferro fundido



Fonte: O autor

Os tubos de ferro fundido cinzento foram muito utilizados no passado e existem ainda hoje em forma de várias tubulações remanescentes em operação. Contudo, estes tubos não são fabricados devido às vantagens apresentadas pelos

tubos de ferro fundido dúctil, especialmente em relação à resistência à tração e à impactos. Eles destacam-se por apresentarem robustez às condições de assentamento, além de vida útil e prolongada (TELLES, 2001).

Segundo Heller e Pádua (2016), os tubos de PVC exibem certas limitações quanto à tenacidade às pressões internas e aos diâmetros comerciais disponíveis. Entretanto, dispõem uma alta resistência química, baixo custo de aquisição e instalação e elevada resistência a processos corrosivos.

De acordo com Telles (2001), os tubos de polietileno e polipropileno tem uma grande importância devido a sua soldabilidade, leveza e uma grande resistência química. Os tubos de RPVC e PRFV são mais resistentes às pressões internas e possuem elevadas resistência química.

Segundo a associação internacional Plastics Pipe Institute (PPI), as tubulações de PEAD possuem resistência química elevada contra corrosão, ferrugem, apodrecimento e crescimento de incrustação. A flexibilidade do material permite que o tubo faça curva de raio de até 30 vezes o diâmetro externo. Os tubos de PEAD são fabricados para ter vida útil superior a 50 anos.

Figura 23 - Tubulação de PEAD



Fonte: O autor

4.7 Cálculo da Estimativa de demandas

A implantação de um sistema de abastecimento de água tem que ser planejada para fornecer um grupo vasto e com diferenciação de demandas e, não

exclusivamente os relacionados ao uso domiciliar, apesar que essa categoria deve ter caráter prioritário. Dessa forma, devem ser consideradas todas as necessidades a serem satisfeitas pelas instalações, considerando o período futuro de alcance do sistema e as vazões adequadas (HELLER E PÁDUA, 2006).

Para a caracterização da vazão de distribuição do dimensionamento, é essencial determinar a classificação dos consumidores, o consumo per capita, a variação no consumo e estimativa populacional. Os consumidores são classificados em quatro grandes categorias. O doméstico, comercial, o industrial e o público (FURUSAWA, 2011).

O consumo per capita, dado em (L/hab/dia), de água de um sistema pode ser obtido através de medições existentes ou estimado a partir de uma perspectiva com características semelhantes, que tem como resultado final a segmentação entre o máximo de demanda a ser atendida pelo sistema e a população abastecida (TSUTIYA, 2006).

Um aspecto muito importante é o da variação temporal das vazões. Desse modo, as unidades devem ser empregadas a fim de atender o funcionamento garantindo uma demanda média, porém capazes de suprir as alterações que ocorrem diariamente e anualmente (FURUSAWA, 2011).

Para a estimativa populacional, devem ser consideradas as especificidades da área de projeto, suas características socioeconômicas, urbanísticas e a dinâmica da ocupação do solo. A partir da estimativa populacional, a implantação do sistema de abastecimento de água pode ser avaliada e subdividida em etapas para evitar ociosidade do mesmo (HELLER E PÁDUA, 2006).

A quantidade de água consumida em uma rede de abastecimento varia continuamente ao longo do dia e ao longo do ano em função das atividades e hábitos da população, condições climáticas e outros (TSUTIYA, 2006).

No dimensionamento e realização de redes de distribuição de água, tendo em vista suas variações, devem ser adotados os denominados coeficientes de reforço. O coeficiente do dia de maior consumo, denominado por K1, é a relação entre o maior consumo diário verificado no período de um ano e o consumo médio diário neste mesmo período, sendo recomendado um período de observação consecutivo de cinco anos. O coeficiente da hora de maior consumo, denominado por K2, é a relação entre a maior vazão horária observada num dia e a vazão média horária do mesmo dia (HELLER E PÁDUA, 2006).

Para a determinação desses coeficientes, o modelo para ótimos resultados é a verificação de uma série de dados existentes, pois esse valor muda de acordo com a característica de cada local estudado. Os sistemas de abastecimento de água precisam ser projetados para satisfazer um determinado público, via de regra maior que a existente, que equivale ao crescimento demográfico para um estipulado número de anos. Esse tempo é denominado horizonte de projeto, que geralmente é adotado um período de 20 anos (FURUSAWA, 2011).

4.8 Critérios hidráulicos de dimensionamento

A concepção de um traçado de rede de distribuição tem que obedecer aos critérios estabelecidos pela NBR 12.218 (2017), intitulada Projeto de Rede de Distribuição de Água para Abastecimento Público. A relevância das pressões hidráulicas fixas que irão operar na rede de distribuição desempenha um papel indispensável no projeto de abastecimento de água, tendo uma função significativa no custo de implantação e execução do sistema, bem como na qualidade do serviço (GOMES, 2009).

Para o dimensionamento de rede de distribuição, são estabelecidos limites de pressão mínima dinâmica e pressão máxima estática. Eles visam garantir o atendimento adequado nos pontos de consumo e a resistência das tubulações e às perdas físicas, respectivamente (FURUSAWA, 2011).

Para Tsutiya (2006), o uso de baixas velocidades na rede de distribuição propicia a durabilidade, sob aspecto da abrasão das tubulações, além de não alterar a qualidade da água tratada. Já a utilização de velocidades altas na rede de distribuição possibilita a redução dos diâmetros das tubulações e, conseqüentemente, o custo. Entretanto, causam aumento da perda de carga, provocam ruídos nas tubulações, além de facilitar o desgaste por abrasão de peças, aumentando os custos de manutenção.

Para determinar o diâmetro mínimo a ser utilizado para as redes de distribuição de água, deve-se levar em conta as perdas de carga e as vazões solicitadas. Conforme a norma NBR 12.218 (2017), o diâmetro mínimo das tubulações secundárias é de 50 mm, todavia não há nenhuma recomendação para as tubulações principais. Ainda de acordo com a norma, também não há nenhuma sugestão para o valor da perda de carga máxima.

Os fluidos em escoamento apresentam uma energia onde parte dela é perdida em virtude das turbulências e atritos entre os elementos do líquido. A energia dissipada é denominada de perda de carga contínua, no qual é encargo do comprimento da tubulação e suas características como rugosidade e diâmetro, massa específica e da viscosidade do fluido (GOMES, 2009).

A NBR 12.218 (2017) menciona que para o cálculo dessa perda, seja usada preferivelmente a fórmula universal, considerando o envelhecimento do material.

Furusawa (2010), relata que, somente no século XVII, por Benedetto Castelli, que foi formulado a relação entre o fluxo, velocidade e a área do conduto ($Q = V.A$), para, em seguida, no século XVIII, Daniel Bernoulli aplicar as descobertas de Isaac Newton no campo da física e matemática para avaliar as pressões e lançar o seu livro de hidráulica, que serviu como base para a energia usada nos modelos hidráulicos, desenvolvendo a equação 1.

Equação 1 - Bernoulli

$$Z_1 + \frac{V^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} = \text{constante} \quad (1)$$

Essa equação, é um exemplo de aplicação do Princípio de Conservação da Energia, onde a energia total (energia potencial gravitacional, energia piezométrica e energia cinética) do fluido, permanece constante ao longo de seu movimento (STREETER, 1974; AZEVEDO NETTO *Et Al.*, 1998; PORTO, 2006; MUNSON; YOUNG; OKIISHI, 2005).

Livi (2010), diz que para um escoamento permanente, incompressível, com propriedades uniformes nas seções transversais sem realização de trabalho de eixo e com atrito viscoso, na equação de Bernoulli para escoamento turbulento entre dois pontos, a perda de carga pode ser inclusa:

Equação 2 - Bernoulli, para escoamento turbulento

$$Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma} + \Delta H_{12} \quad (2)$$

Em que:

Z= Elevação (m)

V= Velocidade (m/s)

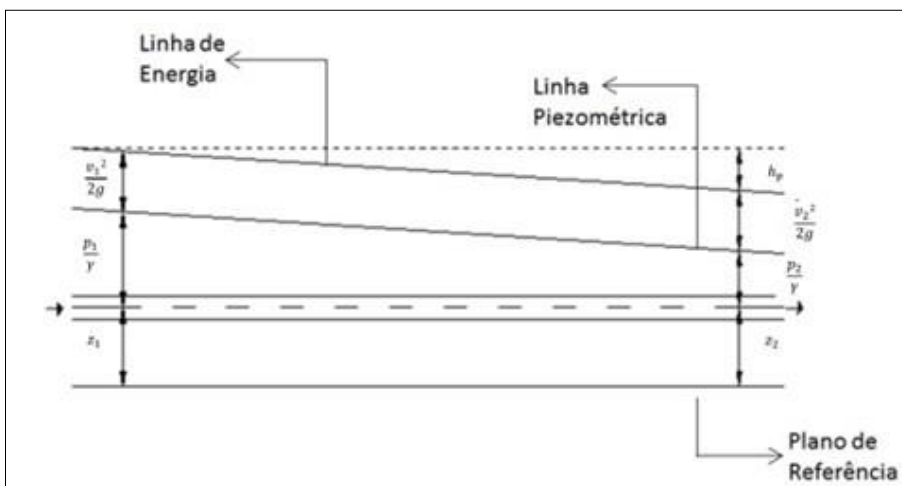
g = Aceleração da gravidade (m/s²)

P = Pressão (Pa)

ΔH = Perda de carga (m)

γ = Peso específico do fluido (N/m^3)

Figura 24 - Representação gráfica da Equação de Bernoulli



Fonte: Fonte: Azevedo Netto (1998)

Segundo Furusawa (2011), Antoine Chezy foi o primeiro a estender a ideia que é necessária certa energia para o movimento de fluidos sob pressão numa tubulação, onde mostrou que a perda de carga é proporcional a velocidade ao quadrado, conforme a equação 3.

Equação 3 - Antoine-Chezy

$$V = \frac{\Delta p}{32 \cdot \mu \cdot L} \quad (3)$$

Em que:

V = Velocidade (m/s)

Δp = Variação de pressão (Pa)

D = Diâmetro da tubulação (m)

μ = Viscosidade dinâmica do fluido (Pa.s)

L = Comprimento da tubulação

Nesse tipo de regime a resistência ao escoamento é devido inteiramente à viscosidade.

Em 1845, Júlio Weisbach e Henry Darcy desenvolveram uma fórmula mais geral sobre a perda de carga em tubulações, a qual é uma extensão do trabalho de Chezy. (FURUSAWA, 2011)

Equação 4 - Weisbach & Darcy

$$hf = f * \frac{L * V^2}{2g * D} \quad (4)$$

Em que:

hf= perda de carga (m)

f= coeficiente de atrito

L= comprimento da tubulação (m)

V= Velocidade (m/s)

g= Aceleração (m/s²)

D= Diâmetro da tubulação (m)

A equação 4, também conhecida como Fórmula Universal da Perda de Carga, é considerada a fórmula mais abrangente para o cálculo de perda de carga nas tubulações, por possuir sólido embasamento físico.

Segundo Isaac Hôkasac (2017), apenas em 1883, Osbone Reynolds estudou profundamente os regimes de escoamento, mostrando a diferença entre os regimes turbulentos e laminares através de um número adimensional, a partir da equação 5.

Equação 5 - Número de Reynolds

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad (5)$$

Em que:

Re= Número de Reynolds

V= Velocidade (m/s)

D= Diâmetro (m)

ν = Viscosidade cinemática do fluido (m²/s)

Re < 2000, regime de escoamento laminar na tubulação

2000 < Re < 4000, zona de transição

Re > 4000, regime de escoamento turbulento na tubulação

Apesar de Darcy-Weisbach ter desenvolvido a equação 4 para determinar a perda de carga, em 1906, Alan Hazen e G.S. Williams desenvolveram uma equação empírica para perda de carga, devido ao coeficiente de atrito da equação 4 não ser obtido facilmente.

Equação 6 - Hazen-Williams

$$J = 10,643 * Q^{1,85} * C^{-1,85} * D^{-4,87} \quad (6)$$

Em que:

J= Perda de carga unitária (m/m)

Q= Vazão (m³/s)

C= Coeficiente de rugosidade de Hazen-Williams

D= Diâmetro (m)

Esta equação foi desenvolvida para o regime de escoamento turbulento rugoso, no qual o coeficiente C é obtido por tabelas que dependem do material e o tempo de uso da tubulação, o que facilita a sua utilização. Mas possui algumas restrições.

A fórmula de Hazen-Williams é muito utilizada no meio industrial, sendo de fácil aplicação. De acordo com Azevedo Netto (1998), ela pode ser aplicada a qualquer tipo de conduto e material, limitado entre diâmetros de 50 mm a 3500 mm e velocidade de escoamento máxima de 3 m/s.

A equação proposta por Hazen-Williams (Porto, 1999) é, até os dias atuais, a mais utilizada devido à facilidade de operação de cálculo. Contudo, equações mais precisas como a de Swamee-Jain e Darcy-Weisbach, vêm sendo mais utilizadas, devido à maior acessibilidade a computadores e calculadoras de maior capacidade de processamento.

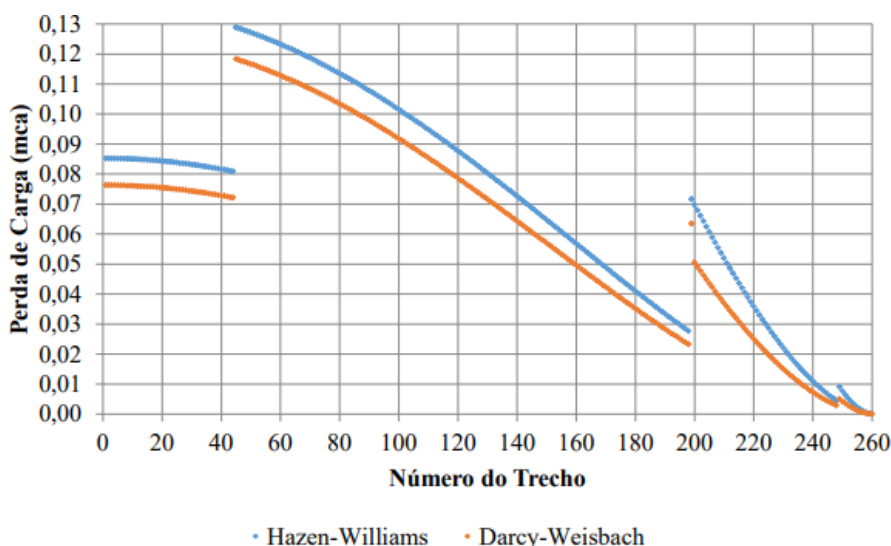
A fórmula de Hazen-Williams, apesar de muito popular entre projetistas, deve ser vista com ressalva, pois apresenta um coeficiente de atrito que independe do número de Reynolds e não é adimensional, sendo dependente do diâmetro e afetado pela turbulência (PORTO, 2006).

Marcia Frangipani (2007), em seu livro Ensaio Pitométrico, relata que “apesar da não homogeneidade dimensional da fórmula de Hazen-Williams e de não ser perfeitamente biunívoca a relação entre o “C” e a rugosidade das paredes dos condutos, esta fórmula tem se mostrado suficiente, devido a sua simplicidade e facilidade de obtenção dos parâmetros em campo, em relação à Fórmula Universal (ou de Darcy-Weisbach). Na Fórmula Universal, o coeficiente de atrito (f) varia em

função do número de Reynolds, rugosidade e dimensões da tubulação. Na determinação do coeficiente “C” da fórmula de Hazen-Williams para uma dada tubulação operante, é usual admitir-se que entre as duas seções transversais de medição, a perda de carga total se distribua uniformemente, mesmo que haja singularidades intermediárias. Desta forma, o coeficiente “C” medido reflete a resistência total imposta ao escoamento. É denominado coeficiente “C” de trabalho ou “C” prático da fórmula de Hazen-Williams”.

Obteve-se conforme a figura 25, onde tem-se a comparação entre a perda de carga encontrada pelos diferentes métodos (SURCO, 2015).

Figura 25 - Comparação da perda de Carga encontrada entre os métodos utilizado



Fonte: Douglas F. Surco (2015)

Verificando a Figura 25, é possível observar que existe uma semelhança entre as duas curvas. Porém, analisando os dados obtidos, verifica-se que a equação de Hazen-Williams resultou em uma perda de carga 13,71% maior que a de Darcy-Weisbach.

No entanto, relata Evelise G. M. Felisberto (2011), que a fórmula Universal proposta por Darcy apresenta o inconveniente de precisar do coeficiente f , o que torna a sua utilização problemática. Muitos outros pesquisadores dedicaram-se à observação da prática e ao estudo de gráficos para a partir daí, desenvolver equações empíricas. Com o avanço da indústria, a evolução dos materiais e das técnicas de fabricação dos tubos, tornou-se inconveniente o emprego de fórmulas estabelecidas há muito tempo. Atualmente, a fórmula para perdas de cargas com maior aceitação

em vários países da América e da Europa tem sido a de Hazen-Williams, pelo fato de apresentar bons resultados práticos para uma grande variedade de diâmetros. Além disso, possui a vantagem de poder ser aplicada para todos os tipos de materiais industriais.

Segundo Porto (2006), outras equações foram desenvolvidas para o coeficiente de atrito. Swamee (1976) desenvolveu um cálculo para o coeficiente de atrito, demonstrado na equação 7.

Equação 7 - Swamee

$$f = \left\{ \left(\frac{64}{Re} \right)^8 + 9,5 \left[\ln \left(\frac{c}{14,8 * Rh} + \frac{D^{1/4}}{Re^{0,9}} \right) - (2500/Re)^6 \right] 1^{-16} \right\} 10^{0,125} \quad (7)$$

Em que:

f= Coeficiente de atrito

ε= Espessura ou altura da rugosidade da tubulação (m) Rh=

Raio Hidráulico (m)

Re= Número de Reynolds

5 DESEMPENHO DAS REDES NO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

As redes de distribuição de água devem transportar água em quantidade e qualidade de acordo com os níveis de serviço desejáveis. Estes requisitos se alteram com o tempo. Além disso, há alterações no padrão de serviço em função do crescimento do consumo per capita e das mudanças associadas (ENGELHARDT *Et Al.*, 2000).

Segundo Alegre *et al.* (2006), infraestruturas hídricas fornecem um serviço essencial e atemporal para as comunidades. Contudo, estas infraestruturas são compostas de bens com vidas úteis finitas, variáveis de ativo para ativo e com nível de desempenho decrescente com o tempo. Inversamente, cada componente é parte de um sistema integrado, e seu comportamento poderá afetar o nível global do serviço.

Segundo Hadzilacos *et al.* (2000), quando as tubulações tendem ao fim de sua vida útil, a falha aumenta a taxas exponenciais. Devido à idade das tubulações, algumas condições hidráulicas, tais como pressões, velocidades e diâmetros podem ser modificadas, ocasionadas pela deterioração do sistema de abastecimento de água, e acarretando em altos índices de perdas de água, aumento dos custos operacionais e diminuição da qualidade da água (ABRANCHES, 2009).

Segundo Alvisi *et al.* (2009), com o envelhecimento das tubulações que compõem um sistema de abastecimento de água, as suas características mecânicas sofrem deterioração e diminuição de sua resistência estrutural, resultando em um aumento no número de quebras. A deterioração das tubulações pode ser classificada em estrutural, quando diminui a sua resistência estrutural e a capacidade de suportar vários tipos de tensões, e deterioração interna, quando resulta na diminuição da capacidade hidráulica, na degradação da qualidade da água, em casos de grave corrosão interna (KLEINER *Et Al.*, 2001).

Atualmente no Brasil as maiores deficiências dos sistemas de abastecimento estão relacionadas principalmente à deterioração dos sistemas mais antigos, especialmente as redes de distribuição de água (MARTINS E SOBRINHO, 2006). Com este envelhecimento das tubulações, há uma acentuação do fenômeno da corrosão e de formação de incrustação. Estas incrustações constituem um dos principais problemas nas redes de distribuição de água potável, podendo ter origem

no meio externo onde a tubulação foi instalada ou nas características do próprio líquido transportado (HELLER E PÁDUA, 2006).

Como consequências dos tubérculos depositados na forma de incrustação podem ocorrer problemas nas redes de distribuição e para os consumidores (GENTIL, 2007; HELLER E PÁDUA, 2006), tais como a diminuição da capacidade hidráulica da rede, ocasionando o entupimento da mesma após um determinado período de uso, a diminuição da capacidade de vazão das tubulações; a criação de condições para corrosão por aeração diferencial, ocorrendo corrosão embaixo dos tubérculos e com possível formação de resíduo preto de $\text{Fe}(\text{OH})_2$ ou Fe_3O_4 , a criação de condições para corrosão microbiológica devido ao possível desenvolvimento de bactérias anaeróbias embaixo dos tubérculos, problemas econômicos, tais como troca das tubulações, manutenção da rede e acréscimo no consumo de energia elétrica, para superar a perda de carga adicional causada pelas incrustações e pelo aumento da rugosidade das tubulações e, por fim, problemas organolépticos devido ao desprendimento dos tubérculos das tubulações, como resultado de alterações hidráulicas, tais como aumento da velocidade de escoamento e admissão de ar nas bombas, e possível ocorrência do fenômeno água vermelha, no qual a água obtém uma coloração castanho-alaranjada.

Sobre a durabilidade das tubulações, Tardelli (2005) aponta que os componentes de um sistema de distribuição têm uma vida útil que depende da qualidade do material empregado, das condições físico-químicas do solo, da qualidade da execução de implantação e, posteriormente, da manutenção e das proteções contra o fenômeno da corrosão.

Para as redes primárias e secundárias, estima-se a vida útil da tubulação em torno de 50 anos. Considerando esse valor, deve-se existir um programa de renovação da infraestrutura abrangendo um percentual de 2% da extensão total ao ano, incluindo a troca dos ramais (TARDELLI, 2005).

Quanto ao desempenho hidráulico dos sistemas de distribuição, um dos principais fatores está relacionado com a dissipação de energia em função da perda de carga através das tubulações que o compõe. O aumento da rugosidade das paredes internas das tubulações com o passar do tempo resulta na diminuição da capacidade hidráulica das tubulações. A diminuição da capacidade hidráulica de um sistema de distribuição está diretamente relacionada com a deterioração, ao longo do

tempo, do coeficiente C da equação de Hazen-Williams (AZEVEDO NETTO *Et Al.*, 1998).

As tubulações estão sujeitas ao fenômeno do envelhecimento. Em geral, após algum tempo, os tubos vão se tornando mais rugosos em consequência de efeitos da corrosão ou da incrustação nas paredes internas (AZEVEDO NETTO, 1998). Nas investigações realizadas por Hazen e Williams, o envelhecimento da tubulação foi considerado. Assim, na sua equação, é possível considerar a variação na rugosidade da tubulação em função de sua vida útil prevista, adotando um coeficiente C correspondente. A figura 26 apresenta os valores deste coeficiente para algumas idades e diferentes diâmetros da tubulação. A equação de Darcy-Weisbach não possui limites de aplicação para as tubulações condutoras de água, devendo então ser preferencialmente utilizada. No entanto, deve-se conhecer a rugosidade interna devido ao fenômeno de envelhecimento da tubulação. No sentido de se evitar o trabalho de acompanhamento da rugosidade interna das tubulações, desenvolveu-se uma metodologia para determinação destes coeficientes de perda de carga a partir das investigações de Hazen-Williams, descreve Azevedo Neto (1998).

