



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

GABRIEL COSTA CALDAS

**MODELAGEM COMPUTACIONAL DE UMA ADUTORA DA REGIÃO DO
MUCURIPE PELO USO DO EPANET**

FORTALEZA

2017

GABRIEL COSTA CALDAS

**MODELAGEM COMPUTACIONAL DE UMA ADUTORA DA REGIÃO DO
MUCURIBE PELO USO DO EPANET**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Iran Eduardo Lima Neto, PhD.

Fortaleza

2017

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

C15m Caldas, Gabriel Costa.
Modelagem Computacional de uma Adutora da Região do Mucuripe pelo uso do EPANET / Gabriel Costa Caldas. – 2017.
66 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2017.
Orientação: Prof. Dr. Iran Eduardo Lima Neto.

1. Modelagem Computacional EPANET. 2. Sistema de Distribuição de Água. 3. Calibração. 4. Rugosidade. 5. Coeficiente de Consumo. I. Título.

CDD 620

GABRIEL COSTA CALDAS

**MODELAGEM COMPUTACIONAL DE UMA ADUTORA DA REGIÃO DO
MUCURIPE PELO USO DO EPANET**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. PhD. Iran Eduardo Lima Neto

Aprovado em: __/__/__.

BANCA EXAMINADORA

Prof. PhD. Iran Eduardo Lima Neto (Professor Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof^ª. Dr^ª. Marisete Dantas Aquino (Professora Convidada)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Eng^º. Liduíno de Albuquerque Marques (Convidado)

Fortaleza

2017

AGRADECIMENTOS

A minha mãe, Martha, a meu pai, Agripino, e a meu irmão, Gustavo, que independentemente da distância, ofereceram um enorme apoio antes e durante a minha graduação; e a meus demais familiares de Fortaleza e de Aracaju, por todo o seu incentivo e suporte, especialmente meus tios Tânia, Roberto e Rosi, e a minha avó Auxiliadora.

A Keyton Cabral pelo apoio nos momentos finais.

Aos amigos do Movimento Empresa Júnior e da Comunidade Global Shapers, que me proporcionaram momentos indescritíveis que me permitiram crescer como profissional e pessoa nestes anos de graduação.

Aos amigos e colegas de turma, por partilharem comigo esta jornada de formação e busca pelo conhecimento, em especial: Antônio Victor, Paulo Moisés, Rodrigo Gusmão, Gustavo Barreira e Átila Alves.

À professora Marisete, por partilhar seus conhecimentos acerca da elaboração de trabalhos científicos.

Ao professor Iran, pela orientação e por toda a paciência e disponibilidade de ajudar na elaboração do presente estudo, contribuindo com instruções valiosas para a produção do mesmo e compartilhando toda a sua experiência.

Ao engenheiro Liduíno Marques, por se mostrar muito solícito e auxiliando sempre que foi necessário. Agradeço também à CAGECE, por disponibilizar os dados que tornaram este estudo possível; bem com a todos os seus colaboradores.

RESUMO

Sabe-se que o Ceará enfrenta um problema constante de escassez de recursos hídricos e que devido a isso, faz-se necessário um maior controle dos sistemas de distribuição de água à população, garantindo uma melhor gestão do processo. Tendo isso em vista, o presente estudo visou a analisar dados obtidos em campo a fim de realizar simulações computacionais para o ajuste do coeficiente de maior consumo horário (k_2) e da rugosidade de uma adutora em Fortaleza, que transporta água do reservatório da Praça da Imprensa até o reservatório do Mucuripe. As análises foram feitas entre os meses de junho e outubro, que é um dos períodos de menor pluviosidade na região e, conseqüentemente, um dos mais críticos em se tratando de consumo. Por meio dos dados de vazões e pressões horárias de cada dia, foi possível estudar o comportamento de consumo da região, o que indicou um padrão consistente e atípico em relação aos horários de maior consumo. O resultado diferiu da literatura, haja vista que durante a madrugada o consumo se encontrava acima da média, quando se espera que ele seja mínimo e caía no início da noite, período em que deveria manter-se alto. Fora isso, o valor médio do coeficiente k_2 foi de 1,1, enquanto que o máximo foi de 1,25, o que é bem abaixo do valor de 1,5, recomendado pela ABNT NBR 9649 (1986). Acredita-se que o fato de a região abastecida ter alta atividade industrial pode ter sido a causa de tais resultados. Quanto à rugosidade, foram realizadas simulações da adutora no programa EPANET, com a rugosidade original do material da tubulação e foram feitos acréscimos de 10, 20, 50 e 100% para tal valor. Sabendo que o reservatório do Mucuripe possui um nível máximo de água de 5m, notou-se que tais valores não estavam condizentes com a realidade. Assim, realizaram-se mais simulações e o valor de 0,7mm foi obtido, para um nível de água de 4,97m, sendo desse modo, próximo da realidade. Realizaram-se ainda simulações para rugosidades extremamente altas, a fim de prever uma operação do sistema a pressões muito baixas ou negativas. Em análises posteriores podem ser estudados períodos que incluam um ano inteiro, o coeficiente de maior consumo anual (k_1), bem como atualizações para a rede, uma vez que há alterações que não foram realizadas e estudos por meio de outros softwares além do EPANET.