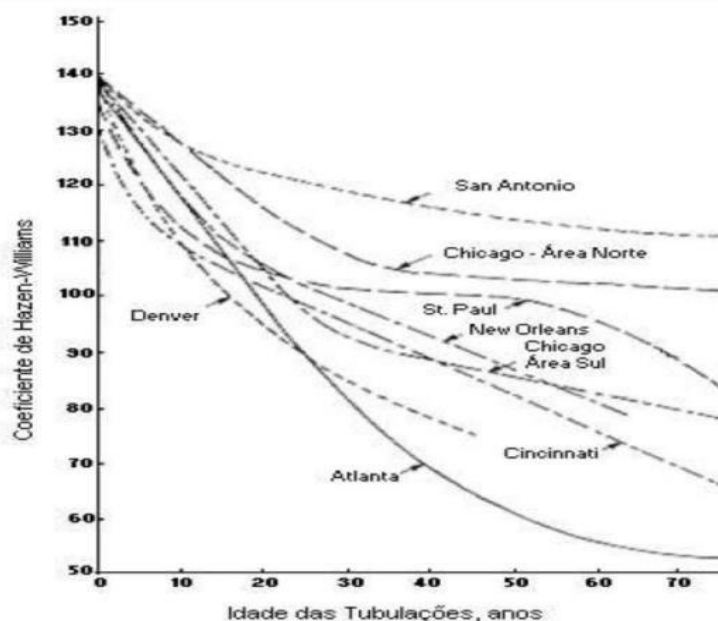
A taxa de deterioração varia conforme o tipo de tubulação, qualidade da água transportada e as práticas de manutenção. Hudson (1966) investigou as variações do coeficiente relativo à rugosidade e propôs para alguns sistemas de distribuição nos Estados Unidos, conforme Figura 26.

Figura 26 - Valores de Coeficiente C para tubos de ferro fundido sem revestimento interno

D (mm)	100	150	200	250	300	350	400	450	500	600	750	900	1050	1500
Anos														
*	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140
0	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130
5	117	118	119	120	120	120	120	120	120	120	121	122	122	122
10	106	108	109	110	110	110	111	112	112	112	113	113	113	113
15	96	100	102	103	103	103	104	104	105	105	106	106	106	106
20	88	93	94	96	97	97	98	98	99	99	100	100	100	100
25	81	86	89	91	91	91	92	92	93	93	94	94	94	95
30	75	80	83	85	86	86	87	87	88	89	90	90	90	91
35	70	75	78	80	82	82	83	84	85	85	86	86	87	88
40	64	71	74	76	78	78	79	80	81	81	82	83	83	84
45	60	67	71	73	75	76	76	77	77	78	78	79	80	81
50	56	63	67	70	71	72	73	73	74	75	76	76	77	78

Fonte: Azevedo Neto (1998)

Figura 27 - Deterioração do C com o tempo



Fonte: Hudson (1966)

Todos os modelos apresentados na Figura 27 são derivados de tubulações metálicas, não necessariamente de aço galvanizado. Ainda é importante ressaltar que a variação proposta por Hudson é válida para tubulações de diâmetros maiores do que 50mm que são característicos de sistemas urbanos de distribuição de água. Desta forma, percebe-se o quanto é importante realizar o dimensionamento hidráulico prevendo o consumo futuro e a deterioração ao longo do prazo das tubulações, (SARZEDAS, 2009).

Segundo Evins *et al.* (1989), problemas hidráulicos são bem compreendidos em comparação com o nosso entendimento da qualidade da água e os problemas estruturais associados ao abastecimento de água. Existem métodos convenientes e confiáveis de acompanhamento das pressões e fluxos na rede. Fórmulas empíricas e programas de computador para análise de rede podem ser usados para quantificar o desempenho hidráulico para um nível de detalhe que seria muito caro por medição direta.

A maioria das redes de distribuição de água é um grande sistema integrado, no qual mudanças hidráulicas podem ter grandes efeitos. Por conseguinte, variações de pressão e de vazão são investigadas com a ajuda de modelos de redes devidamente calibrados. Se os problemas hidráulicos estão confinados a pequenas partes de uma

rede, as medições de campo e cálculos manuais podem muitas vezes produzir respostas adequadas (EVINS *Et Al.*,1989).

Ainda segundo Evins *et al.* (1989), neste contexto de envelhecimento, problemas com os parâmetros de qualidade da água são variáveis dentro de uma rede, de difícil mensuração direta. Assim, as investigações de campo ajudam a estabelecer as causas básicas de problemas e são cruciais para decidir sobre a melhor tratativa.

O estado da superfície interna dos tubos da rede de abastecimento, as características da água bruta e da água tratada, os insumos utilizados para o tratamento da água, a temperatura e a velocidade da água são fatores que quando combinados podem ocasionar a geração de resíduos que se depositam na superfície interna das tubulações e formam as conhecidas incrustações (em forma de tubérculos). O termo incrustação deve ser reservado ao fenômeno da constituição de camadas ou crostas devidas a certas substâncias presentes em quantidades excessivas na água, que vão se depositando ou aderindo às paredes dos tubos, especialmente os tubos metálicos, diminuindo o diâmetro interno (NETO, 1998). “A prática tem demonstrado que em tubos de ferro fundido dúctil não revestido verifica-se o depósito de ferro insolúvel, formando tubérculos, devido à ação de bactérias oxidantes”, cita Tsutiya em 2004. Estes tubérculos se acumulam e formam uma rugosidade na tubulação que pode comprometer o desempenho hidráulico. Na maioria das vezes os tubérculos são constituídos principalmente de óxidos e hidróxidos de ferro: Fe(OH)_2 , Fe_2O_3 , Fe(OH)_3 ou FeOOH . O ferro encontrado nestes 10 tubérculos pode ser originado do ferro solúvel presente na água, ou da corrosão das tubulações (GENTIL, 2007).

Di Bernardo (2000) descreve que a presença de ferro e manganês na água distribuída à população causa sérios inconvenientes, tais como manchas na roupa, sabor desagradável e podem causar depósitos e incrustações. Além do problema de contribuir para piorar a qualidade de água, trazem o problema de perda de vazão nas tubulações e aumento do consumo de energia.

De acordo com Alvisi *et al.* (2009), o envelhecimento e a reabilitação das tubulações de distribuição de água também influenciam nas perdas. As perdas reais, ou seja, as perdas devido às rupturas nas tubulações de distribuição de água aumentam na medida em que os sistemas de distribuição se tornam mais velhos. O

envelhecimento das tubulações e suas consequências variam fortemente conforme o material empregado nas tubulações.

Nos condutos metálicos, quando não for possível a limpeza periódica e se não forem pintados internamente com materiais anticorrosivos, haverá o envelhecimento da tubulação devido à corrosão, quer seja química ou eletrolítica. Nesta situação, para prever-se o envelhecimento a vazão deve ser multiplicada por um coeficiente de segurança, que pode ser deduzido do gráfico 6.1, que mostra a redução da vazão com o passar dos anos em função dos diferentes tipos de água, onde:

(y1) → casos extremos de águas pouco agressivas, pequenos nódulos;

(y2) → água filtrada não arejada e praticamente não corrosiva. Leve incrustação geral;

(y3) → água de poços ou água dura com pequena ação corrosiva e onde as maiores incrustações com nódulos até cerca de 12mm de altura;

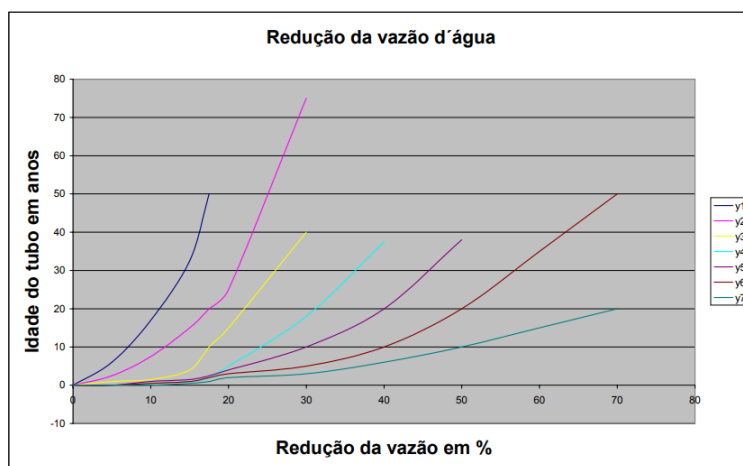
(y4) → água de regiões pantanosas com vestígios de ferro e com matéria orgânica, levemente ácida, onde as grandes incrustações são de até cerca de 25 mm de altura;

(y5) → água ácida de rochas graníticas, onde ocorrem incrustações excessivas e tuberculizações;

(y6) → água extremamente corrosiva ou em pequenos condutos para água doce levemente ácida;

(y7) → casos extremos de águas muito agressivas.

Figura 28 - Relação entre a idade dos tubos e as vazões



Fonte: Raimundo Ferreira Ignácio – (FEI, 2010)

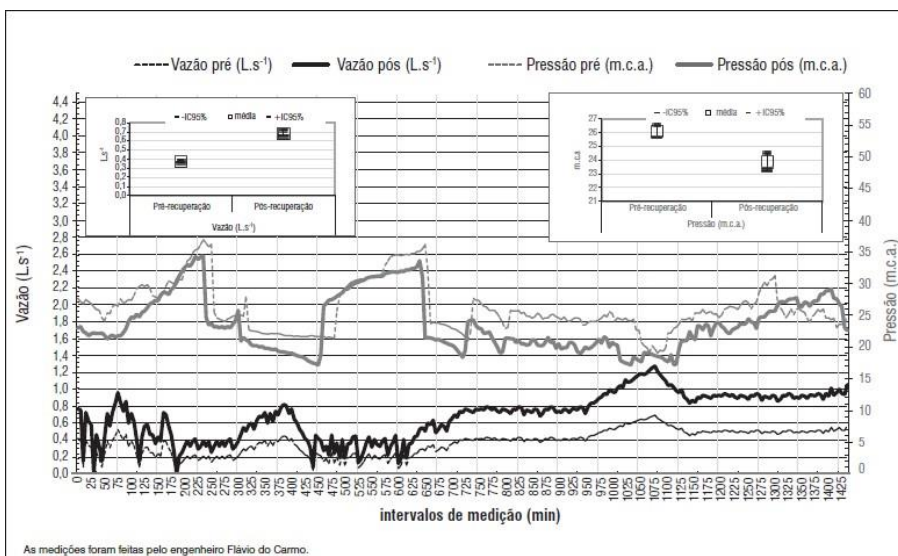
Lamont (1981) elabora uma síntese das experiências realizadas na década de 50 para obtenção dos valores do fator de atrito e respectivas fórmulas exponenciais utilizadas. Ele menciona sobre as limitações dos resultados quando compara os ensaios (cerca de 350 em 1955) realizados fora da faixa de diâmetro dos tubos ou velocidades dos experimentos originais. Assim, enquanto as curvas de rugosidades relativas podem dar resultados razoavelmente precisos na faixa de diâmetro e velocidades cobertas pelos experimentos em que foram executadas, essas limitações tendem a subestimar o atrito quando as velocidades ou diâmetros estão abaixo ou acima dos limites. Como estes limites raramente são declarados, o uso de fórmulas e gráficos podem não ter a exatidão necessário quando de sua aplicação específica

A vida útil desse material depende de uma série de fatores como o pH da água transportada, espessura da tubulação, tipos de utilização, condições de exposição. E até mesmo de sais minerais dissolvidos, que pode ser de elevada concentração de carbonatos e de bicarbonatos de cálcio e magnésio, e além de cloretos, oxigênio e cloro ativo livre, presentes em pequenas concentrações (GNIPPER, 2012).

Um estudo feito na Universidade Estadual de São Paulo (UNESP), (MORUZZI, R.B. *Et. Al.*), Caracterização química e mineralógica da incrustação em rede de ferro fundido e potencial de recuperação da capacidade hidráulica, Engenharia Sanitária e Ambiental) mostra o comportamento da vazão das tubulações de Ferro Fundido após anos de funcionamento e com incrustação desenvolvida nesse tempo.

Foram retiradas amostras de tubulações da rede de abastecimento da cidade de Rio Claro, no estado de São Paulo. As amostras foram submetidas a testes de vazão, sendo antes e após um procedimento de limpeza a fim de remover as incrustações. A diferença entre o cenário pré-limpeza e pós-limpeza é expressivo. Foram atribuídos valores de C baixos devido à alta rugosidade relativa aparente. A perda de carga (J) obtida nos ensaios de pitometria no estudo foi de $0,03 \text{ mm}^{-1}$ e as faixas usuais de C reportado por Porto (apud. MORUZZI, 1998) foram de $90 \text{ m}^{0,367}/\text{s}$ para tubo de Ferro Fundido velho e $130 \text{ m}^{0,367}/\text{s}$ para tubo de Ferro Fundido novo. Logo, a vazão veiculada para um tubo de 100mm seria de 9 a 13L/s. Os valores de vazão são consideravelmente superiores aos que foram medidos, até mesmo após a limpeza. Isso indica claramente a má conservação da rede de abastecimento, que resulta na necessidade da substituição dos trechos. Chegou a ser considerado que a incrustação em alguns pontos era tão alta que chegou a ser capaz de bloquear a veiculação de água.

Figura 29 - Vazão veiculada e pressão no trecho submetido a testes



Fonte: Moruzzi, R.B. et. Al. (2012)

A simulação de 4 cenários foi feita para comparar o efeito de combinações diferentes, de acordo com o planejamento de troca ou limpeza da rede de Rio Claro (CURAN, apud MORUZZI, 2010). Como o cadastro e setorização dessa rede são desatualizados, foi definido uma área de estudo que, por sua vez, foi setorizada hipoteticamente. Dessa forma, os resultados devem ser avaliados em termos comparativos entre os cenários simulados.

Os gráficos abaixo apresentam os resultados das simulações desses cenários. Começa-se do nó 6, o primeiro contabilizado da rede. Eles evidenciam claramente o efeito da incrustação nas tubulações, mostrando a perda de energia ao longo do trajeto (MORUZZI, 2012).

No 1º cenário, a tubulação está no estado pré-reabilitação, com valores de diâmetros disponíveis no cadastro de setor disponibilizado pelo Departamento Autônomo de Água e Esgoto (DAAE). Ou seja, representa ausência de manutenção, mostra os maiores valores de perda de energia. As pressões superaram muito a máxima recomendada de 500 kPa, conforme dito na NBR 12.218 (2017).

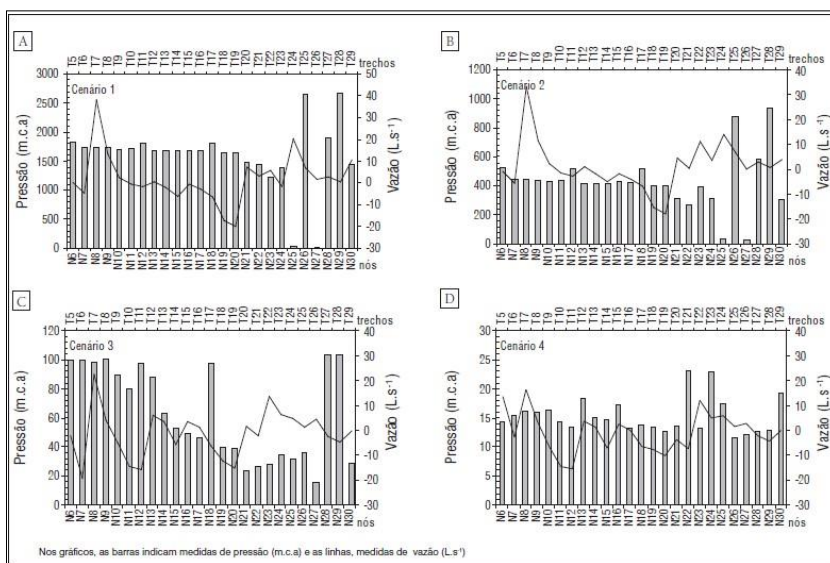
Já no 2º cenário, a tubulação foi parcialmente substituída em 500m e recuperada em 1.609,4m, também com diâmetros disponibilizados pelo DAAE. Possui valores de perda de energia mais amenos. Contudo, ainda se necessita de

manutenção nos trechos de altas pressões, pois as vazões requeridas não estão sendo atendidas.

O 3º cenário já representa total substituição por tubos novos, com o diâmetro original do projeto original, que mostra melhora expressiva, diminuindo as pressões.

O 4º cenário, por fim, também teve total substituição por tubos novos, porém de PEAD e com diâmetros mínimos de 150mm em zonas comerciais ou residenciais com densidade igual ou maior que 150hab/há. (CURAN, apud MORUZZI, 2010).

Figura 30 - Resultado dos cenários



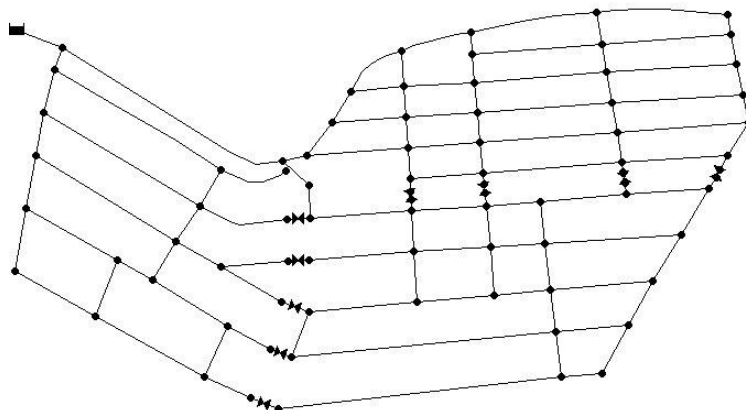
Fonte: Moruzzi, R.B. et. Al. (2012)

A conclusão desse estudo foi que a manutenção devida nas redes de abastecimento deve ser uma prática recorrente, pois a incrustação compromete consideravelmente a capacidade hidráulica de uma rede de abastecimento. O valor de C variou de 3,9 a 14 m^{0,367}/s antes e depois da reabilitação da rede, respectivamente. O estudo provou de forma prática que a ineficiência das redes de abastecimento está diretamente relacionada à falta de manutenção nas mesmas.

Com base nos estudos de incrustações e ineficiência das redes de abastecimento no Brasil, montamos uma simulação de pressões de redes em função da alteração do coeficiente C e da diminuição do diâmetro das tubulações causada pela incrustação, por meio do Epanet.

5.1 Modelagem hidráulica da rede de distribuição por meio do Epanet

Figura 31 - Traçado da simulação no EPANET



Fonte: O autor

O estudo dos sistemas de abastecimento de água iniciou-se antes do surgimento dos primeiros computadores. Numa fase anterior à era da informática, os engenheiros já projetavam, construíam e geriam sistemas de abastecimento e distribuição de água, mas de um modo experimental ou através de cálculo manual. Numa fase anterior aos simuladores hidráulicos, o dimensionamento dos sistemas de distribuição de água era efetuado por meio de ábacos e com a aplicação de escalas logarítmicas que simplificavam as expressões matemáticas (OLAIA, 2012).

Em 1936, Hardy Cross, na Universidade de Illinois, desenvolveu um processo sistemático para calcular sistemas hidráulicos. O método dele é o mais antigo e o mais adotado no ensino de cálculo das condições de equilíbrio hidráulico de sistemas de distribuição de água.

A simulação do comportamento do sistema pode ser utilizada para prever a sua resposta face a gamas alargadas de condições operacionais e ambientais. Os problemas podem assim ser antecipados e as soluções avaliadas antes de os investimentos serem realizadas (COELHO *Et Al.*, 2006).

Modelos de simulação são modelos matemáticos cujas técnicas permitem representar alternativas propostas e simular condições reais que poderiam ocorrer dentro de uma faixa de incertezas, inerentes ao conhecimento técnico científico (TUCCI, 2004).

Os modelos de simulação são ferramentas que permitem, com uma margem de erro estimável, analisar e prever o comportamento hidráulico e de parâmetros de qualidade de água do sistema a partir das características dos seus componentes, da sua forma de operação e dos consumos solicitados. Os modelos permitem assim a rápida e eficaz realização de análises de sensibilidade e a simulação de cenários variados, com suficiente aproximação, sem ser necessário interferir com o sistema em causa ou arriscá-lo a modos de operação desconhecidos. Os instrumentos computacionais são utilizados no campo do projeto e do diagnóstico de funcionamento de sistemas de transporte e distribuição de água, constituindo um complemento importante ao discernimento e experiência dos técnicos envolvidos (COELHO Et Al., 2006).

Para Coelho *et al.* (2006), um modelo de simulação hidráulica de um sistema de abastecimento de água é composto por:

a) um conjunto de dados descritivos das características físicas do sistema, das suas solicitações – os consumos – e das suas condições operacionais;

b) um conjunto de equações matemáticas (na sua maioria não lineares) que reproduzem o comportamento hidráulico dos componentes individuais e do sistema como um todo, expressas em termos das principais variáveis de estado – por exemplo, o caudal nas condutas ou a pressão nos pontos Apoio ao Planeamento Apoio ao Projeto Apoio à manutenção e operação notáveis – e instanciadas pelos dados descritivos mencionados no item anterior;

c) os algoritmos numéricos necessários para a resolução desse conjunto de equações matemáticas.

Um marco no desenvolvimento de softwares na modelagem de redes hidráulicas se deu com o modelo computacional de simulação hidráulica que, calculava as pressões nos nós utilizando o método de Newton-Raphson e dava suporte a análises de cálculos de rede, desenvolvidos por (Shamir & Howard, 1968).

Depois disso, um programa computacional de grande referência foi desenvolvido em 1972 pela Universidade de Kentucky apresentado por Wood & Chales, apud Cesário (1995).

Atualmente, um dos simuladores mais utilizados no mundo por entidades gestoras, investigadores e académicos é o Epanet (ROSSAMAN, 2008), desenvolvido por Lewis A. Rossman da U.S. Environmental Protection Agency (US EPA), dos Estados Unidos, e traduzida para o português do Brasil pelo Laboratório de Eficiência

Energética e Hidráulica em Saneamento – LENHS, da Universidade Federal do Paraíba – Brasil (GOMES E SALVINO, 2007).

5.2 Caracterização do Epanet 2.0

Segundo Loureiro e Coelho (2004), o EPANET é um programa de computador que permite executar simulações estáticas e dinâmicas do comportamento hidráulico e de qualidade de água de sistemas de distribuição em pressão. A simulação estática permite reproduzir as características do sistema simulado para um dado cenário de consumos, como se deles fornecessem uma fotografia. Em complemento desta, a simulação dinâmica é utilizada em sistemas de distribuição de água, quando é efetuada uma simulação da evolução do sistema ao longo do tempo, através de uma sequência de equilíbrio hidráulico obtida para sucessivos instantes. Este programa permite obter os valores do caudal 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 passos de cálculo.

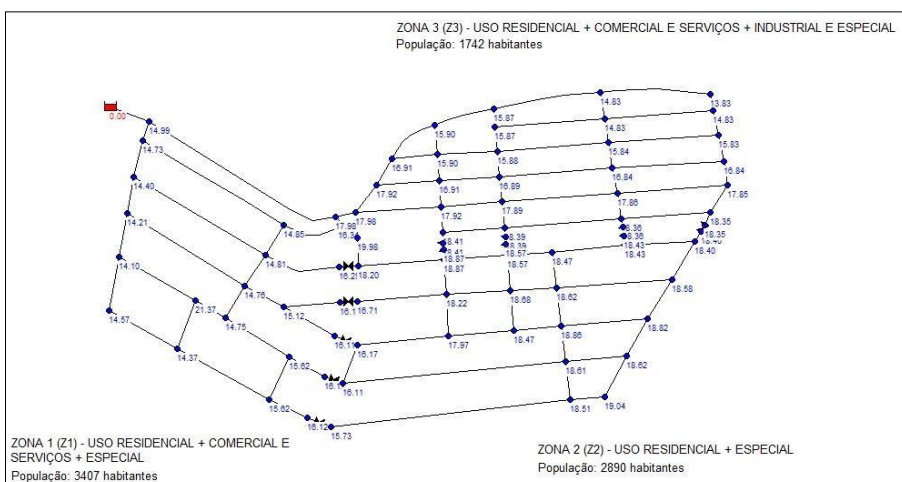
Conforme o manual do usuário traduzido e adaptado pelo Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento Universidade Federal da Paraíba, UFPB, BRASIL (2006), o EPANET é um programa de computador que permite executar simulações estáticas e dinâmicas do comportamento hidráulico e de qualidade da água em redes de distribuição pressurizada. Uma rede é constituída por tubulações, bombas, válvulas, reservatórios de nível fixo e/ou reservatórios de nível variável. O EPANET 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.

O EPANET foi concebido para ser uma ferramenta de apoio à análise de sistemas de distribuição, melhorando o conhecimento sobre o transporte e o destino dos constituintes da água para consumo humano. Pode ser utilizado em diversas situações onde seja necessário efetuar simulações de sistemas pressurizados de distribuição. O estabelecimento de cenários de projeto, a calibração de modelos

hidráulicos, a análise do decaimento do cloro residual e a avaliação dos consumos são alguns exemplos de aplicação do programa.

O EPANET pode ajudar a analisar estratégias alternativas de gestão, de modo a melhorar a qualidade da água do sistema, através de alterações na utilização de origens da água num sistema com múltiplas origens, alteração de esquema de funcionamento de grupos elevatórios e enchimento/esvaziamento de reservatórios de nível variável, utilização de tratamento adicional, tal como a recloração e seleção de tubulações para limpeza e substituição (reabilitação). Em ambiente Windows, o EPANET fornece uma interface integrada para editar dados de entrada da rede, executar simulações hidráulicas e de qualidade da água e visualizar os resultados em vários formatos. Estes últimos incluem isolinhas.

Figura 32 - Rede ramificada com pressões



Fonte: O autor

5.3 Capacidade de modelagem Hidráulica

Ainda segundo o manual do usuário do EPANET, uma rede completamente caracterizada (ou seja, incluindo todas as tubulações, sem simplificações) e uma modelagem hidráulica confiável constituem pré-requisitos essenciais para a correta modelagem de qualidade da água.

O EPANET contém um conjunto de ferramentas de cálculo para apoio à simulação hidráulica, onde se destacam como principais características:

- ✓ 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, etc;
- ✓ Modelagem de bombas de velocidade constante ou variável;
- ✓ 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 (p.ex. aspersores de irrigação, ou consumos dependentes da pressão);
- ✓ Possibilidade de basear as condições de operação do sistema em controles simples, dependentes de uma só condição (p.ex., altura de água num reservatório de nível variável, tempo), ou em controles com condições múltiplas.

6 METODOLOGIA

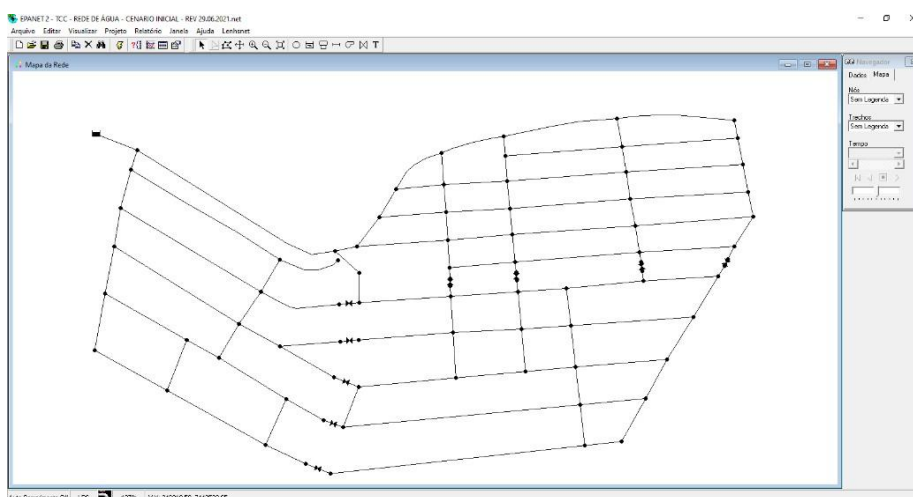
Conforme os objetivos identificados no Capítulo 2, o trabalho pretende compreender os efeitos práticos do envelhecimento da rede de água no abastecimento de uma região.

Para que a rede simule uma situação mais real possível, foi desenvolvida a partir das características geográficas da cidade de Atibaia, no interior do Estado de São Paulo. Usando a regulamentação de zoneamento da cidade, obedeceu aos parâmetros estipulados pelo Serviço Autônomo de Água e Esgoto (SAAE) de Atibaia, empresa responsável pelo abastecimento de água e saneamento básico na cidade.

Foi desenvolvida uma rede de distribuição de água hipotética em estudo, do tipo mista (ramificada e malhada), baseado nas normas técnicas para dimensionamento de rede de distribuição de água em loteamentos. O local de estudo foi caracterizado como um sistema isolado, na qual não há influência de outras partes da rede.

O setor relativamente pequeno facilita a mudança dos cenários ao longo do tempo e a análise dos resultados.

Figura 33 - Rede hipotética do tipo mista



Fonte: O autor

O município de Atibaia foi escolhido como cenário de fundo para nosso loteamento fictício porque está localizada entre três importantes cidades do Estado, sendo elas São Paulo, Campinas e São José dos Campos, além de estar no cruzamento de duas importantes rodovias, sendo elas a rodovia federal Fernão Dias (BR-381) e a estadual Dom Pedro I (SP-65). Seu posicionamento geográfico situa-se em um local determinante para o crescimento populacional e com fortes traços para a

verticalização e adensamento urbano, aumentando a pressão na infraestrutura existente, principalmente de água e esgoto, que não foi projetada para esta condição de demanda.

O município de Atibaia tem uma área de 478 km². Teve uma evidente aceleração do crescimento populacional a partir de 1960, com uma população de 23.051 habitantes e em 2020, uma população de 145.378 habitantes, conforme estudo populacional de 2021 do IBGE.

Como característica a ser considerado no estudo, Atibaia possui um relevo formado por serras alongadas, morrotes, colinas e planícies. A área mais urbanizada é formada pelas colinas com declividade variada e apresenta altitudes majoritariamente entre 800 m e 1.000m.

O Clima da região é temperado e com temperaturas relativamente elevadas durante o ano, o que determina uma elevada taxa de consumo médio de água por habitantes.

Atibaia, em 1985, inaugurava seu primeiro sistema de distribuição de água, que era composto por uma adutora de ferro fundido de 5" e um reservatório com capacidade de 600 m³. A água era captada na serra do Itapetinga. Em 1954, foi construído um reservatório de 1.800 m³ e, no ano seguinte, um reservatório elevado com capacidade de 150 m³, atendendo a demanda por água encanada no centro histórico da cidade. Em 1964, iniciou-se as obras de captação da água do Rio Atibaia, iniciando a operação da Estação de Tratamento de Água (ETA), apenas em 1966.

Em 1980, o sistema de distribuição de água foi expandido para a região de expansão urbana e, em 1996, entrou em operação do sistema produtor Cerejeiras atendendo a região rural que foi incorporada na região urbana do município.

Para atender a demanda crescente por água tratada e distribuída por rede de distribuição de água, em 1969 foi criado o Serviço Autônomo de Água e Esgoto de Atibaia (SAAE de Atibaia), uma autarquia criada pelo regulamento da lei nº 1.106, com o objetivo de construir e operar as estruturas de saneamento do município. Em 2013, incorporou a responsabilidade da gestão de resíduos sólidos e realizou uma parceria pública privada (PPP), com a empresa CAB Atibaia, para a operação do sistema de esgotamento sanitário e sua universalização.

Desta forma, podemos caracterizar que dos 604 Km de rede de água existente no município de acordo com Sistema Nacional de Informação do Saneamento Básico

(SNIS-2019), existem redes da década de 60 até agora com diâmetros que variam de 50 a 600mm, em diferentes materiais como ferro fundido, FOFO, PVC e PEAD.

É importante também observar que o município possui um consumo médio per capita de 158 l/hab./dia, onde a média brasileira, conforme o SNIS (2019) é de 154,9 l/hab./dia. O índice de perda na distribuição de Atibaia é de 46,74%, número elevado em relação à média geral do Brasil, que é de 39,2%, para a empresas que participaram do SNIS (2019).

A SAAE disponibiliza em sua página na internet normas técnicas. Entre elas, podemos destacar o Manual para Empreendimentos (Compilação das NT.DTE.004 a 009), reunindo em um único documento os procedimentos necessários para o encaminhamento de demandas de engenharia para os serviços de emissão de diretrizes, aprovação de projetos hidráulicos, estudos de viabilidade técnica e material utilizado como base para o dimensionamento da rede de distribuição de água de Atibaia.

Zoneamento é um conjunto de parâmetros que setoriza a ocupação do solo de acordo com as atividades de uma região, bem como define o modo com que as edificações devem estar implantadas nos lotes de forma a proporcionar a melhor relação com as edificações vizinhas. Para a simulação, foram utilizadas três zonas definidas em Atibaia. Em cada um dos setores de abastecimento, determinou-se um zoneamento diferente, sendo eles a 'Zona Exclusivamente Residencial', dada por ZR1, a 'Zona Mista 1', dada por ZM1 e a 'Zona Exclusivamente Econômica 2', dada por EE2.

Figura 34 - Lei de uso e ocupação de solo no município de Atibaia

Zonas	Restrições				
	Índices urbanísticos		Dimensionamento mínimo de lote		Recuo mínimo (m) (10)
	To (%)	Io (2)	Lote (m ³)	Frente (m)	Frente
ZR1	60	1,1	500		
ZM1	70	2			
EE2					

Fonte: Adaptado do site da Prefeitura de Atibaia

Notas da tabela:

- ✓ (2): Área construída no subsolo e área livre no pavimento térreo de construção sobre pilotis. Qualquer que seja a sua destinação, não será computada no cálculo do coeficiente de aproveitamento (Io);
- ✓ (5): Admitida construção de edícula no espaço de recuo, junto às divisas do lote, com um pavimento. Dimensão máxima de 5,00 (cinco) metros, a partir da divisa de fundos, e altura máxima de 3,50 metros, na divisa dos fundos. Proibida a utilização do pavimento superior, devendo ser obedecido um recuo mínimo de 2,00 (dois) metros para construção principal;
- ✓ (8): Exigido para todos os lados, admitido para apenas um dos lados no caso de lotes já existentes, com frente inferior ou igual a 12,00 (doze) metros;
- ✓ (9): Exigido, no mínimo, para um dos lados, admitida não observância da exigência no caso de lotes já existentes, com frente inferior ou igual a 10,00 (dez) metros.

A Zona Residencial Um - ZR1 - constitui-se de áreas consolidadas em glebas vazias destinadas ao uso predominantemente residencial unifamiliar, com área mínima de lote de 500 m², com taxa de ocupação do terreno de 60% e altura máxima de 10 m.

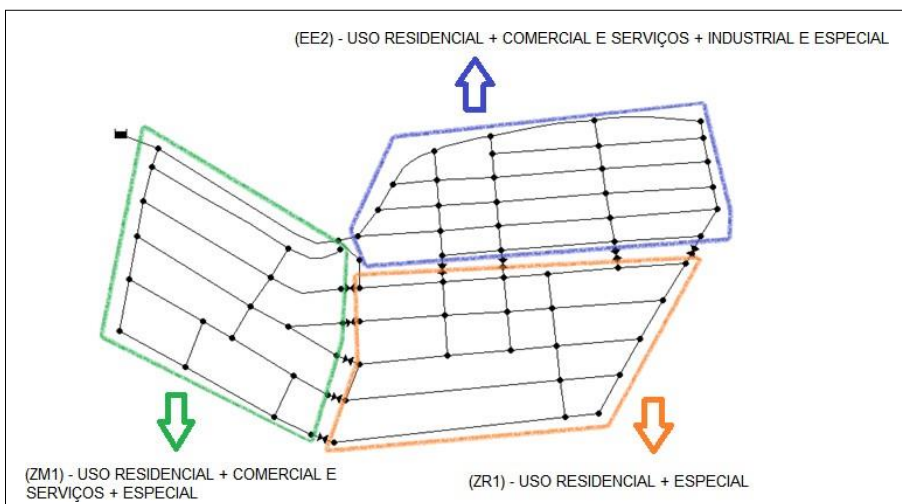
A Zona Mista Um - ZM1 - constitui-se de zona residencial com mescla de usos mistos e não residenciais de baixo e médio impacto compatíveis com o uso residencial, com área mínima de lote de 500 m², com taxa de ocupação do terreno de 70%, coeficiente de aproveitamento de 2,8 e sem restrição de altura máxima.

A Zona exclusivamente Econômica Dois - EE2 - constitui-se de zona não residenciais, admitidos estes, apenas quando existentes, sobre áreas urbanizadas regularmente aprovadas. São áreas de localização apropriada para estabelecimentos industriais, comerciais e no que couber, de serviços, de grande porte, e de alto grau de incômodo, embora não poluidores do meio ambiente. É permitido a fabricação de produtos alimentícios, bebidas, torrefação e moagem de café, tecelagem, fabricação de máquinas, aparelhos e materiais elétricos, fabricação de veículos automotores, entre outros.

Para o cálculo da população em cada um dos setores, utilizou-se os parâmetros de dimensionamento mínimo de lotes em seus respectivos zoneamentos e o

comprimento total da rede em cada um dos setores. Para o cálculo da vazão, foi utilizado uma vazão específica por metro de canalização, expressa em l/s, a mesma unidade de medida utilizada na modelagem hidráulica.

Figura 35 - Zoneamento



Fonte: O autor

A montante do reservatório está a rede hipotética, caracterizada por três zonas de abastecimento, separadas por válvulas de fechamento que impedem a mistura dos setores e separa os respectivos zoneamentos.

Figura 36 - Tabela de Zoneamento de Atibaia

Município de Atibaia – LEI DE USO E OCUPAÇÃO DO SOLO
Anexo 07 – RESTRIÇÕES DE OCUPAÇÃO DO SOLO (22)

Zonas (11)	Índices Urbanísticos		Dimensionamento mínimo do lote	
	To (%) (3)	Io (2)	Lote (m ²)	Frente (m)
ZR1	60	1,10	500,00	15,00
ZR2 (20)	70	1,45	360,00	12,00
ZR3 (20)	80	3,00	175,00	7,00
ZR4 (20)	90	3,50	125,00	5,00
ZR5 (20)	70	1,45	360,00	12,00
			2.000,00 (21)	40,00 (21)
ZM1 (20)	70	2,80	500,00	10,00
ZM2 (20)	80	3,30	250,00	10,00
ZM3 (20)	90	2,90	250,00	10,00
EE1 (13) (20)	60	2,50	2.000,00	20,00
EE2 (13) (20)	60	2,20	4.000,00	30,00
EE3 (13) (20)	40	2,00	30.000,00	100,00
ZC1 (14)(15)(16)	90	1,60	250,00	10,00
ZC2 (15)(16)	90	2,50	250,00	10,00
ZC3	90	3,20	250,00	10,00
ZC4 (17)	90	3,20	250,00	10,00
ZA (20)	50	1,00	2.000,00	20,00
RURAL	5	0,25	-	-

Fonte: O autor

A rede é constituída de condutos primários e condutos secundários, chamados de trechos. Os condutos primários com diâmetro 500mm e 150mm no material de ferro fundido dúctil e os condutos secundários no diâmetro de 75mm no material PEAD.

Nas interseções dos trechos foram atribuídos nós, dotados de parâmetros de consumo, cota e coordenadas topográficas no plano cartesiano. As cotas foram atribuídas de forma arbitrária, variando de 845 (maior) a 823,5 (menor), considerando o município de Atibaia que apresenta relevo montanhoso.

Para o cálculo da simulação, o software utiliza a fórmula de perda de carga de Hazen-Williams e os coeficientes de rugosidade para os tubos foram determinados de acordo com cada um dos cenários.

A simulação foi dividida em três cenários: inicial, intermediário e final. Cada cenário proposto foi dimensionado com seus respectivos parâmetros.

Equação 8 - População no bairro

$$População = \frac{\text{Comprimento da reaa}}{\text{"X" (comp. frente do lote)}} * 4 \text{ (hab. p/ lote)} * 2 \quad (8)$$

(lado da rua).

Chegou-se aos valores de:

Figura 37 - População por Zoneamento

Setor	População
Z1 (ZM1)	3
Z2 (ZR1)	
Z3	

Fonte: O autor

Para o cálculo da vazão específica:

Equação 9 - Vazão específica

$$q_m = \frac{n * k1 * k2 * q}{86400} \quad (9)$$

Onde:

q_m = vazão de distribuição ao longo da canalização, na hora de maior consumo, do dia de maior demanda (l/s por metro de canalização).

n = número médio de pessoas abastecidas por metro de canalização em um setor, dado por:

Equação 10 - Número de pessoas abastecidas

$$n = \frac{\text{população a ser abastecida pela rede}}{\text{extensão da rede no setor}} \quad (10)$$

k_1 = coeficiente relativo aos dias de maior consumo (valores usuais: 1,25 e 1,20)
 k_2 = coeficiente correspondente à hora de maior demanda (valor comum: 1,50)
 q = quota de água a ser distribuída por habitante, expressa em litros por 24 horas.

Chegando aos valores totais em cada setor:

Figura 38 - Vazão Total por Zoneamento

Setor	Vazão total (l/s)
Z1 (ZM1)	1
Z2 (ZR1)	
Z3	

Fonte: O autor

Os dados gerais da rede em estudo são o comprimento total de 16.210,9 m, 110 trechos e 101 nós. O ano de início da simulação de operação da rede foi adotado 2001, com horizonte de projeto de 20 anos (até o ano de 2021). Para ocupação total do empreendimento, considerou-se uma população atendida de 8.039 habitantes (4 habitantes/residência, totalizando 2009 edificações).

O traçado da rede foi definido para ser do tipo malhado e ramificado, formando vários anéis no setor, sendo interligado por completo, facilitando o equilíbrio das pressões necessárias, definidas em norma.

A área delimitada é toda urbana, com lotes, casas, comércios e prédios, além de vias para automóveis. No total o setor ocupa uma área de 0,99 km².

Foi considerado um consumo per capita de 200 litros por habitante ao dia, coeficiente de variação máxima diária (K_1) de 1,2 e coeficiente de variação máxima horária (K_2) de 1,5. São valores estabelecidos em norma NBR 12.218 (2017) para projeto de loteamento.

Para compreendermos os efeitos práticos do envelhecimento da rede de água no abastecimento de uma região, utilizou-se o software EPANET para simulação hidráulica. O EPANET é um modelo automatizado que permite simular o comportamento hidráulico e de qualidade da água de um sistema de distribuição sujeito a diversas condições operacionais, durante um determinado período de funcionamento (Manual do Usuário Epanet 2.0 Brasil).

Inicia-se alocando um reservatório de nível fixo na cota mais alta (845m), para abastecer a rede. O reservatório de nível fixo garante um abastecimento contínuo e de vazão ilimitada, sem interrupções. Sendo assim, não se faz necessário atribuir captação, adutoras ou bombas, visto que o reservatório de abastecimento contínuo substitui tais etapas.

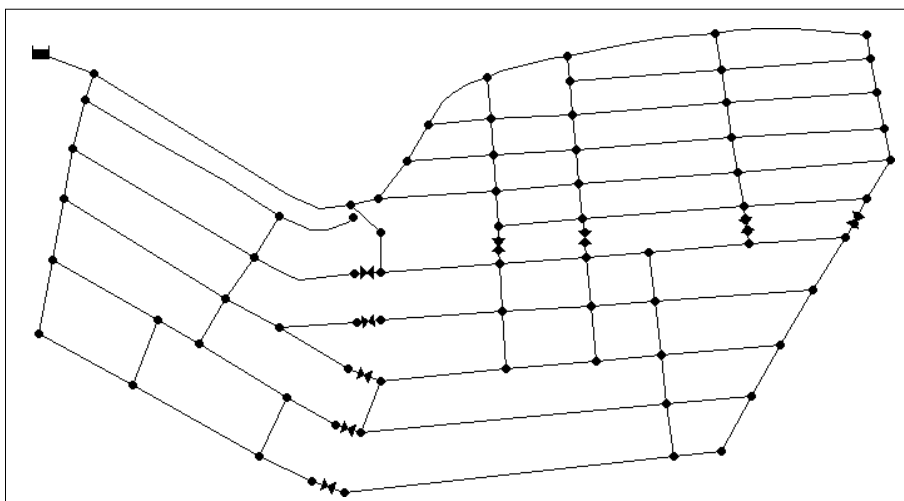
Para simulação foi desenvolvido uma rede de abastecimento de água hipotética, do tipo mista (ramificada e malhada).

6.1 Dados do Projeto

Para a modelagem da rede com auxílio da ferramenta EPANET, é necessário a inserção de dados considerados para o projeto, como:

- ✓ Distribuição espacial da rede de distribuição de água;
- ✓ Trechos de tubulação e nós com as cotas topográficas;
- ✓ Diâmetro, rugosidade, comprimento das tubulações;
- ✓ Condição de pressão de operação do sistema;
- ✓ Execução da simulação hidráulica
- ✓ Obtenção dos resultados da simulação e validação dos resultados.