Palavras Chave: Modelagem computacional. Sistema de distribuição de água. Calibração. EPANET. Rugosidade. Coeficiente de consumo.

ABSTRACT

It is known that the State of Ceará faces a constant question of scarcity of water resources and because of this, it is necessary to have more control of distribution systems of water to the population, guaranteeing a better management of the process. The present study aimed to analyse the obtained results in the field in order to perform computational simulations for the adjustment of the maximum hourly consumption coefficient (k_2) and the roughness of a water conduit in Fortaleza, which transports water from Praça da Imprensa storage tank to the Mucuripe storage tank. The analysis were made between June and October, which is one of the lower rainfall rate periods in the region and, consequently, one of the most critical in terms of consumption. Using the flow rate and pressure data of each day, it was possible to understand the consumption behaviour in the region, which indicated a consistent and atypical pattern when it comes to the periods of the day in which the water consumption is greater. The outcomes were divergent when they are compared to the literature, since during the dawn consumption was above average, when it was expected to be at the minimum and was decreasing during the twilight when it should have remained high. Otherwise, the average value of the coefficient k_2 was 1.1 and its maximum value was 1.25, which is very below the value of 1.5, recommended by the norm ABNT NBR 9649 (1986). It is believed that the high industrial activity in the region may have been the cause of such results. When it comes to the roughness of the water conduit, simulations were performed, with the software EPANET, with the original roughness for the material of the pipes and a raise 10, 20, 50 and 100% for this value. Knowing that Mucuripe storage tank has a maximum level of water in 5m, it was noticed that many outcome values were not in accordance with reality. Thus, more simulations were performed and the value of 0.7mm was obtained in a water level of 4.97m, which can be considered nearby the reality. Simulations were also carried out for extreme values of roughness in order to predict a system operation at very low or negative pressures. In later analysis it can be studied in other periods of time, including the whole year, the coefficient of maximum annual consumption (k_1), as well as updates to the network and simulations with other software besides EPANET.

Keywords: Computer simulation. Water distribution systems. Calibration. EPANET. Roughness. Consumption coefficient.

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Interface do EPANET.....	15
Figura 02 – Pressões horárias em um dia típico.....	29
Figura 03 – Pressões horárias em uma semana típica.....	29
Figura 04 – Pressões horárias médias para um dia típico em cada mês.....	30
Figura 05 – Pressões médias diárias para cada dia estudado.....	30
Figura 06 – Vazões horárias em um dia típico.....	31
Figura 07 – Vazões horárias em uma semana típica.....	32
Figura 08 – Vazões horárias médias para um dia típico em cada mês.....	32
Figura 09 – Vazões médias diárias para um dia típico em cada mês.....	33
Figura 10 – Curva de demanda de água para o setor Ana Dorothéa – Zona Baixa, separado por dia da semana.....	34
Figura 11 – Valores de K2 para uma semana típica.....	35
Figura 12 – Valores do K2 para um dia típico de cada mês.....	36
Figura 13 – Valores de K2 para cada dia do período estudado.....	36
Figura 14 – Distribuição de frequência das pressões horárias médias.....	38
Figura 15 – Distribuição de frequência das pressões médias diárias.....	39
Figura 16 – Distribuição de frequência das vazões horárias médias.....	41
Figura 17 – Distribuição de frequência das vazões médias diárias.....	42
Figura 18 – Distribuição de frequência dos valores de K2.....	43
Figura 19 – Esquema da adutora simulada no EPANET.....	44
Figura 20 – Vazão simulada para uma rugosidade de 0.1mm.....	45
Figura 21 – Pressão simulada para uma rugosidade de 0.1mm.....	45
Figura 22 – Vazão simulada para uma rugosidade de 0.11mm.....	46

Figura 23 – Pressão simulada para uma rugosidade de 0.11mm.....	46
Figura 24 – Vazão simulada para uma rugosidade de 0.12mm.....	47
Figura 25 – Pressão simulada para uma rugosidade de 0.12mm.....	47
Figura 26 – Vazão simulada para uma rugosidade de 0.15mm.....	48
Figura 27 – Pressão simulada para uma rugosidade de 0.15mm.....	48
Figura 28 – Vazão simulada para uma rugosidade de 0.2mm.....	49
Figura 29 – Pressão simulada para uma rugosidade de 0.2mm.....	49
Figura 30 – Pressão simulada no terminal da rede para uma rugosidade de 0,2mm.....	50
Figura 31 – Vazão simulada para uma rugosidade de 1mm.....	50
Figura 32 – Pressão simulada para uma rugosidade de 1mm.....	51
Figura 33 – Pressão simulada no terminal da rede para uma rugosidade de 1mm.....	51
Figura 34 – Vazão simulada para uma rugosidade de 10mm.....	52
Figura 35 – Pressão simulada para uma rugosidade de 10mm.....	52
Figura 36 – Pressão simulada no terminal da rede para uma rugosidade de 10mm.....	53
Figura 37 – Pressão simulada no terminal da rede para uma rugosidade de 0.7mm.....	54