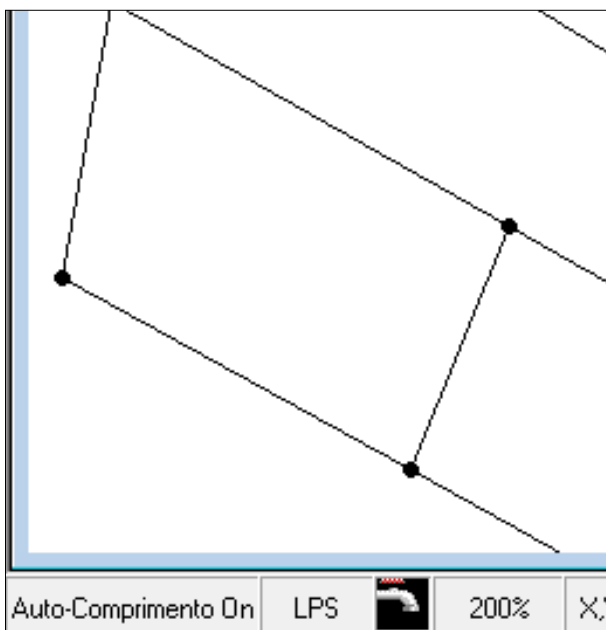
Figura 39 - Rede hipotética do tipo mista



Fonte: O autor

Com a opção do Auto-Comprimento ativada, conforme desenhamos a rede, o software calcula automaticamente o comprimento das tubulações. Nas interseções são posicionados nós que interligam os trechos.

Figura 40- Opção 'Auto-comprimento' no Epanet



Fonte: O autor

A rede hipotética é dividida em três setores de abastecimento, separados por válvulas no estado fixo fechado, o que impossibilita a passagem de água por ele. Esta válvula simula o funcionamento de um registro fechado.

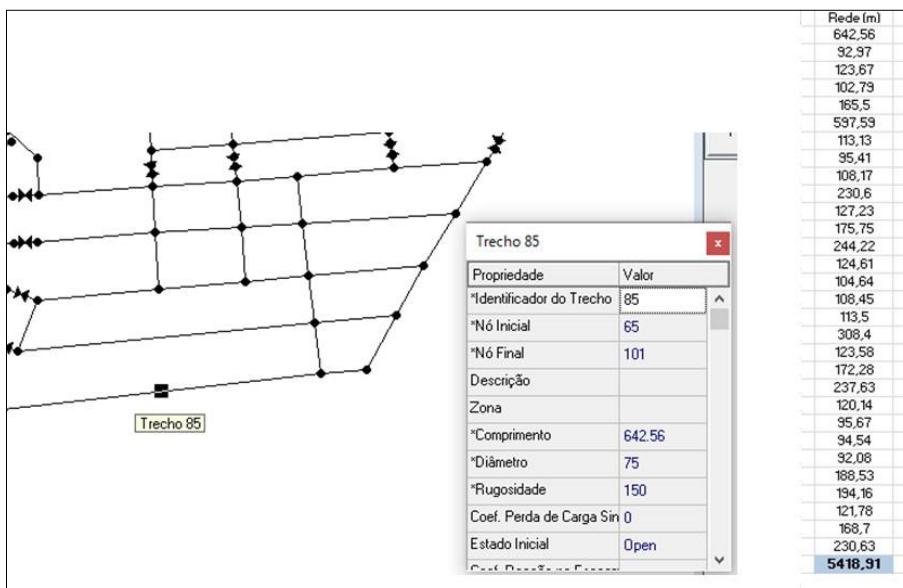
Figura 41 - Válvulas do tipo estado fixo fechado

Válvula 40	
Propriedade	Valor
*Identificador da Válvula	40
*Nó Inicial	48
*Nó Final	69
Descrição	
Zona	
*Diâmetro	100
*Tipo	PRV
*Parâmetro de Controle	0
Coef. Perda de Carga Singular	0
Estado Fixo	Closed
Vazão	#N/A
Velocidade	#N/A
Perda de Carga	#N/A
Qualidade	#N/A
Estado	#N/A

Fonte: O autor

Após elaborar a rede de abastecimento hipotética, foi calculado o comprimento total da rede em cada um dos setores.

Figura 42 – Somatória do comprimento total da rede



Fonte: O autor

Chegando aos valores de comprimento de rede nos setores Z1, Z2 e Z3:

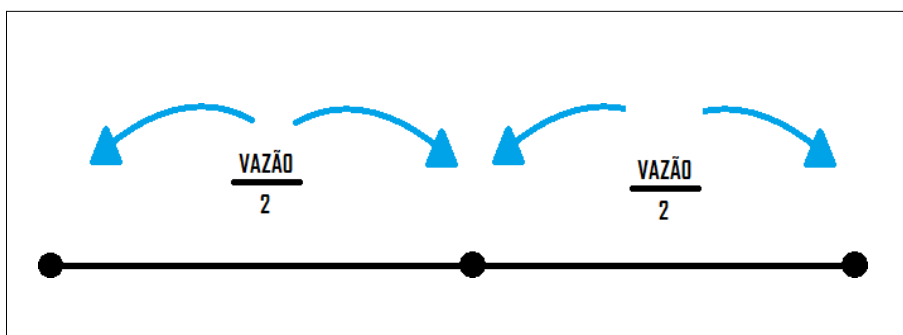
Figura 43 - Comprimento dos Zoneamentos

Setor	Comprimento de rede
Z1 (ZM1)	3794,23
Z2 (ZR1)	4548,95
Z3 (EE2)	5648,48

Fonte: O autor

Para a modelagem das vazões no software com a metragem de cada um dos trechos, foi possível calcular a vazão em cada um dos trechos, sendo a vazão distribuída nos dois nós a montante e jusante. Em outras palavras, metade da vazão à montante e metade à jusante.

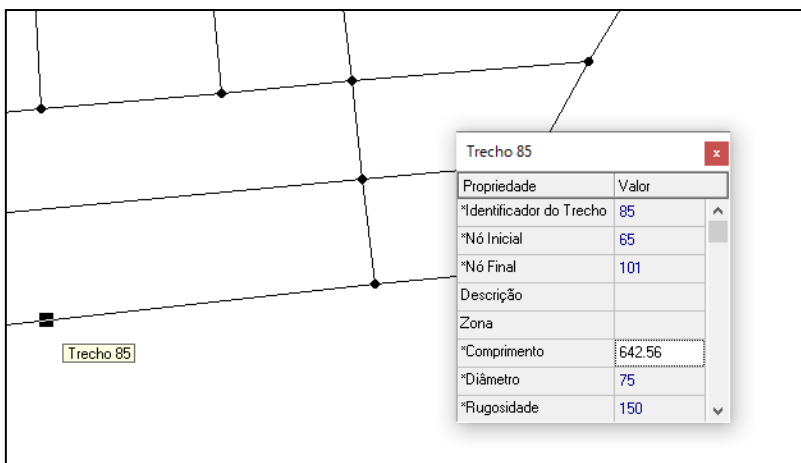
Figura 44 - Modelagem das vazões



Fonte: O autor

A rede de abastecimento hipotética foi dimensionada com diâmetro de 75mm em material PEAD para os trechos onde terão ramais de ligação aos lotes, 500m e 150mm em material Ferro Fundido para as adutoras. Os coeficientes foram determinados de acordo com o material do tubo, conforme literatura ou catálogo técnico.

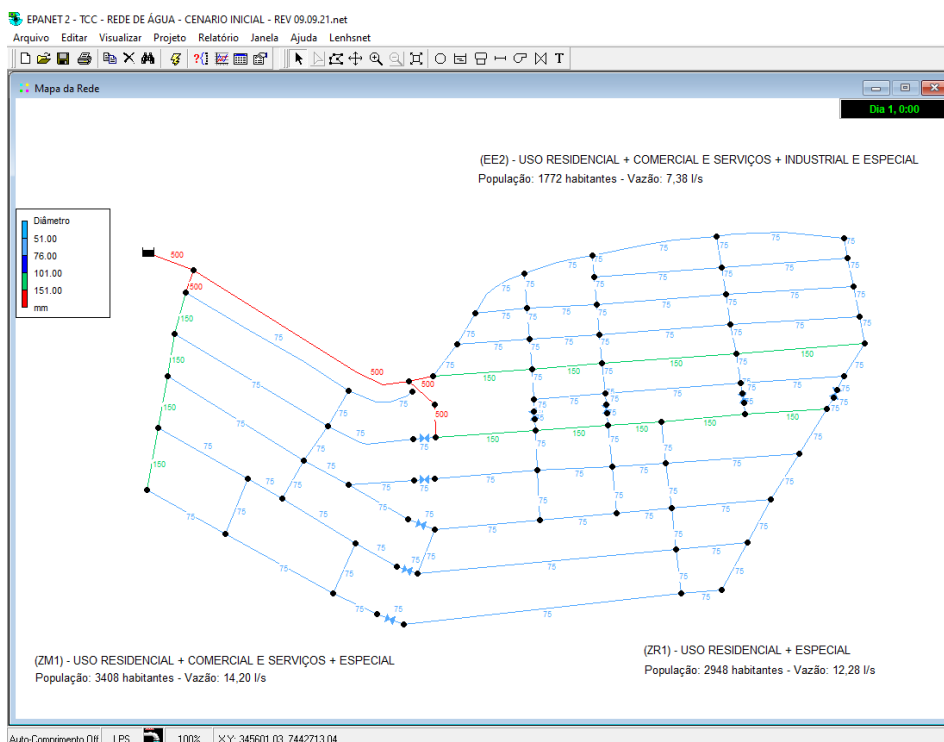
Figura 45 - Parâmetro dos trechos



Fonte: O autor

6.2 Cenário Inicial

Figura 46 - Cenário inicial no Epanet



Fonte: O autor

Neste cenário, foram definidos os dados para simulações estáticas no setor de abastecimento de água, conforme a figura 46. Na figura 47 são apresentados os parâmetros utilizados no cenário denominado “cenário inicial”.

Figura 47 - Parâmetros Do Cenário Inicial

CENÁRIO INICIAL		Setor		
		ZM1	ZR1	EE2
Conduto primário	Vazão (l/s)	14,2	12,28	7,38
	Material	FoFo	FoFo	Fofo
	Diâmetro (mm)	150	150	150
	Coefficiente de rugosidade	130	130	130
	Comprimento total (m)	464,95	979,52	997,64
Conduto Secundário	Material	PEAD	PEAD	PEAD
	Diâmetro (mm)	75	75	75
	Coefficiente de rugosidade	150	150	150
	Comprimento total (m)	3794,23	4548,95	5648,48
Nós	Quantidade (unidade)	20	26	30
Trechos	Quantidade (unidade)	24	34	46
Habitantes	Quantidade (unidade)	3408	2948	1772

Fonte: O autor

O cenário inicial corresponde a rede em operação na concepção original do bairro hipotético, dimensionado com 3408 habitantes no setor ZM1, 2948 habitantes no setor ZR1 e 1772 habitantes no setor EE2. Vazão total de 14,2l/s na ZM1, 12,28l/s na ZR1 e 7,38l/s na EE2.

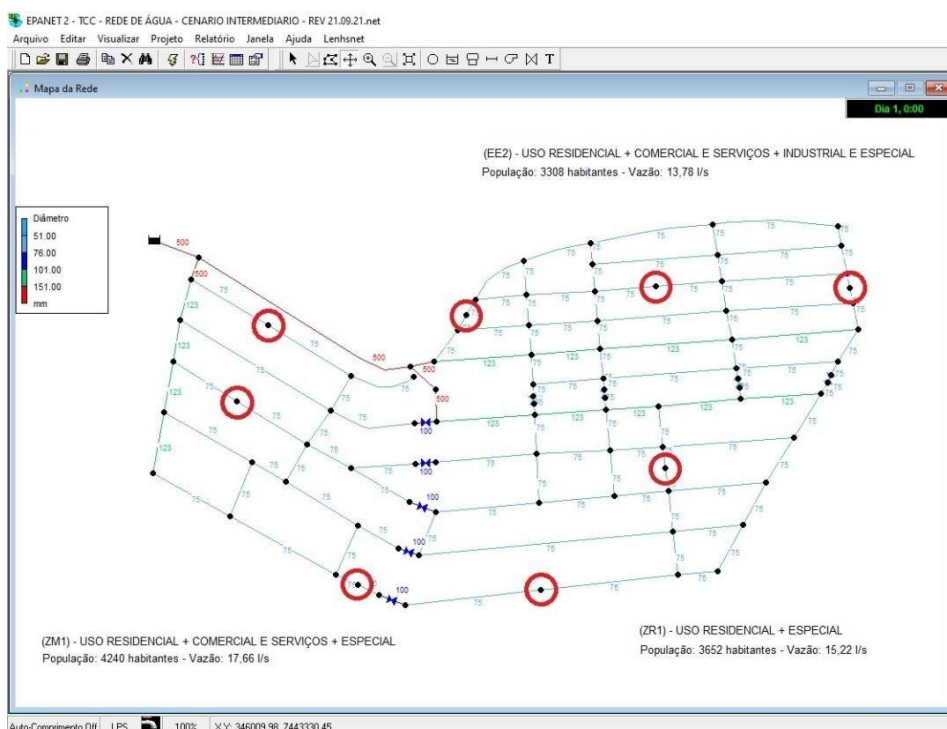
A rede contempla tubulações no material ferro fundido dúctil (Fofo) nos diâmetros 150mm e 500mm para condutos primários (verde e vermelho respectivamente) e PEAD no diâmetro 75mm para condutos secundários (azul). Os coeficientes de rugosidade utilizados são 130 para tubulações novas em FoFo e 150 para tubulações novas em PEAD, conforme revisão bibliográfica. O comprimento total da rede é de 4259,18m no setor ZM1, 5528,47m no setor ZR1 e 6646,12m no setor EE2. A rede é constituída de 24 trechos e 20 nós no setor ZM1, 34 trechos e 26 nós no setor ZR1 e 46 trechos e 30 nós no setor EE2.

6.3 Cenário Intermediário (10 Anos)

O cenário intermediário consiste em uma rede em operação a 10 anos, e foi dividido em dois tipos. Cenário Intermediário Tipo 1 com o envelhecimento da rede e acréscimo de vazão em decorrência do aumento populacional e Cenário Intermediário Tipo 2 com envelhecimento da rede e sem acréscimo de vazão.

6.3.1 Cenário Intermediário Tipo 1

Figura 48 - Cenário Intermediário Tipo 1 no Epanet



Fonte: O autor

Neste cenário, foram acrescentados 8 novos nós de consumo (circulados em vermelho), simulando um crescimento populacional no bairro hipotético, conforme figura 48. Foram alteradas a rugosidade e diâmetro dos tubos de ferro fundido, proveniente da incrustação, nas redes secundárias (verde).

Figura 49 - Parâmetros do Cenário Intermediário Tipo 1

CENÁRIO INTERMEDIÁRIO TIPO 1		Setor		
		ZM1	ZR1	EE2
Conduto primário	Vazão (l/s)	17,66	15,22	13,78
	Material	FoFo	FoFo	Fofo
	Diâmetro (mm)	123	123	123
	Coeficiente de rugosidade	120	120	120
	Comprimento total (m)	464,95	979,52	997,64
Conduto Secundário	Material	PEAD	PEAD	PEAD
	Diâmetro (mm)	75	75	75
	Coeficiente de rugosidade	150	150	150
	Comprimento total (m)	3794,23	4548,95	5648,48
Nós	Quantidade (unidade)	23	28	33
Trechos	Quantidade (unidade)	24	34	46
Habitantes	Quantidade (unidade)	4240	3652	3308

Fonte: O autor

Na figura 49 são apresentados os parâmetros utilizados no cenário denominado “cenário intermediário tipo 1”. Tal cenário corresponde à rede em operação a 10 anos, com aumento da população para 4240 habitantes no setor ZM1, 3652 habitantes no

setor ZR1 e 3308 habitantes no setor EE2. Vazão total passa a ser de 17,66l/s na ZM1, 15,22l/s na ZR1 e 13,78l/s na EE2.

Neste cenário foram incluídos 8 nós de consumo provenientes de uma verticalização, circulados em vermelho na figura 48. Nó de número 80 simulando um conjunto de quatro prédios de apartamentos de 8 pavimentos cada, totalizando uma população de 512 habitantes. Nó de número 81 simulando um conjunto de dois prédios de apartamentos de 6 pavimentos cada, totalizando uma população de 192 habitantes. Nó de número 56 simulando um prédio de apartamentos de 8 pavimentos, totalizando uma população de 128 habitantes. Nó 86 simulando um conjunto de quatro prédios de apartamentos de 8 pavimentos cada, totalizando uma população de 512 habitantes. Nó de número 82 simulando um conjunto de dois prédios de apartamentos de 6 pavimentos cada, totalizando uma população de 192 habitantes. Nó 85 simulando um conjunto de quatro prédios de apartamentos de 8 pavimentos cada, totalizando uma população de 512 habitantes. Nó 83 simulando um conjunto de quatro prédios de apartamentos de 8 pavimentos cada, totalizando uma população de 512 habitantes. Nó 84 simulando um conjunto de quatro prédios de apartamentos de 8 pavimentos cada, totalizando uma população de 512 habitantes.

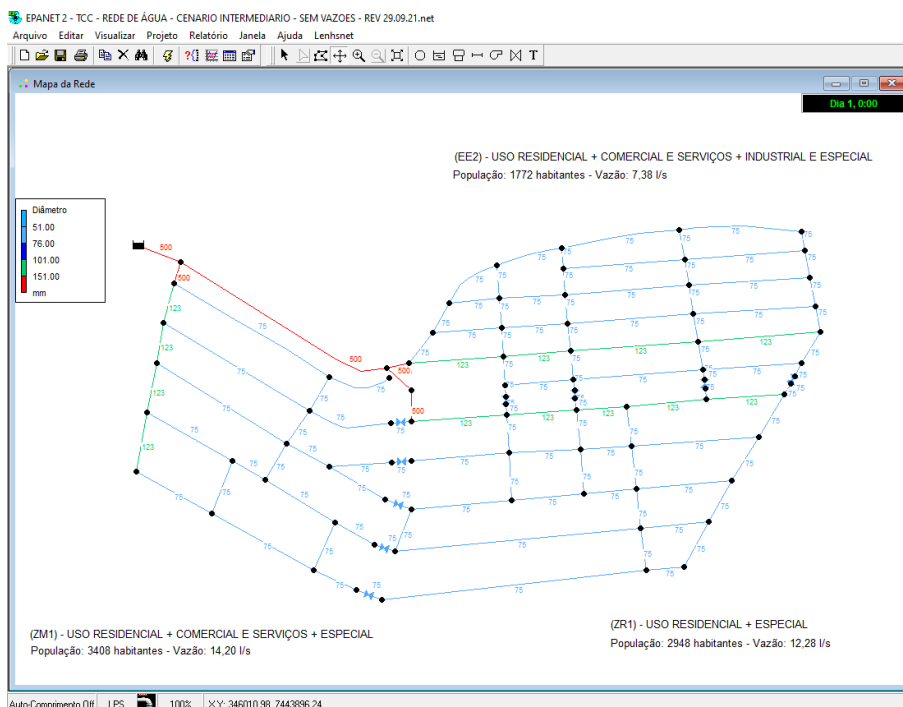
Com o acréscimo dos nós a população no Cenário Intermediário Tipo 1 será de 4240 habitantes no setor ZM1, 3652 habitantes no setor ZR1 e 3308 habitantes no setor EE2. Conseqüentemente a vazão total passa a ser 17,66l/s na ZM1, 15,22l/s na ZR1 e 13,78l/s na EE2.

A tubulação de ferro fundido, em verde na figura 48, corresponde a tubulação que sofreu incrustação. Seu diâmetro originalmente 150mm reduziu em aproximadamente 18%, resultando em um diâmetro de 123mm. Os coeficientes de rugosidade nestas tubulações passam a ser 120, aplicado para tubos em ferro fundido com 10 anos de uso, conforme revisão bibliográfica.

Com o acréscimo dos nós a rede passa a ser constituída de 27 trechos e 23 nós no setor ZM1, 36 trechos e 28 nós no setor ZR1 e 49 trechos e 33 nós no setor EE2. Os demais parâmetros permanecem iguais ao Cenário Inicial.

6.3.2 Cenário Intermediário Tipo 2

Figura 50 - Cenário Intermediário Tipo 2 no Epanet



Fonte: O autor

O Cenário Intermediário Tipo 2 corresponde a rede em operação a 10 anos, porém sem aumento populacional, conseqüentemente sem aumento na vazão original do bairro hipotético. Foram alteradas a rugosidade e diâmetro dos tubos de ferro fundido, proveniente da incrustação nas redes secundárias (verde), conforme figura 50. Na figura 51 são apresentados os parâmetros utilizados no cenário denominado “Cenário Intermediário Tipo 2”

Figura 51 - Parâmetros do Cenário Intermediário Tipo 2

CENÁRIO INTERMEDIÁRIO TIPO 2		Setor		
		ZM1	ZR1	EE2
Conduto primário	Vazão (l/s)	14,2	12,28	7,38
	Material	FoFo	FoFo	Fofo
	Diâmetro (mm)	123	123	123
	Coeficiente de rugosidade	120	120	120
	Comprimento total (m)	464,95	979,52	997,64
Conduto Secundário	Material	PEAD	PEAD	PEAD
	Diâmetro (mm)	75	75	75
	Coeficiente de rugosidade	150	150	150
	Comprimento total (m)	3794,23	4548,95	5648,48
Nós	Quantidade (unidade)	20	26	30
Trechos	Quantidade (unidade)	24	34	46
Habitantes	Quantidade (unidade)	3408	2948	1772

Fonte: O autor

O Cenário Intermediário Tipo 2 corresponde a rede em operação a 10 anos, porém sem aumento populacional, conseqüentemente sem aumento na vazão original

do bairro hipotético, com 3408 habitantes no setor ZM1, 2948 habitantes no setor ZR1 e 1772 habitantes no setor EE2. Vazão inalterada em relação ao Cenário Inicial.

A rede contempla tubulações no material ferro fundido dúctil (Fofo) nos diâmetros 123mm e 500mm para condutos primários (verde e vermelho respectivamente) e PEAD no diâmetro 75mm para condutos secundários (azul). A tubulação de diâmetro 123mm corresponde a material ferro fundido, originalmente de diâmetro 150mm, com a área da seção transversal de escoamento reduzida em aproximada 18% devido a incrustação do tubo. Os coeficientes de rugosidade utilizados são 120 para tubulações com 10 anos de uso em FoFo e 150 para tubulações em PEAD, conforme revisão bibliográfica.

O comprimento total da rede é de 4259,18m no setor ZM1, 5528,47m no setor ZR1 e 6646,12m no setor EE2.