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Dados de coeficiente de consumo.....	24
Tabela 02 – Análise do coeficiente K2 por dia da semana.....	35
Tabela 03 – Análise do coeficiente K2 por mês.....	36
Tabela 04 – Dados da distribuição de frequência das pressões horárias médias.....	38
Tabela 05 – Dados da Distribuição de frequências das pressões médias diárias.....	39
Tabela 06 – Dados da distribuição de frequência das vazões médias horárias.....	40
Tabela 07 – Dados da Distribuição de frequências das vazões médias diárias.....	41
Tabela 08 – Dados da Distribuição do coeficiente K2.....	42

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	11
2. OBJETIVOS.....	14
2.1. Objetivo Geral.....	14
2. 2. Objetivos Específicos.....	14
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
3.1 EPANET e Simulações de Rugosidade.....	15
3.2. Coeficientes de consumo.....	20
4. METODOLOGIA.....	25
4.1. Bases Teóricas.....	25
4.2. Etapas da Pesquisa.....	25
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	27
6. CONCLUSÃO.....	55
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	57
APÊNDICE A – FREQUÊNCIA DE VALORES PARA A VAZÃO HORÁRIA MÉDIA E PRESSÃO HORÁRIA MÉDIA NO PERÍODO ESTUDADO.....	61
APÊNDICE B – VALORES DE MAIOR VAZÃO, VAZÃO MÉDIA, PRESSÃO MÉDIA E COEFICIENTE K2 PARA TODOS OS DIAS DO PERÍODO ESTUDADO.....	63
APÊNDICE C – VALORES DE RUGOSIDADE ABSOLUTA EQUIVALENTE.....	67

1. INTRODUÇÃO

O Estado do Ceará, por razões climáticas possui constantes problemas relativos ao aproveitamento de recursos hídricos. Assim, fazem-se necessárias ações a fim de que se possa ter um maior controle do uso da água e que se possam evitar desperdícios em sua distribuição para a população. Diante disso e, sabendo que há discrepâncias entre dados reais e os simulados para os sistemas de distribuição de água, surge a demanda por calibração dos modelos utilizados. Neste estudo em particular, será analisada a Adutora do sistema do Mucuripe, em Fortaleza, que transporta água desde o reservatório da Praça da Imprensa (Av. Antônio Sales), até o ponto de distribuição: o reservatório do Mucuripe.

Atualmente, a Companhia de Água e Esgoto do Ceará – CAGECE – possui dados acerca de diversas redes de distribuição de água no estado do Ceará, sendo que muitas delas são monitoradas em tempo real e já foram previamente modeladas e georeferenciadas. Contudo, um dos principais problemas enfrentados pela companhia é o fato de que muitas vezes os dados observados são muito diferentes dos simulados. Tais situações podem ocorrer por diversos motivos, seja por mudança da rugosidade interna da tubulação, vazamentos e intrusões, novas redes – sejam elas clandestinas, ou não – adicionadas ao sistema, mas que não foram atualizadas, dentre outros motivos, tais como perdas localizadas, diâmetro interno, imprecisão de medidores e topografia. Diante dessa realidade, é imprescindível uma calibração do sistema, a fim de verificar a acurácia dos modelos virtuais aplicados aos sistemas de distribuição e aprimorar a qualidade dos serviços da companhia, bem como oferecer um maior controle da distribuição de água.

Para o presente estudo, a calibração será realizada para a adutora de água do sistema do Mucuripe, na cidade de Fortaleza, visto que esta já está previamente modelada e que foram notadas discrepâncias consideráveis entre alguns dos dados de pressão simulados e observados para a rede estudada, indicando a necessidade da verificação do sistema da adutora, ou seja, sua calibração. Desse modo, seria possível simular as rugosidades das tubulações, bem como as possíveis causas para tais variações, e seria possível analisá-las a fim de verificar quais são as que produziriam tais resultados caso fossem reais, ou seja, as possibilidades que fariam sentido no sistema diante do que é observado nos modelos computacionais e em campo.

Contudo, é importante ressaltar que o fato de uma causa simulada gerar dados que sejam consoantes com a realidade não há, necessariamente, garantia que tal situação é

verdadeira; embora este seja um forte indício da existência do problema citado e que ir a campo para confirmar as suspeitas deve ser um procedimento cabível. Admitir a existência das causas testadas trata-se de um pressuposto que pode ser aplicado a fim de que se possa realizar a calibração da adutora e obter um modelo que funcione melhor e esteja mais condizente com os dados observados. Caso isso ocorra, haveria, então, evidências que dessem suporte ao diagnóstico realizado neste estudo.

A adutora do Mucuripe, que já foi previamente modelada e georreferenciada, será calibrada por meio de medições realizadas em campo e as pressões serão comparadas com os resultados obtidos na simulação. O programa a ser utilizado é o EPANET, uma plataforma gratuita para a simulação de sistemas de saneamento e que apesar de possuir um layout e formatação demasiadamente robustos e que dificultam a trabalhabilidade do operador, mostra-se uma boa opção para uma adutora, visto que esta não possui tantos nós e detalhes quanto uma rede de distribuição e pode ser entendida como um sistema fechado, ou seja, toda a vazão de água entra e sai por poucos pontos específicos. Apesar disso, pode-se supor que haja mais pontos de saída a fim de simular intrusões e vazamentos no sistema, bem como ligações clandestinas à rede de distribuição de água. A rugosidade da tubulação também será simulada pelo programa. Espera-se, ainda, que seja realizada uma estimativa da variação da rugosidade da tubulação, a fim de determinar até que valor de rugosidade seria possível utilizar a tubulação atual, sem que haja a necessidade de intervenções.

O papel deste trabalho é indicar possíveis causas para as diferenças entre as expectativas de pressões e vazões indicadas pelas modelagens previamente feitas no trecho estudado e o que é observado. Assim, a calibração visa indicar modelos que funcionem, e desenvolver ferramentas que indiquem o consumo aproximado em cada um dos nós a serem estudados e simulados, os pontos que enfrentam problemas devido a pressão insuficiente.

Fora isso, espera-se fazer um estudo das variações de pressões e vazões horárias ao longo do dia, a fim de se realizar um estudo acerca do coeficiente de máxima vazão horária para o período de baixa pluviosidade. Desse modo, será possível realizar uma comparação entre os valores sugeridos pela norma e pela literatura e indicar se tais suposições se aplicam à realidade da região estudada. Tal indicador também se mostra importante devido à sua influência para as previsões de consumo de uma população e poderá ser utilizado em estudos posteriores.

Por fim, é importante lembrar que os dados da própria CAGECE possuem limitações, visto que muitos deles são antigos, desatualizados ou estão sujeitos a situações que fogem do controle da companhia, conforme já foi dito anteriormente. Porém, isto não deve ser visto como um obstáculo, mas como uma evidência da necessidade de se conhecer melhor as redes de distribuição de água no Ceará, bem como a necessidade de se desenvolver sistemas mais sincronizados e que permitam a rápida ação da organização no caso de transtornos decorrentes da falta de pressão em residências ou de vazamentos, que poderiam ser detectados por meio do modelo calibrado no sistema EPANET e posteriormente georreferenciado por meio do QGIS, permitindo gerar mapas e mais detalhes acerca da tubulação estudada. Tais ações evitariam o desperdício e perdas de recursos hídricos, diminuiria a contaminação da água devido a intrusões, facilitaria a detecção de falhas no sistema e permitiria uma economia de dinheiro para a CAGECE.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo Geral

Analisar dados de campo e realizar simulações computacionais para a calibração do coeficiente de maior consumo horário e da rugosidade em uma adutora em Fortaleza.

2. 2. Objetivos Específicos

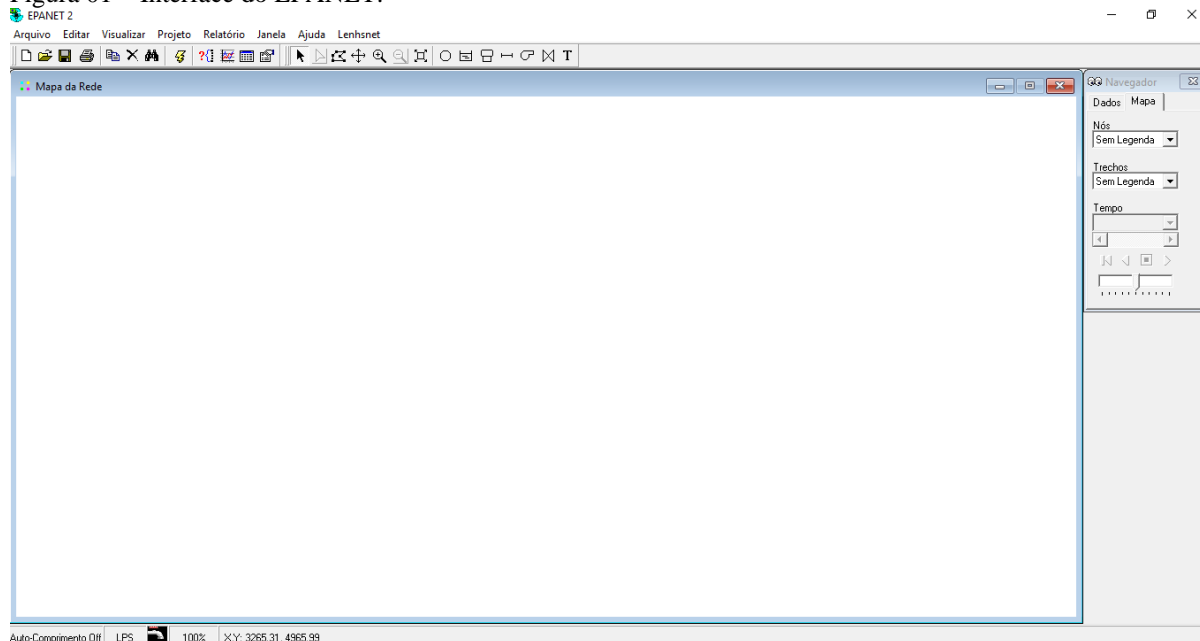
- Coletar dados da adutora;
- Testar o modelo computacional prévio, feito pela CAGECE;
- Calibrar e validar o modelo;
- Verificar os valores adequados para o coeficiente de maior consumo horário para a região atendida.
- Modelar o sistema para o ajuste da rugosidade das paredes da tubulação;
- Prever cenários futuros para a rugosidade.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 EPANET e Simulações de Rugosidade