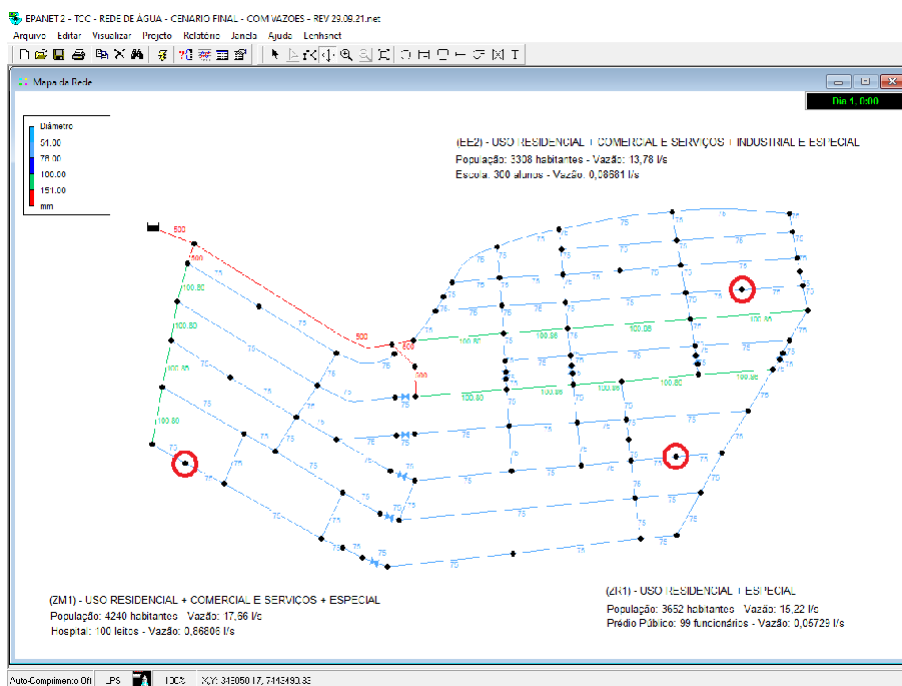
A rede é constituída de 24 trechos e 20 nós no setor ZM1, 34 trechos e 26 nós no setor ZR1 e 46 trechos e 30 nós no setor EE2.

6.4 Cenário Final (20 Anos)

O cenário final consiste em uma rede em operação a 20 anos, e foi dividido em dois tipos. Cenário Final Tipo 1 com o envelhecimento da rede e acréscimo de vazão em decorrência do crescimento do bairro e Cenário Final Tipo 2 com envelhecimento da rede e sem acréscimo de vazão.

6.4.1 Cenário Final Tipo 1

Figura 52 - Cenário Final Tipo 1



Fonte: O autor

Neste cenário, foram acrescentados 3 novos nós de consumo (circulados em vermelho), simulando o crescimento do bairro hipotético, conforme figura 52. Foram alteradas a rugosidade e diâmetro dos tubos de ferro fundido, proveniente da incrustação, nas redes secundárias (verde). Na figura 53 são apresentados os parâmetros utilizados no cenário denominado “cenário final tipo 1”.

Figura 53 - Parâmetros do Cenário Final Tipo 1

CENÁRIO FINAL TIPO 1		Setor		
		ZM1	ZR1	EE2
Conduto primário	Vazão (l/s)	18,53	15,28	13,87
	Material	FoFo	FoFo	Fofo
	Diâmetro (mm)	100,86	100,86	100,86
	Coeficiente de rugosidade	105	105	105
	Comprimento total (m)	464,95	979,52	997,64
Conduto Secundário	Material	PEAD	PEAD	PEAD
	Diâmetro (mm)	75	75	75
	Coeficiente de rugosidade	150	150	150
	Comprimento total (m)	3794,23	4548,95	5648,48
Nós	Quantidade (unidade)	24	29	34
Trechos	Quantidade (unidade)	24	34	46
Habitantes	Quantidade (unidade)	4240	3652	3308

Fonte: O autor

O Cenário Final Tipo 1 corresponde a rede em operação a 20 anos, sem acréscimo de população em relação ao Cenário Intermediário Tipo 1, porém com

acréscimo de nós de consumo simulando a implantação de um hospital, uma escola e um prédio público.

Neste cenário foram incluídos 3 nós de consumo provenientes do crescimento do bairro hipotético. Nó de número 87 simulando um hospital de médio porte, provido de 100 leitos com lavanderia. Nó de número 88 simulando uma escola estadual de 1ª e 2º grau, provida de 300 alunos. Nó de número 89 simulando um prédio público, provido de 99 funcionários.

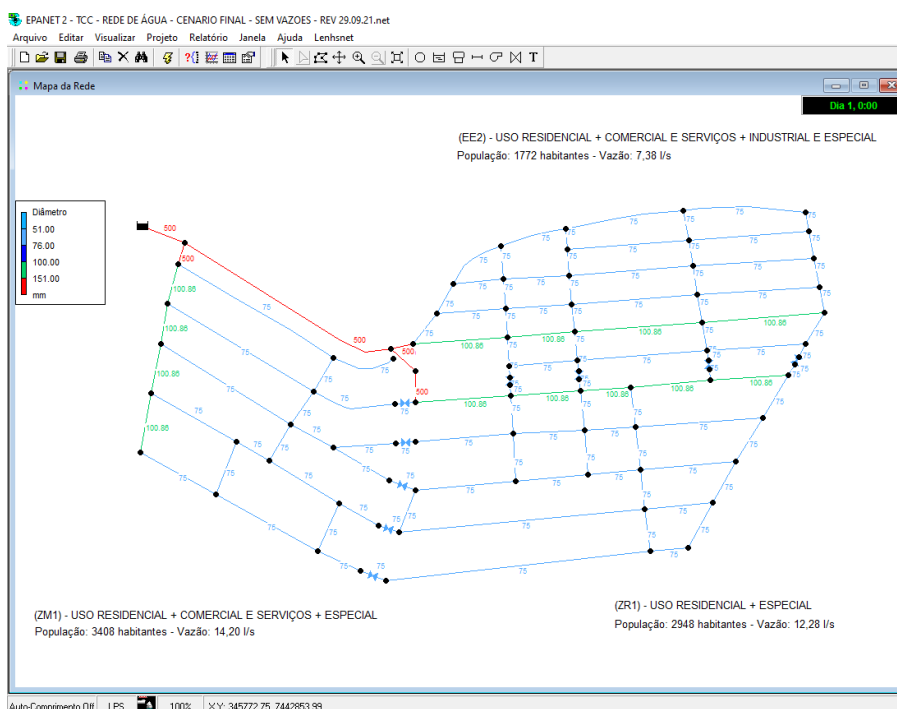
A rede contempla tubulações no material ferro fundido dúctil (Fofo) nos diâmetros 100,86mm e 500mm para condutos primários (verde e vermelho respectivamente) e PEAD no diâmetro 75mm para condutos secundários (azul). A tubulação de diâmetro 100,86mm corresponde a material ferro fundido, anteriormente diâmetro 123mm, com a área da seção transversal de escoamento reduzida novamente em aproximadamente 18% devido a incrustação do tubo. Os coeficientes de rugosidade utilizados são 105 para tubulações com 20 anos de uso em FoFo e 150 para tubulações em PEAD, conforme revisão bibliográfica.

O comprimento total da rede é de 4259,18m no setor ZM1, 5528,47m no setor ZR1 e 6646,12m no setor EE2.

A rede passa a ser constituída de 24 trechos e 24 nós no setor ZM1, 34 trechos e 29 nós no setor ZR1 e 46 trechos e 34 nós no setor EE2.

6.4.2 Cenário Final Tipo 2

Figura 54 - Parâmetros do Cenário Final Tipo 2



Fonte: O autor

Neste cenário foram alteradas a rugosidade e diâmetro dos tubos de ferro fundido, proveniente da incrustação, nas redes secundárias (verde), conforme figura 54.

Na figura 55 são apresentados os parâmetros utilizados no cenário denominado “cenário final tipo 2”.

Figura 55 - Parâmetros do Cenário Final Tipo 2

CENÁRIO FINAL TIPO 2		Setor		
		ZM1	ZR1	EE2
Conduto primário	Vazão (l/s)	14,2	12,28	7,38
	Material	FoFo	FoFo	Fofo
	Diâmetro (mm)	100,86	100,86	100,86
	Coefficiente de rugosidade	105	105	105
	Comprimento total (m)	464,95	979,52	997,64
Conduto Secundário	Material	PEAD	PEAD	PEAD
	Diâmetro (mm)	75	75	75
	Coefficiente de rugosidade	150	150	150
	Comprimento total (m)	3794,23	4548,95	5648,48
Nós	Quantidade (unidade)	20	26	30
Trechos	Quantidade (unidade)	24	34	46
Habitantes	Quantidade (unidade)	3408	2948	1772

Fonte: O autor

O Cenário Final Tipo 2 corresponde a rede em operação a 20 anos, porém sem aumento populacional, conseqüentemente sem aumento na vazão original do bairro

hipotético, com 3408 habitantes no setor ZM1, 2948 habitantes no setor ZR1 e 1772 habitantes no setor EE2. Vazão inalterada em relação ao Cenário Inicial.

A rede contempla tubulações no material ferro fundido dúctil (Fofo) nos diâmetros 100,86mm e 500mm para condutos primários (verde e vermelho respectivamente) e PEAD no diâmetro 75mm para condutos secundários (azul). A tubulação de diâmetro 100,86mm corresponde a material ferro fundido, anteriormente diâmetro 123mm, com a área da seção transversal de escoamento reduzida novamente em aproximadamente 18% devido a incrustação do tubo. Os coeficientes de rugosidade utilizados são 105 para tubulações com 20 anos de uso em FoFo e 150 para tubulações em PEAD, conforme revisão bibliográfica.

O comprimento total da rede é de 4259,18m no setor ZM1, 5528,47m no setor ZR1 e 6646,12m no setor EE2.

A rede é constituída de 24 trechos e 20 nós no setor ZM1, 34 trechos e 26 nós no setor ZR1 e 46 trechos e 30 nós no setor EE2.

7 RESULTADOS

Após a simulação dos 5 cenários propostos, foram observados os resultados obtidos de pressão em cada um dos nós e perda de carga em cada um dos trechos. Considerou-se a pressão máxima de 400 kPa (40 mca) e mínima de 100 kPa (10 mca) nos nós e perda de carga máxima de 10 m/km nos trechos, conforme preconizado na NBR 12.218(2017).

Para análise dos resultados, foram observadas as redes em cada um dos setores, desconsiderando as redes primárias de diâmetro 500mm que abastecem os três setores.

7.1 Cenário Inicial

No Cenário Inicial, observou-se os nós de maior e menor pressão, bem como os trechos de maior perda de carga, em cada um dos três setores, conforme a figura 56.

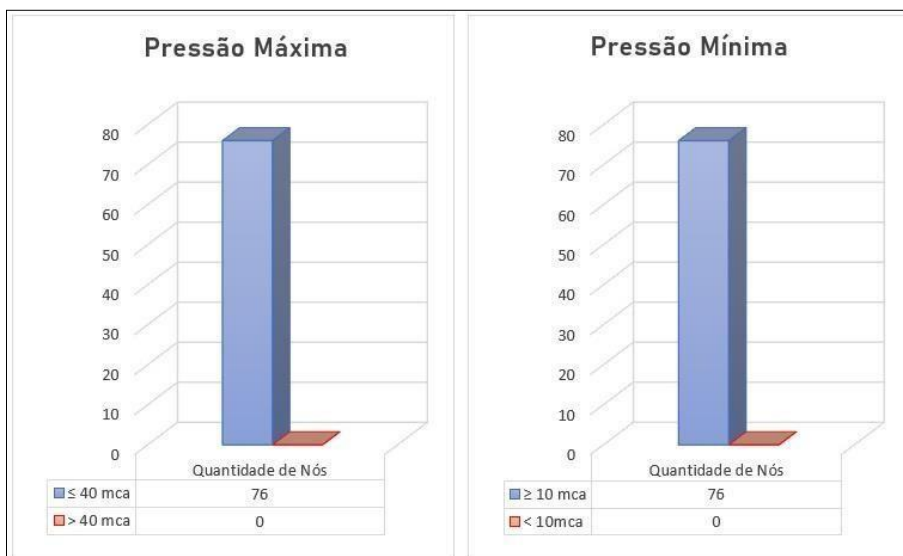
Figura 56 - Resultados do Cenário Inicial

		Setor		
		ZM1	ZR1	EE2
Maior Pressão	Nó	40	45	25 e 42
	Pressão (Mca)	16,6	19,27	18,24
Menor Pressão	Nó	57	101	8
	Pressão (Mca)	14,36	15,96	13,61
Maior Perda de Carga	Trecho	79	56	49
	Perda de carga (m/km)	3,29	7,13	2,26

Fonte: O autor

As máximas pressões obtidas nos setores foram de 16,6 mca no Nó 40 (ZM1), 19,27 mca no Nó 45 (ZR1) e 18,24 mca nos Nós 25 e 42 (EE2). As mínimas pressões obtidas nos setores foram de 14,36 mca no Nó 57 (ZM1), 15,96 mca no Nó 101 (ZR1) e 13,61 mca no Nó 8 (EE2), conforme a figura 56. Dos 76 nós observados, todos obedeceram ao limite preconizado pela norma, que estabelece pressão máxima de 40 mca e mínima de 10 mca, conforme a figura 57.

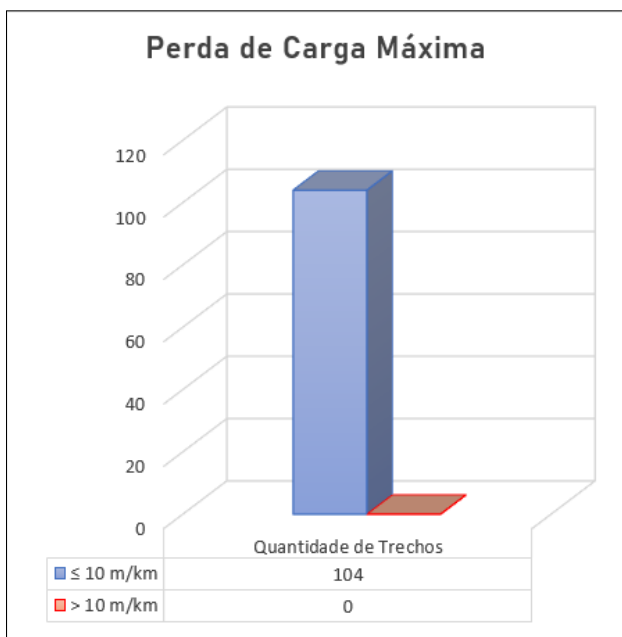
Figura 57 - Gráfico de pressão mínima e máxima



Fonte: O autor

As máximas perdas de carga obtidas nos setores foram de 3,34 m/km no Trecho 79(ZM1), 7,13 m/km no Trecho 56 (ZR1) e 2,26 m/km no Trecho 49 (EE2), conforme a figura 56. Dos 104 trechos observados, todos obedeceram ao limite preconizado pela norma, que estabelece perda de carga máxima de 10 m/km, conforme a figura 58.

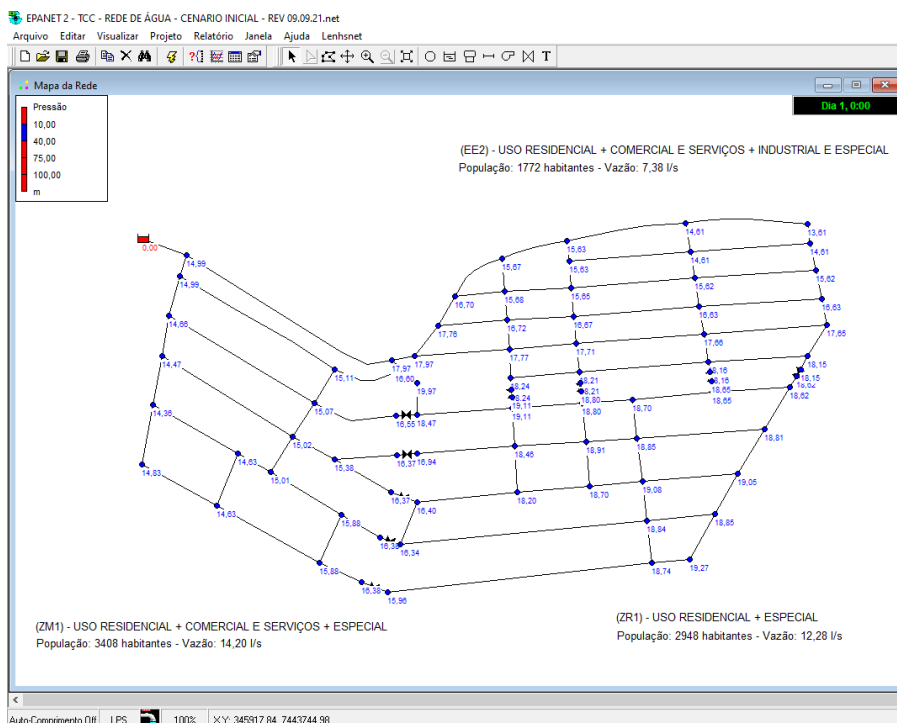
Figura 58 - Gráfico de Perda de Carga Máxima



Fonte: O autor

Portanto, percebe-se que a rede em seu estado inicial respeita os limites preconizados pela NBR, conforme Cenário Inicial.

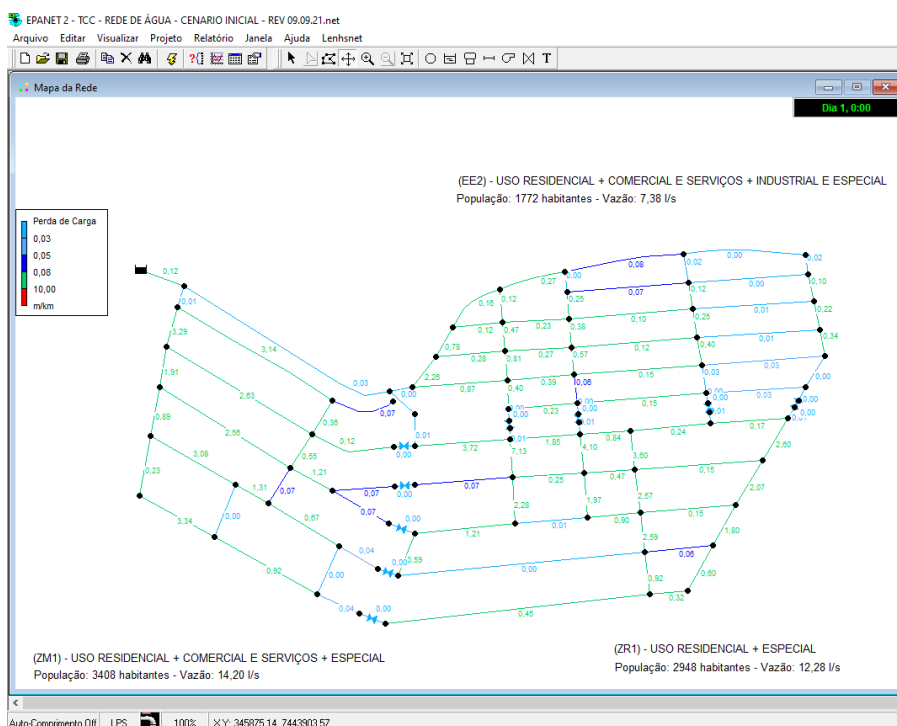
Figura 59 - Pressões do Cenário Inicial



Fonte: O autor

Perdas de carga do bairro no cenário inicial.

Figura 60 - Perdas de Carga do Cenário Inicial



Fonte: O autor

7.2 Cenário Intermediário (10 Anos)

7.2.1 Cenário Intermediário Tipo 1

No Cenário Intermediário Tipo 1, com o envelhecimento dos tubos, aumento da população e acréscimo de vazão, os resultados obtidos ultrapassam parcialmente os limites preconizados pela NBR.

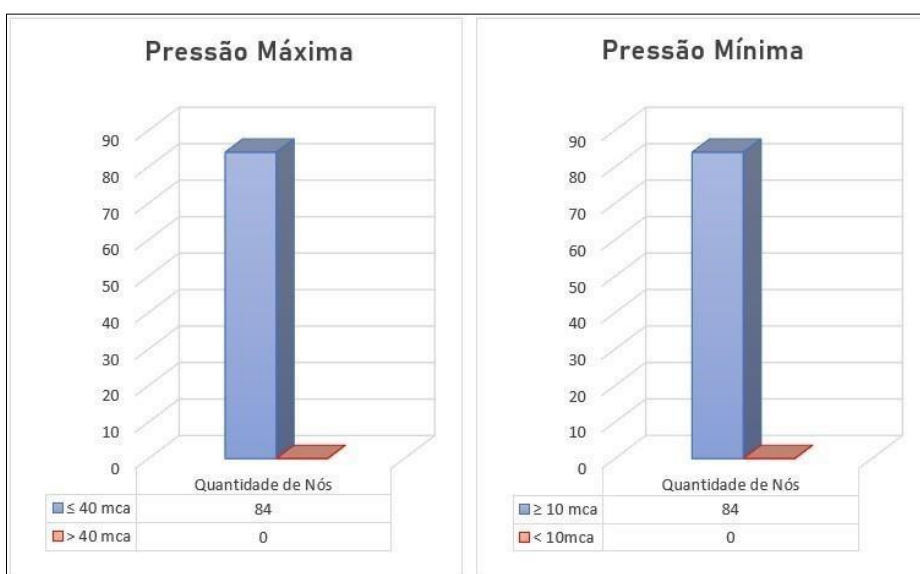
Figura 61 - Resultados do Cenário Intermediário Tipo 1

		Setor		
		ZM1	ZR1	EE2
Maior Pressão	Nó	59	33	19
	Pressão (Mca)	14,98	18,44	17,94
Menor Pressão	Nó	57	101	8
	Pressão (Mca)	12,68	10,82	11,67
Maior Perda de Carga	Trecho	89	64	49
	Perda de carga (m/km)	12,58	17	15,63

Fonte: O autor

As máximas pressões obtidas nos setores foram de 14,98 mca no Nó 59 (ZM1), 18,44 mca no Nó 33 (ZR1) e 17,94 mca no Nó 19 (EE2). As mínimas pressões obtidas nos setores foram de 12,68 mca no Nó 57 (ZM1), 10,82 mca no Nó 101 (ZR1) e 11,67 mca no Nó 8 (EE2), conforme a figura 61. Dos 84 nós observados, todos obedeceram ao limite preconizado pela norma, que estabelece pressão máxima de 40 mca e mínima de 10 mca, conforme a figura 62.

Figura 62 - Pressão Máxima e Mínima

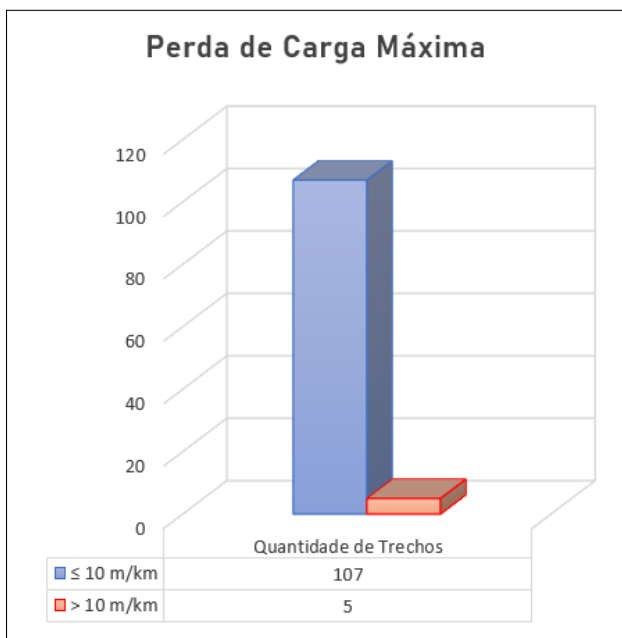


Fonte: O autor

As máximas perdas de carga obtidas nos setores foram de 12,58 m/km no Trecho 89 (ZM1), 17,00 m/km no Trecho 64 (ZR1) e 15,63 m/km no Trecho 49 (EE2),

conforme a figura 61. Dos 112 trechos observados, 107 obedeceram e 5 ultrapassaram o limite preconizado pela norma, que estabelece perda de carga máxima de 10 m/km, conforme a figura 63.