O EPANET é programa foi desenvolvido pela U.S. Environmental Protection Agency – UESPA – nos Estados Unidos, traduzido para a língua portuguesa pelo LNEC, e foi o escolhido para os estudos de rugosidade, calibração e modelagem deste estudo. Uma das principais vantagens do EPANET, de acordo com Botta (2014), é o fato de ele ser de domínio público, ser compatível com diversos outros programas, ser considerado confiável, além de ser amplamente utilizado em trabalhos científicos. Além disso, em seu estudo, Olaia (2012) realizou um comparativo entre os seguintes softwares: EPANET, HidroCAD, Strumap, Synergee WaterCAD e INSAA, concluindo que no geral, o EPANET era o que possuía melhor aplicabilidade em sistemas de abastecimento de água. Ademais, reforçou a sua fácil aplicação em sistemas considerados simples, como o do Sistema de Distribuição de água do Mucuripe, a ser analisado neste estudo.

Figura 01 – Interface do EPANET.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017

O EPANET é um software de modelagem hidráulica que funciona como uma rede formada de diversos trechos que são ligados uns aos outros por meio de nós. Os trechos representam as tubulações, bombas e válvulas de controle, enquanto que os nós representam as conexões e os reservatórios, sejam eles de nível fixo ou variado. Para que se possam simular vazamentos, adicionam-se fluxos adicionais aos nós (KANG; LANSEY, 2014).

Assim, por meio do EPANET, é possível determinar a influência de um vazamento e, conseqüentemente, detectar se o sistema possui ou não um vazamento na região. O objetivo deste estudo não é o de detectar vazamentos, mas de calibrar o sistema de distribuição de água ao Mucuripe. Contudo, o conhecimento de tal artifício pode se mostrar útil caso uma subdivisão tenha sido adicionada ao sistema desde a sua modelagem, ou caso os dados de pressão encontrados estejam muito abaixo do esperado pelas modelagens previamente realizadas no sistema.

Todavia, segundo Moura et al. (2014) mais de 28% das perdas no Estado da Paraíba acontecem através de tubos perfurados, partidos ou rachados, evidenciando que nem todos os vazamentos ocorrem de fato nas regiões que o EPANET representa como se fossem nós e que tais valores devem ser considerados. Sabe-se que, assim como na Paraíba, as perdas de água nos sistemas de distribuição do Ceará são demasiado altas, conforme comprovado por meio do estudo de Silva (2005), no qual se obteve a porcentagem de perdas do sistema como sendo de 36%, após o estudo de 642 sistemas no estado. O estudo concluiu, ainda, que a redução de perdas no sistema de 30% aumentaria a oferta de água em 39%, valor que poderia atingir o nível de 70% se o índice de perda de distribuição (IPD) fosse reduzido para 15%. Nesse quesito, o EPANET também mostra-se útil ao detectar possíveis vazamentos no sistema, conforme fez Tomasik (2012) ao simular vazamentos virtuais em nós da rede e comparar o fluxo de cada trecho do sistema de modo a realizar comparações entre os resultados reais e os gerados pelo programa, metodologia esta que pode ser utilizada para a calibração do sistema estudado e que pode indicar possíveis razões para resultados modelados não compatíveis com os encontrados e que possibilitam bases teóricas para a calibração de um sistema de distribuição de água.

Segundo Tardelli Filho (2016) as perdas do sistema de distribuição de água podem ser classificadas como aparentes ou reais. As primeiras referem-se a erros de medições, falhas no sistema ou fraudes, enquanto que as segundas tratam de vazamentos nas tubulações e nos reservatórios. Neste mesmo artigo, diz-se que as perdas reais são aquelas que afetam diretamente os custos de produção e distribuição de água, enquanto que as aparentes afetam o preço de venda da água. Assim, visto que este trabalho visa trazer uma solução para uma demanda de um órgão público, que no caso é a Companhia de Água e Esgoto do Estado do Ceará – CAGECE – e contribuir para a redução de vazamentos e melhor monitoramento da qualidade da água que ele fornece, seu foco estará nas perdas reais.

No artigo de Salvino, Carvalho e Gomes (2015), realizaram-se calibrações de um algoritmo genético multiobjectivo em redes de água. Tal estudo concluiu que este modelo é bastante eficaz o sentido de simular sistemas com múltiplas variáveis, facilitando a detecção de vazamentos. Em um estudo anterior, Salvino (2012) também realizou a calibração bem-sucedida de um algoritmo genético multiobjectivo combinando sete variáveis simultaneamente ao analisar parte da rede de distribuição de água da cidade de Maceió. Tais métodos também pode ser uma boa base para aplicação na adutora de Fortaleza que distribui água para o Mucuripe e que também podem incluir variáveis diversas, visto que muitas delas ainda são desconhecidas.