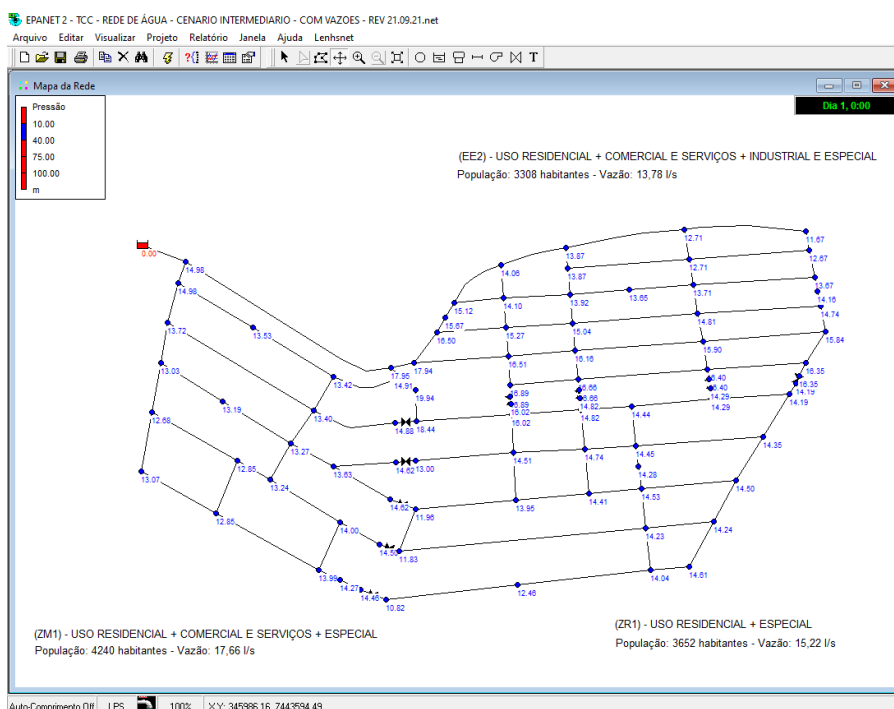
Figura 63 - Perda de Carga Máxima



Fonte: O autor

Portanto, percebe-se que o envelhecimento dos tubos e aumento de vazão contribuíram para um cenário favorável nas pressões e desfavorável na perda de carga, conforme Cenário Intermediário Tipo 1.

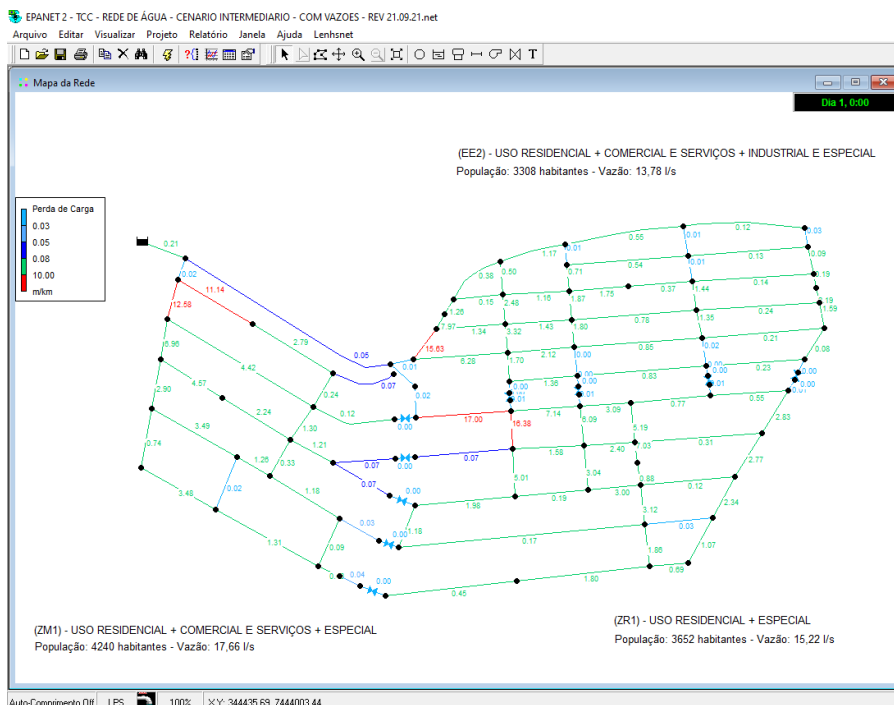
Figura 64 - Pressões do Cenário Intermediário Tipo 1



Fonte: O autor

Perdas de carga do bairro no cenário intermediário tipo 1.

Figura 65 - Perdas de Carga do Cenário Intermediário Tipo 1



Fonte: O autor

7.2.2 Cenário Intermediário Tipo 2

No Cenário Intermediário Tipo 2, com o envelhecimento dos tubos, mas sem acréscimo de vazão e populacional, o impacto nos resultados obtidos é menor que o Cenário Intermediário Tipo 1, porém ainda assim ultrapassa parcialmente os limites preconizados pela NBR, conforme a figura 66.

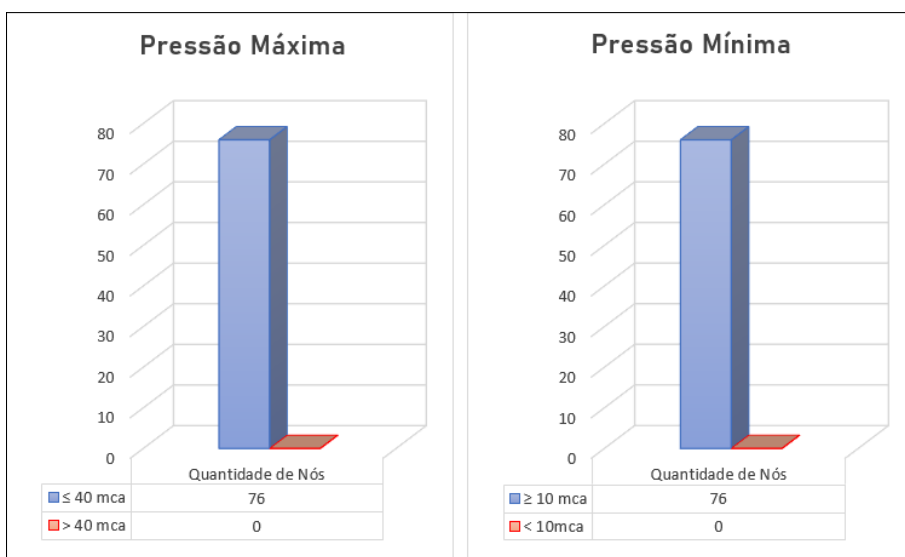
Figura 66 - Resultados do Cenário Intermediário Tipo 2

		Setor		
		ZM1	ZR1	EE2
Maior Pressão	Nó	40	33	25 e 42
	Pressão (Mca)	15,93	18,47	17,96
Menor Pressão	Nó	57	101	8
	Pressão (Mca)	13,29	13,7	13,28
Maior Perda de Carga	Trecho	89	64	49
	Perda de carga (m/km)	9,25	11,35	4,34

Fonte: O autor

As máximas pressões obtidas nos setores foram de 15,93 mca no Nó 40 (ZM1), 18,47 mca no Nó 33 (ZR1) e 17,96 mca nos Nós 25 e 42 (EE2). As mínimas pressões obtidas nos setores foram de 13,29 mca no Nó 57 (ZM1), 13,70 mca no Nó 101 (ZR1) e 13,28 mca no Nó 8 (EE2), conforme a figura 66. Dos 76 nós observados, todos obedeceram ao limite preconizado pela norma, que estabelece pressão máxima de 40 mca e mínima de 10 mca, conforme a figura 67.

Figura 67 - Pressão Máxima e Mínima

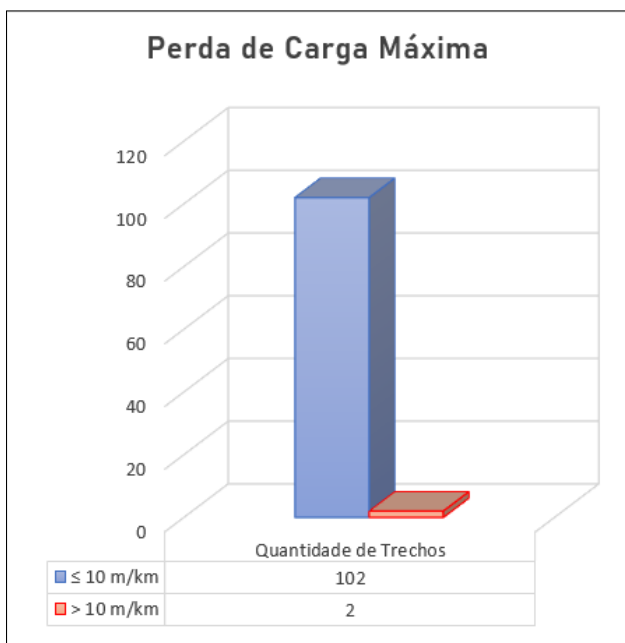


Fonte: O autor

As máximas perdas de carga obtidas nos setores foram de 9,25 m/km no Trecho 89 (ZM1), 11,35 m/km no Trecho 64 (ZR1) e 4,34 m/km no Trecho 49 (EE2), conforme a figura 66. Dos 104 trechos observados, 102 obedeceram e 2 ultrapassaram o limite

preconizado pela norma, que estabelece perda de carga máxima de 10 m/km, conforme a figura 68.

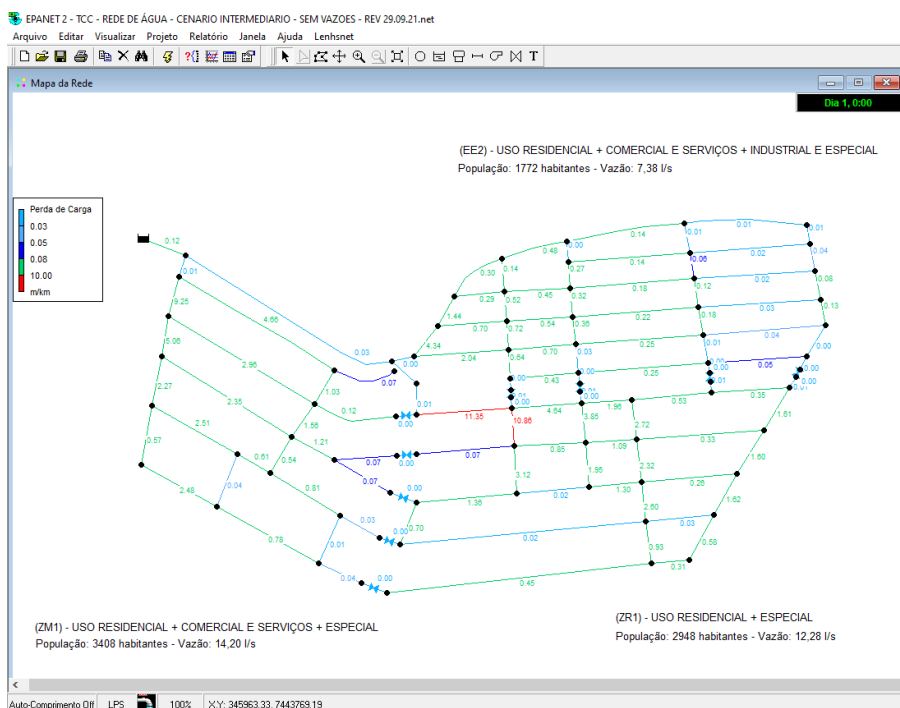
Figura 68 - Perda de Carga Máxima



Fonte: O autor

Portanto, percebe-se que apenas o envelhecimento do tubo, sem acréscimo de vazão, contribui para um cenário menos desfavorável, porém que ultrapassa no setor ZR1 a máxima perda de carga preconizada pela NBR.

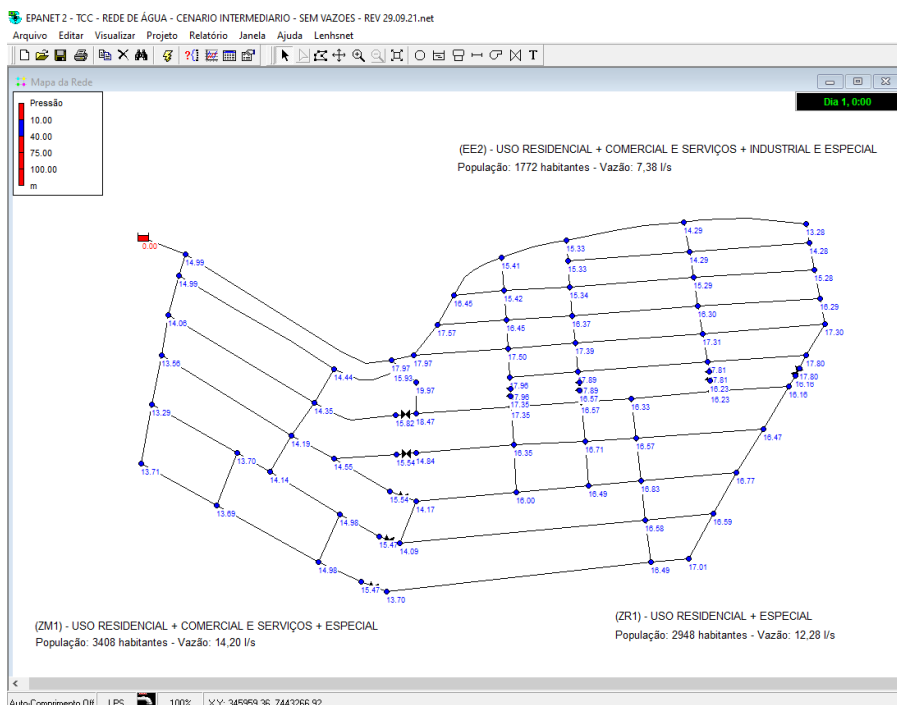
Figura 69 - Pressões do Cenário Intermediário Tipo 2



Perdas de carga do bairro no cenário intermediário tipo 2.

Fonte: O autor

Figura 70 - Perdas de Carga do Cenário Intermediário Tipo 2



Fonte: O autor

7.3 Cenário Final (20 Anos)

7.3.1 Cenário Final Tipo 1

No Cenário Final Tipo 1, com o envelhecimento dos tubos, desenvolvimento urbano e acréscimo de vazão, os resultados obtidos ultrapassam em grande parte os limites preconizados pela NBR, conforme a figura 71.

Figura 71 - Resultados do Cenário Final Tipo 1

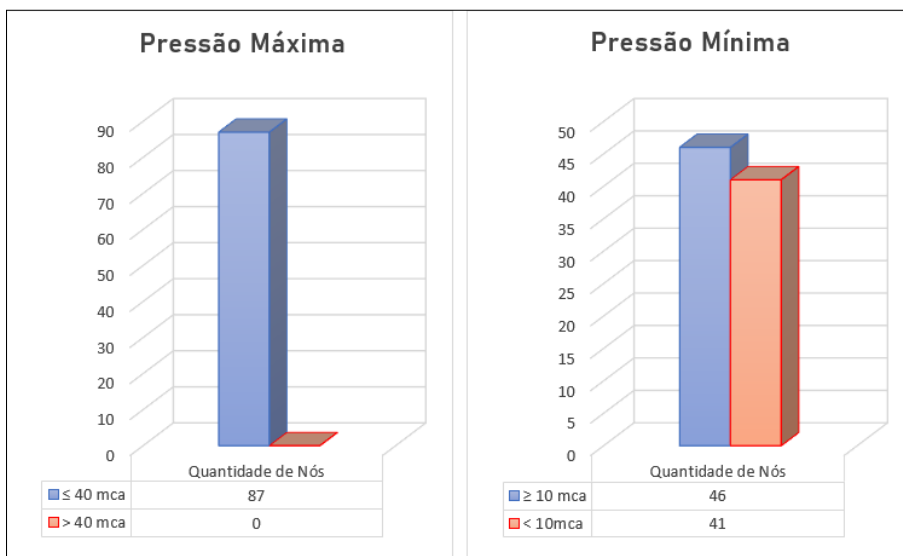
		Setor		
		ZM1	ZR1	EE2
Maior Pressão	Nó	59	33	19
	Pressão (Mca)	14,97	18,44	17,94
Menor Pressão	Nó	57	101	8
	Pressão (Mca)	8,26	-0,32	9,77
Maior Perda de Carga	Trecho	89	64	49
	Perda de carga (m/km)	38,99	57,71	28,9

Fonte: O autor

As máximas pressões obtidas nos setores foram de 14,97 mca no Nó 59 (ZM1), 18,44 mca no Nó 33 (ZR1) e 17,94 mca no Nó 19 (EE2). As mínimas pressões obtidas nos setores foram de 8,26 mca no Nó 57 (ZM1), pressão negativa de -0,32 mca no Nó 101 (ZR1) e 9,77 mca no Nó 8 (EE2), conforme a figura 71. Dos 87 nós observados,

todos obedeceram ao limite preconizado pela norma que estabelece pressão máxima de 40 mca, porém 41 deles ultrapassaram o limite preconizado pela norma que estabelece pressão mínima de 10 mca, conforme a figura 72.

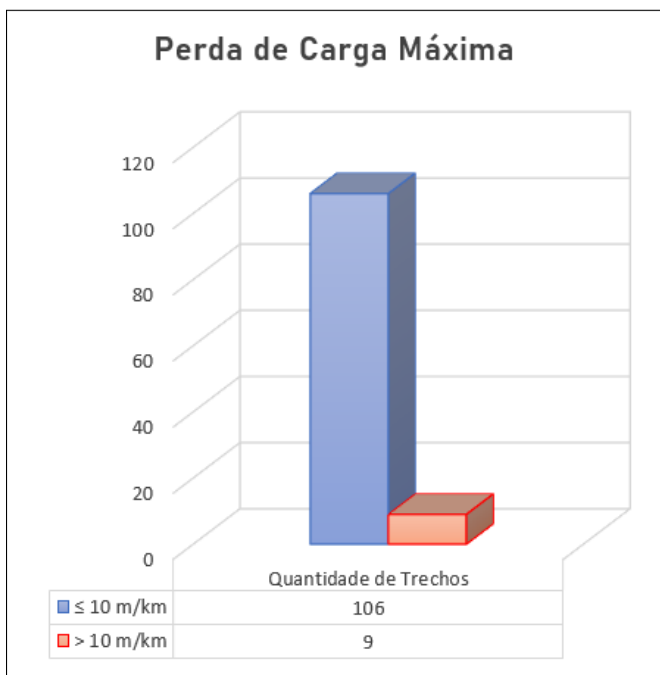
Figura 72 - Pressão Máxima e Mínima



Fonte: O autor

As máximas perdas de carga obtidas nos setores foram de 38,99 m/km no Trecho 89 (ZM1), 57,71 m/km no Trecho 64 (ZR1) e 28,90 m/km no Trecho 49 (EE2), conforme a figura 71. Dos 104 trechos observados, 106 obedeceram e 9 ultrapassaram o limite preconizado pela norma, que estabelece perda de carga máxima de 10 m/km, conforme a figura 73.

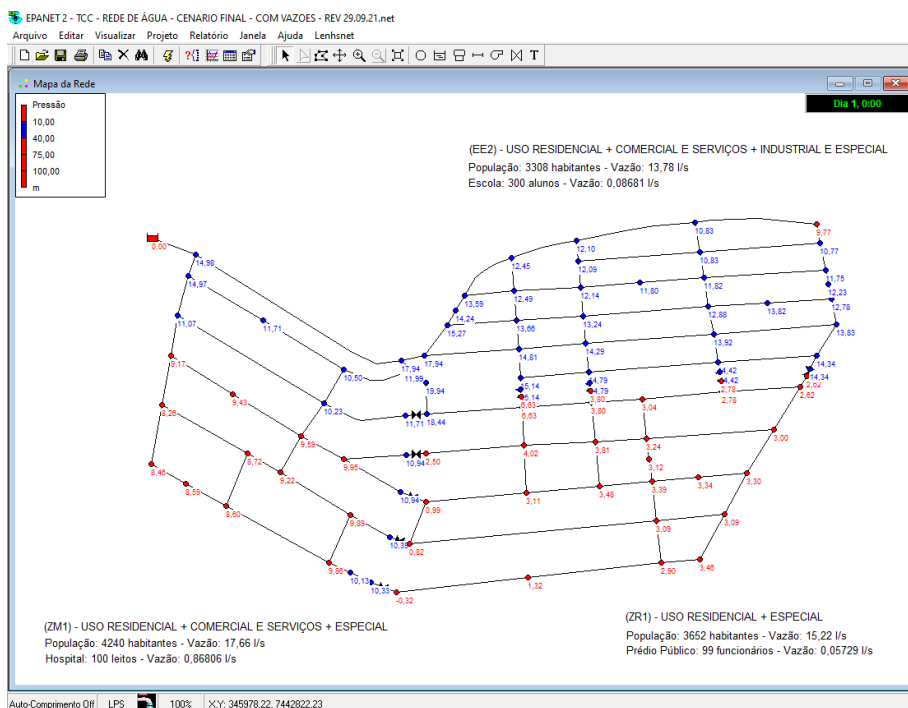
Figura 73 - Perda de Carga Máxima



Fonte: O autor

Portanto, percebe-se que o envelhecimento dos tubos e aumento de vazão contribuem para um cenário muito desfavorável, que ultrapassa a mínima pressão e máxima perda de carga preconizada pela NBR nos três setores.