No estudo de Kshirsagar et al. (2014) foi analisada a aplicabilidade da função do EPANET chamada EPS – *Extended Period Simulation* – bem como o uso do programa HydroTeck, como softwares de supervisão, ou SCADA para um sistema de distribuição de água potável em tempo real. Por meio de tal estudo, observou-se que o EPS funciona, embora em certos momentos sejam necessários mais avanços para que os dados obtidos estejam integralmente consoantes com os dados SCADA. Também foi utilizada a extensão MSX, mas esta teve de ser alterada de modo a atender todas as necessidades de se realizar a simulação em tempo real. É válido lembrar, que o EPANET, por si só, não pode ser integrado ao sistema SCADA, (FONSECA, 2014) o que evidencia a importância da função EPS. Não há pretensão de que tais programas sejam aplicados neste trabalho, mas o conhecimento da limitação de softwares também pode ser uma possível causa de discrepâncias entre os dados obtidos matematicamente ou de forma empírica.

Um estudo que também realizou comparações do EPANET com outros softwares foi o de Diuana e Ogawa (2015), no qual buscou determinar a situação mais apropriada para uso do WaterCAD, EPANET e o Sistema UFC. Entretanto, os resultados obtidos foram discrepantes, o que evidencia a necessidade de avanços nessa área de estudos e cautela ao escolher a metodologia de análise a ser utilizada. Discrepâncias, contudo, também podem evidenciar as disparidades das modelagens já realizadas com a situação real e é algo que pode ter ocorrido na adutora do estudo a ser feito e evidenciaria a necessidade de aperfeiçoar as calibrações do sistema de distribuição de água em Fortaleza, ou de se verificar as possíveis razões para que os dados simulados e obtidos não estejam em consonância.

Estudos como o feito por Pinto (2016), que utilizando dados da CAGECE realizou a modelagem do sistema de distribuição de água em Fortaleza no Setor da Aldeota,

que é servido por UTRs – Unidades de Transmissão Remota – da macrodistribuição, e realizando medidas em duas EPZs – Estações Piezométricas Telemétricas – para a medição das pressões e visando relacionar pontos de baixas pressões com regiões onde havia altas ocorrências de falta de água e vazamentos, o que ao final da pesquisa, seria confirmado. Em sua monografia, a modelagem do sistema foi feita por meio do EPANET e o georreferenciamento da rede, por meio do QGIS. Nesse trabalho foram encontradas diferenças de pressão entre o que é verificado e o que é simulado, excedendo o limite aceitável. Isso abre um precedente para a necessidade de calibração das redes modeladas em Fortaleza e evidencia a alta possibilidade de que os sistemas de distribuição em outras localidades do município também estejam destoantes em relação às suas expectativas de funcionamento e que a utilização de artifícios como a adição de nós de vazamento ou de novas redes provavelmente será aplicada para que se possa chegar a modelos que reflitam a realidade dos níveis de pressão na adutora a ser calibrada. Uma das principais dificuldades encontradas no estudo citado foi a presença de dados desatualizados do cadastro técnico da rede, que provavelmente será uma das dificuldades do presente estudo, visto que os dados serão obtidos da mesma organização, embora haja uma modelagem previamente realizada para a adutora a ser calibrada.

Há outro trabalho de modelagem de sistemas de distribuição de água que analisou questões muito similares às do presente documento, escrito por Soares (2003). Nele, foram realizadas simulações e modelagens a fim de simular a variação temporal de pressão e vazão em um sistema hipotético de distribuição de água por meio do EPANET. Dentre os fatores que influenciaram as variações, encontra-se a rugosidade, uma das principais variáveis a serem analisadas. Segundo o autor, o EPANET, por já ser um modelo previamente testado, eliminou a necessidade de inserção de códigos computacionais para a simulação, conquanto isso tenha reduzido o tempo de processamento computacional. O estudo também realizou testes com algoritmos genéticos, mas estes mostraram resultados insatisfatórios em se tratando da determinação de singularidades na tubulação, embora, no geral, o uso desse método juntamente com o EPANET tenha obtido bons resultados e poupado esforços computacionais.

No estudo de um setor da rede do município de São Carlos, no estado de São Paulo, realizado por Silva et al. (2004) foram utilizados algoritmos genéticos para a calibração. O estudo mostrou resultados positivos em situações nas quais os índices de vazamento foram expressivos. Desse modo, o estudo fugiu de possíveis simplificações,

necessárias para a otimização, pois segundo o autor, tais procedimentos costumam gerar erros, o que produziria resultados insatisfatórios e não condizentes com a realidade. Os algoritmos genéticos não serão aplicados no presente trabalho, contudo, o conhecimento das limitações inerentes a outros métodos é fundamental para que se entendam melhor os resultados a serem obtidos neste estudo e se possam aconselhar tais revisões em estudos posteriores, caso os resultados não fiquem dentro da margem de confiança, ou caso se busque obter valores mais acurados no sistema.