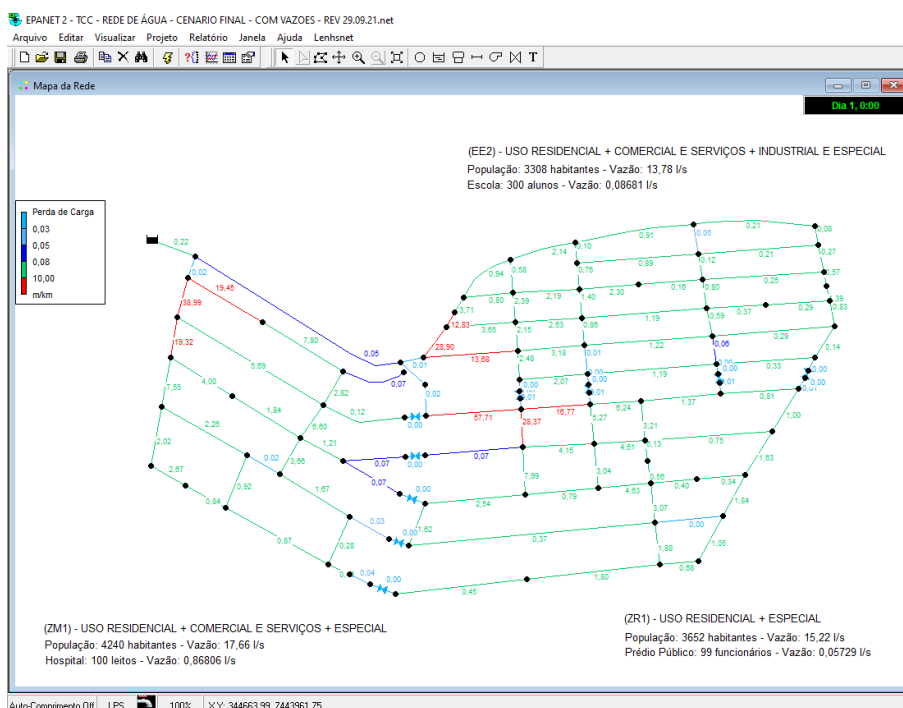
Figura 74 - Pressões do Cenário Final Tipo 1



Fonte: O autor

Perdas de carga do bairro no cenário final tipo 1.

Figura 75 - Perdas de Carga do Cenário Final Tipo 1



Fonte: O autor

7.3.2 Cenário Final Tipo 2

No Cenário Final Tipo 2, com o envelhecimento dos tubos, mas sem acréscimo de vazão, o impacto nos resultados obtidos é menor que o Cenário Final Tipo 1, porém ainda assim ultrapassa os limites preconizados pela NBR, conforme a figura 76.

Figura 76 - Resultados do Cenário Final Tipo 2

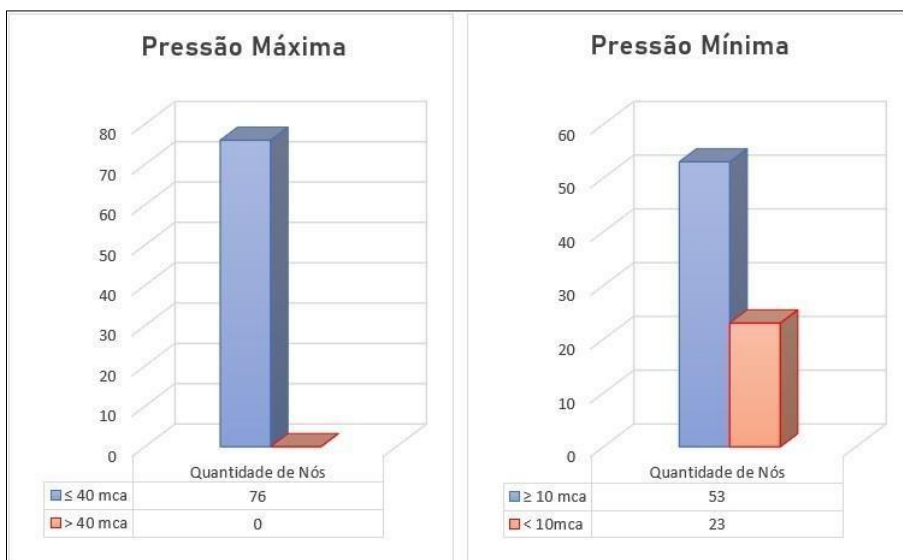
		Setor		
		ZM1	ZR1	EE2
Maior Pressão	Nó	59	33	19
	Pressão (Mca)	14,99	18,47	17,97
Menor Pressão	Nó	57	101	8
	Pressão (Mca)	10,54	6,4	12,68
Maior Perda de Carga	Trecho	89	64	49
	Perda de carga (m/km)	26,05	38,2	8,34

Fonte: O autor

As máximas pressões obtidas nos setores foram de 14,99 mca no Nó 59 (ZM1), 18,47 mca no Nó 33 (ZR1) e 17,97 mca no Nó 19 (EE2). As mínimas pressões obtidas nos setores foram de 10,54 mca no Nó 57 (ZM1), 6,40 mca no Nó 101 (ZR1) e 12,68 mca no Nó 8 (EE2), conforme a figura 76. Dos 76 nós observados, todos obedeceram ao limite preconizado pela norma que estabelece pressão máxima de 40 mca, porém

23 deles ultrapassaram o limite preconizado pela norma que estabelece pressão mínima de 10 mca, conforme a figura 77.

Figura 77 - Pressão Máxima e Mínima



Fonte: O autor

As máximas perdas de carga obtidas nos setores foram de 26,05 m/km no Trecho 89 (ZM1), 38,20 m/km no Trecho 64 (ZR1) e 8,34 m/km no Trecho 49 (EE2), conforme a figura 76. Dos 104 trechos observados, 99 obedeceram e 5 ultrapassaram o limite preconizado pela norma, que estabelece perda de carga máxima de 10 m/km, conforme a figura 78.

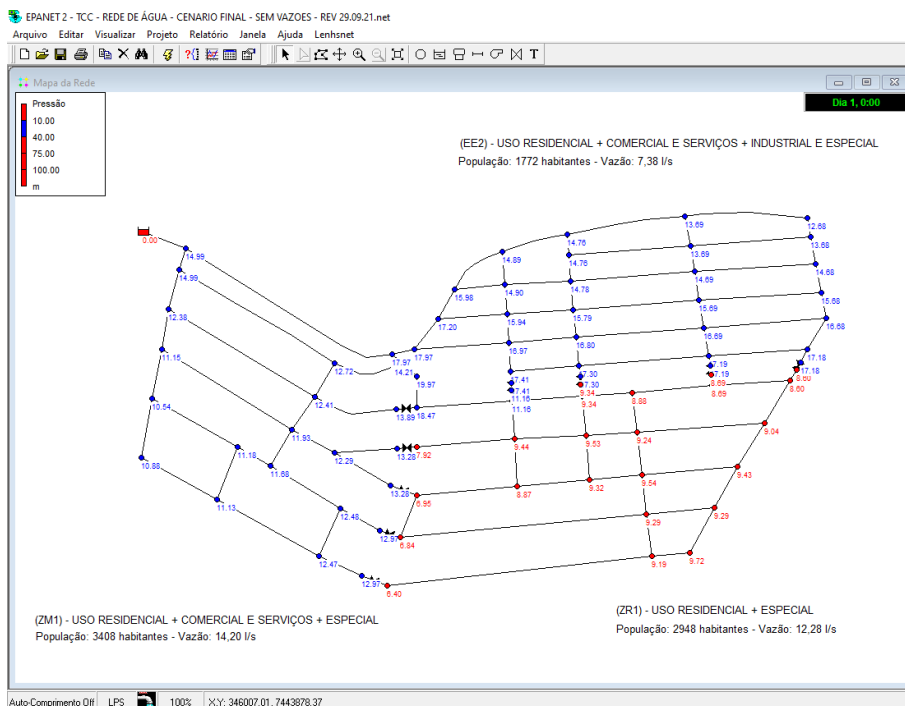
Figura 78 - Perda de Carga Máxima



Fonte: O autor

Portanto, percebe-se que apenas o envelhecimento do tubo, sem acréscimo de vazão, contribui para um cenário menos desfavorável, porém que ultrapassa a mínima pressão e máxima perda de carga preconizada pela NBR.

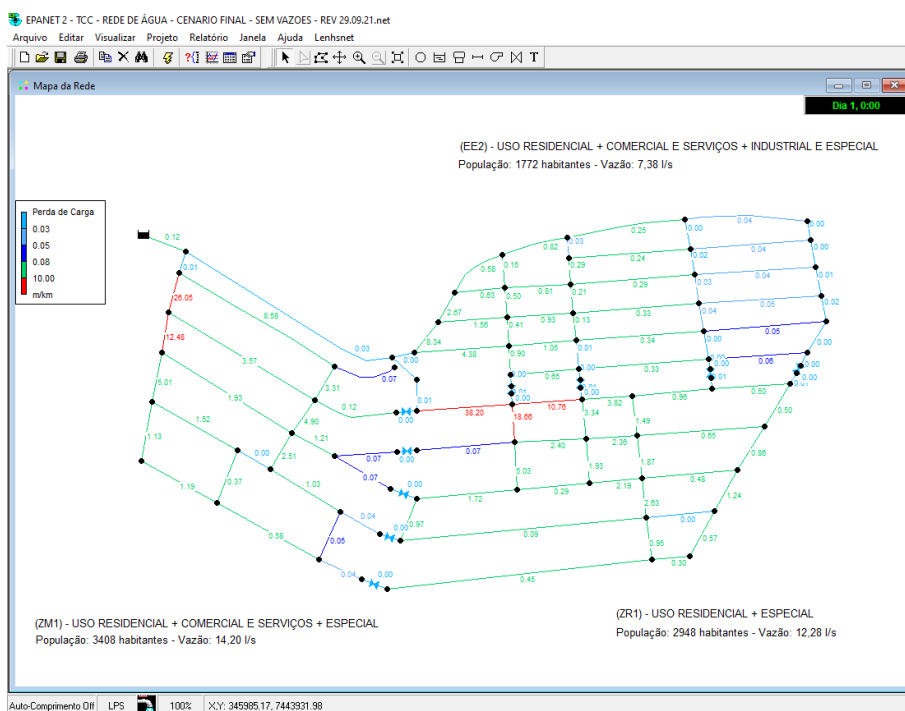
Figura 79 - Pressões do Cenário Final Tipo 2



Fonte: O autor

Perdas de carga do bairro no cenário final tipo 2.

Figura 80 - Perdas de Carga do Cenário Final Tipo 2



Fonte: O autor

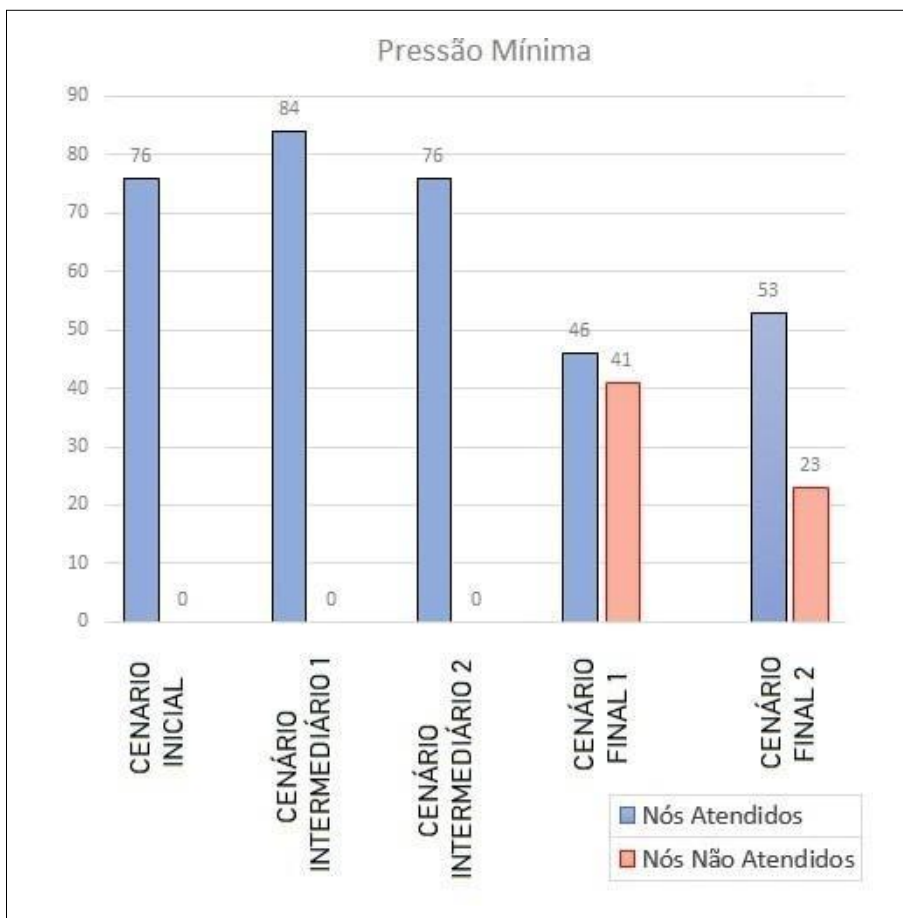
8 CONCLUSÃO

O envelhecimento da tubulação demonstrou um impacto significativo no abastecimento de água do bairro. Apesar de serem considerados parâmetros corretos no dimensionamento da rede, surge ao longo da perspectiva de vida do projeto impactos, principalmente pela variável do envelhecimento da rede, além do aumento populacional, que inviabilizam o correto funcionamento, afetando significativamente o abastecimento no bairro.

No Cenário Inicial, todos os resultados de pressão e perda de carga atenderam ao preconizado em norma. Já no Cenário Intermediário Tipo 1, que simula a rede em operação a 10 anos, os impactos começaram a ser observados quando aplicou-se a incrustação nas tubulações de ferro fundido e o acréscimo de vazão ocasionado pelo aumento populacional. Como efeito de comparação, foi simulado o Cenário Intermediário Tipo 2 que não contempla aumento de vazão e percebeu-se que ainda assim o impacto existiu, o que comprova que a incrustação é o principal fator que impacta no abastecimento. No Cenário Final Tipo 1, que simula a rede em operação a 20 anos, fica evidente que a incrustação aliada ao aumento de vazão torna precário o abastecimento, com pressões e perda de carga que extrapolam em larga escala os limites preconizados pela norma. Mais uma vez, como efeito de comparação, foi simulado o Cenário Final Tipo 2, que não contempla aumento de vazão e ainda assim os resultados excederam em grande proporção os valores estabelecidos pela norma.

Na Figura 81 é possível observar que as pressões mínimas no Cenário Inicial, Intermediário Tipo 1 e Intermediário Tipo 2 não ultrapassam o mínimo estabelecido pela norma. Já no Cenário Final Tipo 1 e Cenário Final Tipo 2 as pressões ultrapassam o mínimo, com ou sem o acréscimo de vazão, em mais de 30% em ambos os cenários, devido ao envelhecimento da rede.

Figura 81 - Pressão Mínima nos Cenários



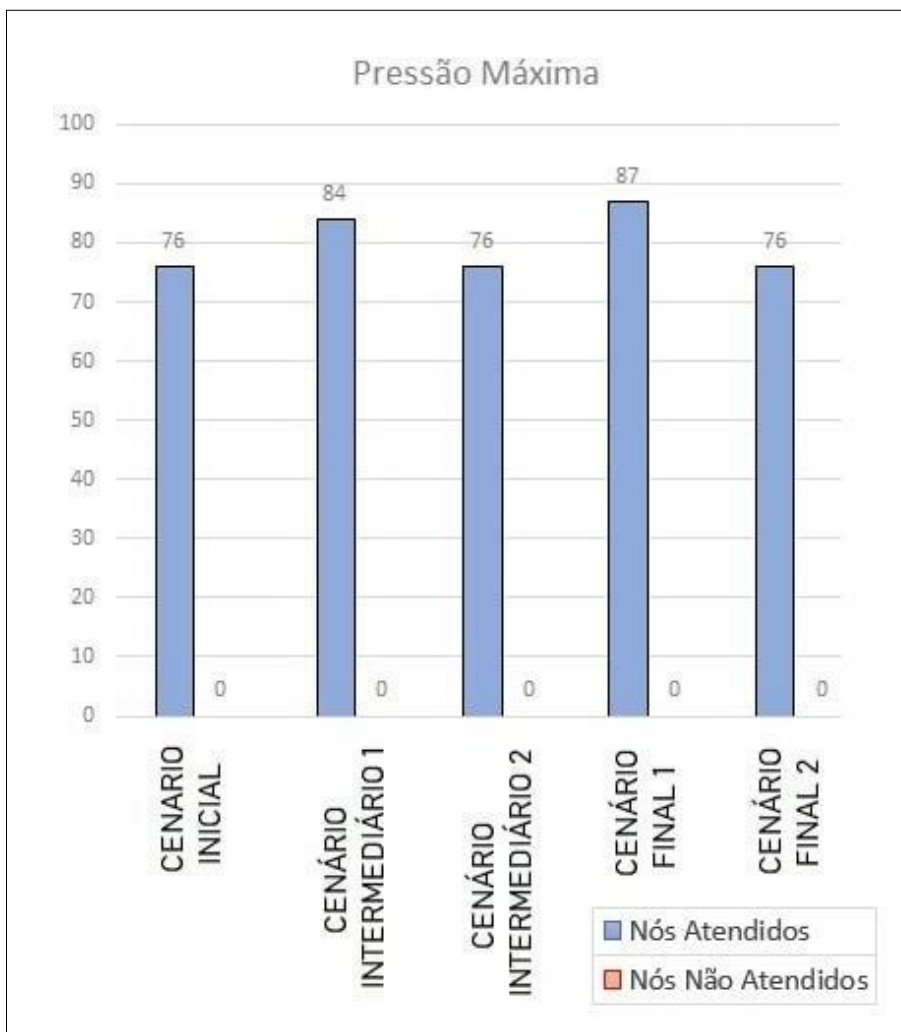
Fonte: O autor

Figura 82 - Parâmetros na Pressão Mínima

Cenário	Inicial	Intermediário 1	Intermediário 2	Final 1	Final 2
Diâmetro (mm)	150	123	123	100,86	100,86
Vazão (l/s)	33,86	46,66	33,86	47,68	33,86

Fonte: O autor

Na Figura 83 é possível observar que as pressões máximas respeitam ao limite preconizado pela norma em todos os cenários, visto que a tendência é que as pressões diminuam devido ao envelhecimento da rede.

Figura 83 - Pressão Máxima nos Cenários

Fonte: O autor

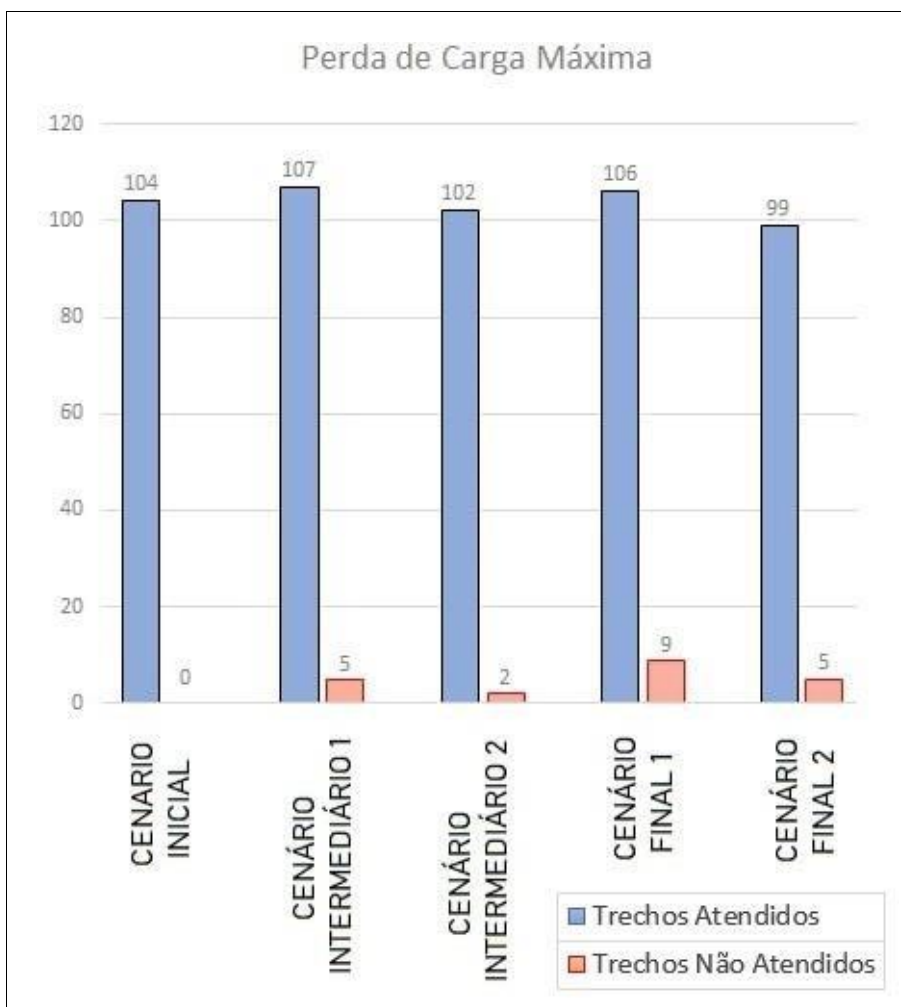
Figura 84 - Parâmetros na Pressão Máxima

Cenário	Inicial	Intermediário 1	Intermediário 2	Final 1	Final 2
Diâmetro (mm)	150	123	123	100,86	100,86
Vazão (l/s)	33,86	46,66	33,86	47,68	33,86

Fonte: O autor

Na Figura 85 é possível observar que a perda de carga máxima no Cenário Inicial não ultrapassa o mínimo estabelecido pela norma. No Cenário Intermediário Tipo 1 e Cenário Intermediário Tipo 2 já é possível observar alguns trechos com perda de carga excedente ao limite estabelecido pela norma e este número aumenta no Cenário Final Tipo 1 e Cenário Final Tipo 2. Assim como nas pressões mínimas, a perda de carga ultrapassa o estabelecido pela norma com ou sem aumento de vazão, devido ao envelhecimento da rede.

Figura 85 - Perda de Carga nos Cenários



Fonte: O autor

Figura 86 - Parâmetros na Perda de Carga

Cenário	Inicial	Intermediário 1	Intermediário 2	Final 1	Final 2
Diâmetro (mm)	150	123	123	100,86	100,86
Vazão (l/s)	33,86	46,66	33,86	47,68	33,86

Fonte: O autor

O envelhecimento da rede traz consequências significativas, que são grandes desafios para os operadores dos sistemas de distribuição, junto à mudança de uso e ocupação do solo sem o devido estudo da capacidade e eficiência do sistema projetado. Analisando estas situações, quando comparadas com o projeto inicial, deve ser considerado o envelhecimento do sistema ao longo dos anos. É evidente que o risco de ocorrer problemas como o aumento dos custos operacionais, o aumento do índice de perdas de água e os problemas de abastecimento com intermitência no

fornecimento e alteração da qualidade da água distribuída devem ser levados em conta para que o sistema de abastecimento seja dimensionado de forma a atender ao menos boa parte destas situações nas quais ele será submetido.

A manutenção paliativa, mesmo que constante, do sistema não consegue corrigir os problemas, à medida que apenas os mantém sob controle parcial. Apenas investir na tentativa de diminuir o problema não o resolve. Isso se torna exclusivamente evidente em períodos de consumo ou estiagem prolongados.

A solução do problema começa desde a reabilitação e redimensionamento da infraestrutura do sistema como um todo, que deve atacar na causa e na consequência. Assim, seria uma oportunidade para a correção dos fatores de dimensionamento de consumo utilizados no projeto inicial e para a modernização do sistema de distribuição, onde fatores como consumo energético e envelhecimento das redes não são considerados ao longo do tempo da vida do projeto.