Há ainda outros estudos que verificam a funcionalidade dos algoritmos genéticos para a calibração de redes hipotéticas, como a dissertação de mestrado de Silva (2006). Por meio desta, realizou comparações entre diversos métodos implícitos e explícitos de calibração com os algoritmos genéticos. Segundo o mesmo, a melhor alternativa para se realizar uma boa calibração de uma rede seria a de se aplicar um modelo híbrido, no qual os algoritmos genéticos seriam a base pela qual os estudos se iniciariam e as outras técnicas de otimização seriam utilizadas no fim, de modo que a solução seria mais confiável e haveria menor esforço direcionado às simulações computacionais. Tal estudo foi realizado em uma rede simulada, mas tais princípios parecem ser indicados para aplicação em situações reais, como a do estudo em questão. Outro estudo que visou a calibração de redes hipotéticas foi o de Leão (2014), no qual o autor visou a identificar a influência de manobras de válvulas na tubulação na rugosidade da mesma. Embora não tenha utilizado o EPANET, ao utilizar um sistema hipotético, tais resultados podem ser úteis para a simulação da variação da rugosidade em alguns pontos da adutora a ser estudada.

No artigo de Duarte, Neves e Boaventura (2010), realizou-se a construção de um modelo hidráulico em diversas áreas altas da Região Metropolitana do Porto, em Portugal, bem como diversas modelagens e a calibração dos sistemas pelo uso do EPANET, simulando a rugosidade da tubulação e as perdas de carga localizadas no sistema, algo bastante similar ao que este estudo objetiva propor. Fora isso, outra similaridade entre o estudo citado e o atual é o fato de ambos lidarem com os macrossistemas de distribuição para regiões de alto relevo.

Em outra linha de raciocínio, o estudo de Galiza (2009) ao realizar uma calibração através do método transiente inverso, considerou o algoritmo genético uma das limitações do método, visto que ele acarreta uma lentidão no processo e simulação. Outra dificuldade encontrada em seu trabalho foi a de ter sido realizado um monitoramento em

todos os nós da rede estudada, a fim de obter a rugosidade da tubulação. A última dificuldade não se aplica tanto ao trabalho proposto, haja vista que seu objetivo é o de simular uma adutora e não uma rede, o que reduz consideravelmente o número de nós a serem monitorados. Entretanto, uma consideração interessante dada por Galiza (2009), foi a de que o fato das diferenças entre os valores de rugosidade interna das tubulações simuladas e observadas serem pequenas e façam sentido para o sistema estudado, não há garantia de que tais valores sejam os valores reais. Outro estudo realizado com algoritmos genéticos foi o de Santos (2016), no qual por meio de iterações foi possível obter dados de rugosidade mais condizentes com os valores medidos em diversos pontos do sistema de distribuição de água em São Lourenço, Minas Gerais.

O trabalho publicado por Soares e Reis (2004) também trabalhou com simulações de redes virtuais e desenvolveu algoritmos no EPANET 2.0 no qual foi possível perceber que os algoritmos genéticos não possuem alta acurácia para valores no sentido de se determinar a solução final. Também foram utilizados o método Simplex e um método híbrido entre AG-Simplex, sendo que este ofereceu os melhores resultados, pois por meio do qual foram poupados esforços computacionais na obtenção de valores mais refinados. Apesar de tais estudos terem sido feitos em redes hipotéticas, os autores garantem que o método utilizado também se aplica para redes reais.

3.2. Coeficientes de consumo

Para este trabalho, será considerada a definição de adutora dada por Tsutiya (2006), que é uma canalização de água entre etapas que precedem a distribuição direta à população e, assim, necessitam de cuidados especiais em seus projetos e implantações em obra. Desse modo, pode-se concluir a importância por sua manutenção, para garantir o abastecimento da população de uma determinada região.

As variações de consumo de uma população devem ser consideradas em projetos de dimensionamento de redes de distribuição de água, a fim de que o sistema se prepare para funcionar em situações de alto consumo, sem afetar o fornecimento contínuo e eficiente de água. Tsutiya (2006) lista as principais variações:

- Variação anual: há uma tendência de crescimento do consumo devido ao crescimento da população, aumento no consumo per capita, bem como devido ao aumento da atividade industrial na região.

- Variação mensal: nos meses de verão o consumo médio tende a ser maior que nos meses de inverno.
- Variação diária: o consumo varia a cada dia, sendo que nos dias de verão, tende a ser maior.
- Variação horária: o consumo varia ao longo do dia, sendo que geralmente apresenta picos entre os horários de 10h e 12h.

Tsutiya (2006) também afirma que a variação do consumo tende a ser maior em bairros residenciais, em oposição aos parques industriais que em geral possuem uma variação mais reduzida. Já para setores de atividade comercial e pública, a variação do consumo tende a se situar a meio termo entre a de uma região residencial e industrial. Parte dessa diferença pode se explicar por diversos fatores que influenciam no consumo de água e assim, devem ser considerados para a elaboração de projetos de distribuição água. Alguns desses foram citados e explanados no trabalho de YASSUDA (apud JUCÁ, 2017).