Apesar da sua eficácia, a reabilitação da infraestrutura possui um elevado custo, sua execução é complexa e demorada, principalmente pelo impacto que causa na prestação do serviço e no entorno do local sob intervenção. Custo este não considerado na cobrança ou quantificado por ocasião da mudança das diretrizes do uso e ocupação do solo e de seus reflexos na rede existente.

Desta forma, a proposta do uso de uma ferramenta computacional livre e de fácil acesso para modelagem do comportamento hidráulico do sistema ao longo do tempo pode ser um forte aliado dos operadores de sistemas na tomada de decisão ou gerenciamento do sistema de distribuição, podendo propor para o empreendedor contrapartida para alterações na infraestrutura do abastecimento de menor custo e impacto, porém com maior controle dos resultados, principalmente nos pontos críticos do abastecimento, levando em conta as alterações de uso e população a médio e longo prazo.

Para estudos futuros, inserir perdas inerentes ao sistema, principalmente as perdas físicas que impactam diretamente no volume disponibilizado na distribuição, pode aumentar ainda mais a criticidade do sistema. Um aprofundamento da análise das melhorias de infraestruturas necessárias para solucionar o impacto do envelhecimento da rede, aliado a uma análise de custos financeiros, deve ser a base para a elaboração de planos para a substituição de tubulações de sistemas de abastecimento de água. Finalmente, quanto a gestão e operação do sistema de distribuição de água, como sequência deste trabalho, destaca-se a importância de

criar um fundo para modernização dos sistemas de distribuição de água ao longo do tempo.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRANCHES, R. **Reabilitação de redes de distribuição de água para abastecimento público**: avaliação e controle. 2009. Dissertação (Mestrado em Tecnologia: Gestão e Desenvolvimento de Tecnologias Ambientais) – Centro Estadual de Educação Tecnológica Paula Souza, São Paulo (2009).

ABRANCHES, Roberto. **Reabilitação de redes de distribuição de água para abastecimento público: avaliação e controle**. - Dissertação (Mestrado) – Centro Estadual de Educação Tecnológica Paula Souza (2009) Acesso: Março/2021: <http://www.pos.cps.sp.gov.br/dissertacao/reabilitacao-de-redes-de-distribuicao-de-agua-para-abastecimento-publico-avaliacao-e-controle>

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **Manual de Usos Consuntivos da Água no Brasil / Agência Nacional de Águas**. - Brasília: ANA (2019).

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA, **Superintendência de Estudos e Informações Hidrológicas** (2000). Introdução ao gerenciamento de recursos hídricos / Arnaldo Augusto Setti, Jorge Enoch Furquim Werneck Lima, Adriana Goretti de Miranda Chaves, Isabella de Castro Pereira. 2ª ed. – Brasília.

ALEGRE, H. et al. (2000). **Performance indicators for water supply services**. Operations & Maintenance Committee, International Water Association.

ALEGRE, H.; COELHO, S.; ALMEIDA, M.; VIEIRA, P. (2005). **Controlo de Perdas de Água em Sistemas Públicos de Adução e Distribuição**. Lisboa: IRAR.

ALEGRE, H.; *et al.* . Methodological approach for the rehabilitation of water distribution systems: Case study application based on the CARE-W system. In: **Water Distribution Systems Analysis Symposium**, Cincinnati, (2006). p.1, 2.

ALÉM SOBRINHO, P.; CONTRERA, R.C (2013). **Abastecimento e concepção**. Apresentação da disciplina Saneamento II. São Paulo. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

ALEM SOBRINHO, P.; MARTINS, G. (2004). Abastecimento de Água, In: TSUTIYA M.T. **Abastecimento de água**. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (2004).

ALVISI, Stefano; FRANCHINI, Marco. Multiobjective optimization of rehabilitation and leakage detection scheduling in water distribution systems. **Journal of Water Resources Planning and Management**. (2009).

AMANCIO, Eduardo Cesar. **Mapeamento das pressões em serviço da rede de abastecimento de água de Tupãssi** – Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo (2018). Acesso em Abril/2021: <http://repositorio.utfpr.edu.br/jspui/handle/1/15751>

ARAÚJO, Renata Shirley de Andrade; Bezerra, Alessandro de Araújo. **Método para diâmetro e fator de atrito**: rede de distribuição Revista DAE Edição nº: 203 (2016) DOI 10.4322/dae.2016.005. Acesso em Maio/2021 - <http://revistadae.com.br/site/artigo/1645-Metodo-para-diametro-e-fator-de-atrito-rede-de-distribuicao->

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12.216** - Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público (1992).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12.218** - Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público (2017).

AZEVEDO NETTO *et al.* **Manual de hidráulica**. 8º Ed. São Paulo, Editora Blucher (1998).

AZEVEDO NETTO, J.M. **Cronologia do Abastecimento de Água** (até 1970) In: Revista DAE (1984).

Barreto, G. C., Gomes, D. M., Gutierrez, L. A. C. L., Pereira, J. A. R. **Impacto da setorização no abastecimento de água em áreas urbanas.** João Pessoa (2000).

BERNARDO, L. DI; PAZ, L. P. S. Seleção de tecnologias de tratamento de água. São Carlos (2000).

BRASIL, Ministério Da Saúde. Fundação Nacional de Saúde. **Manual de Saneamento / Ministério da Saúde, Fundação Nacional de Saúde.** 4. ed. – Brasília: Funasa (2015). 642. Acesso em Março/2021: https://bvsms.saude.gov.br/bvs/publicacoes/manual_saneamento_3ed_rev_p1.pdf

BRITO, Acelmo de Jesus. **Método para Estimativa de Perdas Reais em Rede de Abastecimento de Água.** Estudo de Caso – Residencial Domingos Sávio Brandão – Cuiabá (2012). Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Mato Grosso, Instituto de Ciências Exatas e da Terra, Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos Cuiabá. Acesso em Abril/2021: https://ri.ufmt.br/bitstream/1/1216/1/DISS_2012_Acelmo%20de%20Jesus%20Brito.pdf

CARMO, Félix Júnior Justino. **Vazamento na rede de distribuição de água: Impactos no faturamento e no consumo de energia elétrica do 3º stor de abastecimento de água da região metropolitana de Belém – PA.** Dissertação(Mestrado) – Universidade Federal do Pará, Centro tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Belém (2009). Acesso em Abril/2021: <http://repositorio.ufpa.br/jspui/handle/2011/7913>

CESÁRIO, L. – **Modeling, analysis, and design of water distribution systems – American Water Works Association.** (1995).

COELHO, S., Loureiro, D., Alegre, H. **Modelação e análise de sistemas de abastecimento de água.** Instituto Regulador de Águas e Resíduos. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa (2006).

COELHO, Sérgio Teixeira; LOUREIRO, Dália. ALEGRE, Helena. **Modelação e análise de sistemas de abastecimento de água**. 2006.

CURAN, R. M. **Caracterização e origem da composição química incrustação e simulação de cenários de perda em setor da rede de abastecimento de água da cidade de Rio Claro**. Monografia (Bacharel em Engenharia Ambiental). Instituto de Geociência e Ciência Exatas, Campus Rio Claro (2009).

DIUANA, Fabio Amendola. **Análise Comparativa dos Modelos Hidráulicos Epanet, WaterCAD e Sistema UFC para sistemas de Abastecimento de Água** – Rede de Distribuição / Diuana, Fabio Amendola e Ogawa, Seiti Caio Contardo Pereira – Rio de Janeiro: UFRJ/Escola Politécnica. Projeto de Graduação – UFRJ/Escola Politécnica/Curso de Engenharia Ambiental (2015). Acesso: Abril/2021: <http://drhima.poli.ufrj.br/images/documentos/tcc/2015/fabio-amendola-2015.pdf>

FELISBERTO, Evelise GONÇALVES, Mariano – **Dimensionamento do sistema hidráulico preventivo do instituto de Pesquisas Ambientais e Tecnológicas – IPAT: estudo de caso utilizando a estrutura de uma edificação existentes**, Universidade do Extremo Sul Catarinense (2011).

FRANGIPANI, M.; GOMES, A. S. **Guias práticos: técnicas de operação em sistemas de abastecimento de água**. Macromedição. PMSS, PNDCA, SNSA, Ministério das Cidades, Brasília (2007).

FURUSAWA, Rubens Tadashi. **Contribuição ao dimensionamento de rede de distribuição de água por critério de custo global**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo (2011).

FURUSAWA, Rubens Tadashi. **Contribuição ao dimensionamento de rede de distribuição de água por critério de custo global**/Ferreira/R.T.Furusawa – ed.rev. –São Paulo, 2011. 207p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária (2011). Acesso em Abril/2021: https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3147/tde-09082011-153957/publico/Dissertacao_Rubens_Tadashi_Furusawa.pdf

GIROL, Guilherme Violato. Análise de perdas reais em um setor do sistema de abastecimento de água no município de Capinzal-SC. TCC (Graduação) Curso de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal Santa Catarina, Florianópolis (2008).

GNIPPER, Sérgio Frederico. **Patologias mais frequentes em sistemas hidráulico sanitários e de gás combustível de edifícios residenciais em Curitiba**. X Simpósio Nacional de Sistemas Prediais (2007).

GOMES, A. W. A. Perda localizada de carga em gotejadores integrados em tubos de polietileno. Dissertação (Mestrado em Agronomia) – Escola superior de agricultura Luiz de Queiroz da Universidade de São Paulo, Piracicaba (2009).

GOMES, H. P. Sistemas de abastecimento de água: dimensionamento econômico e operação de redes elevatórias. UFPB (2009).

GOMES, H. P; SALVINO, M. M. EPANET Manual do usuário. Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento – Universidade Federal da Paraíba, UFPB (2009).

GOMES, H.P. e SALVINO, M.M. **Epanet 2.0 Brasil: Manual do Usuário**. Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, Brasil (2007).

GOMES, Heber Pimentel. **Sistemas de Abastecimento de Água: Dimensionamento Econômico e Operação de Redes e Elevatórias**. UFPB (2009).
HADZILACOS, T. *et al.* . UtilNets: a water mains rehabilitation decision-support system. **Computers, Environment and Urban System**. Elsevier Science (2000).

HELLER, Léo; DE PÁDUA, Valter Lúcio. Abastecimento de água para consumo humano. UFMG (2016).

HELLER, Léo; PÁDUA, Valter Lúcio de (Org.). **Abastecimento de água para consumo humano**. UFMG (2006).

HUDSON, W.D. **Studies of distribution system capacity in seven cities**. Journal of American Water Works Association (1966).

IMPrensa OFICIAL ELETRÔNICA DA ESTÂNCIA DE ATIBAIA – IOE. Lei complementar n.º 760, de 29 de Setembro de 2017. **Edital de Convocação Audiência Pública da Saúde**. Acesso em Abril/2021: http://www.prefeituradeatibaia.com.br/imprensa/pdf/2020/2240_3f17b9aa2270b03e0d13c5cc3ca97015.pdf

JUSTINO, José Damião; NOGUEIRA, Élcio. **Estudo e análise de um sistema de distribuição de água**: aplicação do método de Hardy Cross utilizando a equação universal de Darcy-Weisbach e o método de Hazen-Williams. (2013).

KLEINER, Y.; ADAMS, B. J. e ROGERS, J. S. **Long-term planning methodology for water distribution system rehabilitation**. Water Resources Research, (1998).

KLEINER, Y.; RAJANI, B. **Comprehensive review of structural deterioration of water mains: statistical models**. Urban Water (2001).

LACERDA, Bruna Ribeiro. **Metodologia para cálculo das perdas de carga localizadas e sua influência sobre a pressão dinâmica nos pontos de tomada de água de uma instalação hidráulica predial de água fria** / Bruna Ribeiro Lacerda. – 2017.76 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil)
Centro Universitário de Formiga-UNIFOR, Formiga, 2017. Acesso em Abril/2021: <https://bibliotecadigital.uniformg.edu.br:21015/xmlui/handle/123456789/515?locale-attribute=en>

LIMA, Fagner Alves de. **Dimensionamento de rede de distribuição de água utilizando o programa de computador EPANET: Estudo de Caso em Ji-Paraná-RO.** Trabalho de conclusão de Curso, Bacharel em Engenharia Ambiental – Universidade Federal de Rondônia, 2015. Acesso em Abril/2021: <http://www.lahc.ufc.br/md/Rede-Agua-UFCA.pdf>

LIVI, Celso Pohlmann. **Fundamentos de Fenômenos de Transporte** (2010).

LOMONT, P.A. **Common pipe flow formulas compared with the theory of roughness.** Journal of Amereican Water Works Association (1981).

Loureiro, D., Coelho, S. **EPANET 2 - Manual do Utilizador.** L.N.E.C. – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa (2004).

MACIEL, José Rodrigo Ferreira. **Influência da água no processo de corrosão em tubulações de ETAs e redes de distribuição.** 2019. 74 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Química) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza,2019. Acesso em Março/2021: <http://www.repositorio.ufc.br/handle/riufc/50382>

MARCONDES, Ricardo Augusto De Castro. **Estudo Do Uso Das Tubulações De Pead Em Sistemas De Distribuição De Água No Brasil / R. A. C. Marcondes, R. C. Zambon** -- versão corr. -- São Paulo (2016). Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Hidráulica e Ambiental. Acesso em Março/2021: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3147/tde-06102016-092317/pt-br.php>

MARTINS, G; SOBRINHO, P.A. Abastecimento de água. In: Tsutiya, M.T. **Abastecimento de água**. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (2006).

MAYS, L. (Ed.). **Water distribution systems handbook**. New York: Mcgraw-hill, 2000 apud 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).

MILTON, T. **Abastecimento de Água** São Paulo – Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (2006).

MORUZZI, R.B. - **Caracterização Química e Mineralógica da Incrustação em Rede de Ferro Fundido e Potencial de Recuperação da Capacidade Hidráulica** (2012).

NEUMANN, Bruna Franciele. **Estudo comparativo entre alternativas de implantação de um sistema de abastecimento de água no município de Cruzeiro do Sul**. Universidade de Santa Cruz do Sul (2015). Acesso em Março/2021: <http://hdl.handle.net/11624/1124>

NOLLI, Nubia Aparecida Vale. **Investigação experimental do comportamento de fraturas em tubos de PVC submetidos à variações de pressão [manuscrito]** / Nubia Aparecida Vale Nolli.– 2015.155 f.: il. Dissertação (mestrado). Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia. Acesso em Março/2021: http://www.smarh.eng.ufmg.br/diss_defesas_detalhes.php?aluno=1155

OLAIA, Ana I. Santos. **Gestão de Sistemas de Abastecimento de Água Através de Modelação Hidráulica**. Tese M. Sc.. Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal (2012).

OLIVEIRA, Talles Kennedy Gomes Barata de. **Concepção e dimensionamento de rede de abastecimento de água do município de Japi, RN: comparação de modelos computacionais de otimização**. Universidade Federal da Paraíba UFPB - Brasil (2018) Acesso em Abril/2021:
<https://repositorio.ufpb.br/jspui/handle/123456789/13630>

ORELLANA, Alex. **Contribuição ao estudo do planejamento de reabilitação de redes de distribuição de água** / Alex Orellana. --Campinas, SP: [s.n.], 2011. Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Acesso em Abril/2021:
http://bdtd.ibict.br/vufind/Record/CAMP_531dad28d153855513d738d14265c18

PORTO, Rodrigo de Melo. **Hidráulica Básica**. 4. ed. São Carlos: Eesc-usp (2006).

REGIS, Pedro Osvaldo Alencar. **Um modelo de programação matemática para do ensino do dimensionamento de redes de distribuição de água** / Pedro Osvaldo Alencar Regis. - 2018. 90 f.: il. Monografia (graduação) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Ambiental. Natal, RN, (2018). Acesso em Abril/2021: <http://monografias.ufrn.br/handle/123456789/6909>

RICHTER, C. A.; AZEVEDO NETTO, J.M. **Tratamento de Água: tecnologia atualizada**. 1ª.ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda (1991).

RICHTER, Carlos A. **Água: métodos e tecnologia de tratamento**. 1. ed. São Paulo: Edgard Blücher (2009).

Rossmann, L. A. **Epanet 2 – User’s manual. National risk management research laboratory office of research and development U.S. Environmental Protection Agency**. Cincinnati – OH (2008).

ROSSMAN, Lewis A. **Manual do Usuário PROCEL SANEAR, EPANET 2.0 BRASIL**. (2001). Acesso em Abril/2021: [http://www.lenhs.ct.ufpb.br/html/downloads/epanet/manual do epanet brasil.pdf](http://www.lenhs.ct.ufpb.br/html/downloads/epanet/manual_do_epanet_brasil.pdf)

SANTOS, Marcos André **Análise Comparativa De Perdas De Carga Usando As Equações De Colebrook-White, Hazen-Williams, Darcy-Weisbach E Chezy-Manning**, TCC ENGENHARIA. Centro Universitário Maurício de Nassau do Estado do Pernambuco, RECIFE (2016). TCC Curso de graduação de Engenharia Civil do Centro Universitário Maurício de Nassau do Estado do Pernambuco. Acesso em Maio/2021: https://www.academia.edu/35070797/TCC_MARCOS_ANDRE_SANTOS

SARZEDAS, G. L. **Planejamento para substituição de tubulações em sistemas de abastecimento de água**. Aplicação na rede de distribuição de água da Região Metropolitana de São Paulo. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (2009).

SARZEDAS, Guaraci Loureiro. **Planejamento para substituição de tubulações em sistemas de abastecimento de água.** Aplicação na rede de distribuição de água da região metropolitana de São Paulo / GLSarzedas. -ed.rev. - São Paulo (2009).
Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. Acesso em Março/2021:
https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3147/tde-20072009-144606/publico/dissertacao_rev.pdf

SARZEDAS, Guaraci Loureiro; Tsutiya, Milton Tomoyuki (In Memoriam). **Avaliação da deterioração estrutural de tubulações da rede de distribuição de água na Região Metropolitana de São Paulo.** Revista DAE Edição nº: 186 Ano: (2011). Acesso em Março/2021: <http://revistadae.com.br/site/artigo/1435-Avaliacao-da-deterioracao-estrutural-de-tubulacoes-da-rede-de-distribuicao-de-agua-na-Regiao-Metropolitana-de-Sao-Paulo>

SILVA, Francinaldo de Brito. O sistema de abastecimento d'água da cidade de santa. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa (2016).

SILVA, Isaac Hôkasac Vieira Bento da. **Diagnóstico do consumo de água em redes de distribuição através de modelagem computacional,** Juazeiro do Norte - CE / Isaac Hôkasac Vieira Bento da Silva. cm. TCC (Graduação) – Universidade Federal do Cariri, Centro de Ciências e Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Juazeiro do Norte (2017)

SILVA, Isaac Hôkasac Vieira Bento da. **Diagnóstico do consumo de água em redes de distribuição através de modelagem computacional,** Juazeiro do Norte - CE / Isaac Hôkasac Vieira Bento da Silva. TCC (Graduação) – Universidade Federal do Cariri, Centro de Ciências e Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Juazeiro do Norte (2017). Acesso em Abril/2021: <http://www.lahc.ufc.br/md/Rede-Agua-UFCA.pdf>

SILVA, J. H. F. **Exploração das potencialidades do programa Epanet na simulação hidráulica de sistemas de abastecimento de água.** Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, 2008. Acesso em Abril/2021: <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/58610/2/Texto%20integral.pdf>

SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO (**SNIS**). Acesso em Agosto de 2021: <http://www.snis.gov.br/componentes/menu-snis-componente-aqua-e-esgotos>

SURCO, Douglas Fukunaga. **Desenvolvimento de uma Ferramenta Computacional para Avaliação da Eficiência Técnica Baseada em DEA** - Universidade Federal do Paraná, Setores de Tecnologia e Ciências Exatas, Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia. Defesa: Curitiba (2004).

SURCO, Douglas Fukunaga. **Otimização de um Sistema de Rede de Distribuição de Água Usando Técnicas de Programação Não-Linear Com Solvers tipo DNLP** (2015).

TARDELLI J. F. Controle e redução de perdas. In: Tsutiya, M. T. Abastecimento de água. **Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo** (2005).

TELLES, Pedro C. Silva. 2001. **Tubulações Industriais** - Volume I e II. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos (2001).

TSUTIYA, Milton Tomoyuki. **Abastecimento de água.** Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (2006).

TUCCI, C.E.M. **Modelos Hidrológicos.** Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS: Associação Brasileira de Recursos Hídricos (2004).

WESTRUPP, ALACON RAYIS MARINA. **Avaliação da viabilidade do reúso de água para recarga de aquíferos na Região Metropolitana de São Paulo** – São Paulo,

2018. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Saúde Pública da Universidade de São Paulo, 2018. Acesso: Março/2021:
<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/6/6139/tde-21062018-084426/pt-br.php>

Figuras

ALEM SOBRINHO E CONTRERA (2013) – Rede de Distribuição de Água. Acesso em Junho de 2021: <https://wp.ufpel.edu.br/hugoguedes/files/2018/11/Aula-8-Distribui%C3%A7%C3%A3o-Parte1.pdf>

ARMEILLA (1913) – Arteref Acesso em Agosto de 2021:
<https://arteref.com/opiniao/andre-charles-armeilla-um-fotografo-esquecido/>

AUTOR DESCONHECIDO (2018) - site Apaixonados Por História <https://apaixonadosporhistoria.com.br/artigo/54/o-codigo-de-hamurabi-a-economia-na-babilonia> Acesso em Agosto de 2021.

AUTOR DESCONHECIDO (2021) – site Provo.org, acesso em Agosto de 2021:
<https://www.provo.org/departments/public-works/water-resources>

AUTOR DESCONHECIDO (2021) – Site Resiclean, acesso em Agosto de 2021:
<https://www.resiclean.com.br/decantacao/>

IGNÁCIO, R.F. (2010) Curso Básico de Mecânica dos Fluidos. Acesso em Junho de 2021:
<http://www.escoladavida.eng.br/mecflubasica/Apostila/Unidade%206/Primeira%20aula%20un%206.pdf>

INSTITUTO TRATA BRASIL (2019) – Sanepar, Maringá. Acesso em Junho de 2021:
<http://www.tratabrasil.org.br/saneamento/casos-de-sucesso>

JORNAL USP (2017) – Fluoretação. Edson Lopes Jr. Acesso em Junho de 2021:
<https://jornal.usp.br/ciencias/ciencias-da-saude/pesquisadores-mapeiam-fluoretacao-da-agua-no-brasil/>

Marques, Flávia (2021) – ACQUASOLUTION. Acesso em Outubro de 2021: <https://acquablog.acquasolution.com/o-que-e-e-para-que-serve-a-filtracao-no-tratamento-de-agua/>

PIANO (2014), revista Wanted in Rome. Acesso em Agosto de 2021: <https://www.wantedinrome.com/news/romes-ancient-aqueducts.html>

PREFEITURA DE ATIBAIA, Zoneamento. Acesso em Outubro de 2021: <http://www.prefeituradeatibaia.com.br/uso-e-ocupacao-do-solo/>

PREFEITURA DE JACAREÍ (2020) – Sistema de captação de água. Acesso em Agosto de 2021: <https://www.jacarei.sp.gov.br/saae-inaugura-novo-sistema-de-captacao-de-agua-para-abastecimento-de-jacarei/>