- Dimensão da população: É necessário observar a dimensão da população de uma região de abastecimento, de modo a atender a solicitações pontuais de água e considerar o destino de tais solicitações: doméstico, comercial, industrial ou público.
- Hábitos e nível de vida da população: Há uma tendência de que quanto maior o poder aquisitivo de uma população, maior será a sua demanda por consumo de água, visto que nessa situação se observa a criação de atividades tais como rega de jardins, lavagem de calçadas, carros, uso máquinas de lavar, atividades de lazer provenientes do uso de água, entre outros.
- Clima: Observa-se que o consumo tende a subir com o aumento das temperaturas e que regiões cuja umidade relativa do ar é maior tende a consumir menos que em regiões mais secas. Outro fator de forte influência no consumo de água é o período das chuvas, visto que durante esse período, a demanda por água apresenta uma queda considerável.
- Natureza da localidade: Os bairros consumidores podem ser classificados como residenciais, comerciais ou industriais. Estes apresentam um consumo de água consideravelmente maior aos dois tipos precedentes.

- Localização geográfica da cidade: Cidades litorâneas apresentam uma curva de consumo diferente das cidades serranas, devido a influência do clima e hábitos diferenciados da população.
- Turismo: Cidades turísticas apresentam grande variação sazonal, evidenciando picos de consumo em períodos de alta estação.
- Dias da semana e feriados: Tal variação se apresenta devido ao fato de que os hábitos de uma população influenciam no consumo e que as atividades desempenhadas em cada dia da semana são variáveis.
- Medição de consumo: A medição pouco efetiva e a inexistência de controle individual de cada ramal predial tende a favorecer o desperdício de água e a negligência em relação a possíveis vazamentos.
- Pressão na rede: Uma pressão maior na rede pública implica uma maior vazão de água e, conseqüentemente, a um maior consumo. Isso também acarreta um aumento na quantidade de perdas.

Ademais, Jucá (2017) reitera a necessidade de atentar para as perdas reais e aparentes e sua influência nas medições do consumo e da pressão de água de um sistema, que conforme já foi exposto neste trabalho, podem fazer com que os resultados simulados não representem bem a realidade devido a tal limitação empírica.

Uma importante variável para o cálculo da vazão de adução e distribuição de um sistema de abastecimento de água é o k_2 , ou, segundo Tsutiya (2006), coeficiente da hora de maior consumo (k_2) esboça a variação da vazão hidráulica em um determinado dia e pode ser encontrado pela relação a seguir:

$$k_2 = \frac{\text{maior vazão horária no dia}}{\text{vazão média no dia}}$$

O mesmo coeficiente também foi denominado como sendo coeficiente da hora de maior consumo no dia de maior consumo e como coeficiente de máxima vazão horária nos trabalhos de Porto (2006) e Guidi (2016), respectivamente. Todos os artigos citados estão corretos e apresentam modos equivalentes ao descrito acima para determinação do coeficiente k_2 , mas no presente trabalho, será dada preferência à denominação de Tsutiya, por uma questão didática e por ser uma das mais usuais.

Outro coeficiente também utilizado para previsões de sistemas de distribuição de água é o k_1 , que é o coeficiente do dia de maior consumo (k_1), que de acordo com Tsutiya (2006) é determinado por meio da razão a seguir.

$$k_1 = \frac{\text{maior consumo diário médio no ano}}{\text{consumo diário médio no ano}}$$

Nota-se, então, que para a determinação do coeficiente k_1 é necessário possuir dados acerca do consumo de água de um sistema durante todo o ano. Como o foco deste trabalho é um período específico do ano, e considerando que Tsutiya (2006) recomenda que se utilizem cinco anos de dados consecutivos e que se excluam os dias em que haja acidentes no sistema ou fatores externos que afetem o consumo de modo considerável. Assim, não será possível fazer tal verificação para o k_1 , como será feito com o k_2 neste momento.

Em seu estudo, Falkenberg (2005) frisa a importância do coeficiente k_2 para o dimensionamento de condutos de distribuição de água que partem de um reservatório, pois por meio dele é possível se ter uma ideia das maiores solicitações que o sistema receberá, sendo este parâmetro a exata situação do conduto estudado no presente documento. Assim, seria possível prever os momentos de maior demanda por água e prevenir o planejamento para a operação do sistema nos momentos mais críticos. Porto (2006), por sua vez, vai mais além e demonstra a fórmula para calcular a vazão de distribuição (Q_d) que além dos coeficientes k_1 e k_2 , leva em consideração a população a ser abastecida (P), e a taxa de consumo per capita (q_m), conforme pode ser notado na equação a seguir.

$$Q_d = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot P \cdot q_m}{86400} \text{ (l/s)}$$

Porto (2006), afirma em seu livro que o valor comum para o coeficiente k_2 é de 1.5, sendo inclusive, este o valor que a ABNT NBR 9649 (1986) recomenda adotar para o coeficiente da hora de maior consumo, caso inexistam dados ou estudos locais comprovados. No mesmo ano, Tsutiya (2006), em seu livro, acrescenta uma tabela de valores para o k_2 encontrada em diversos estudos e recomendada para diversos projetos, expressa na Tabela 01.

Tabela 01 – Dados de coeficiente de consumo

Coeficiente da hora de maior consumo (k2)				
Autor/Entidade	Local	Ano	Coeficiente k2	Condições de obtenção do valor
Azevedo Netto	Brasil	1973	1,5	Recomendação para projeto
Yassuda e Nogami	Brasil	196	1,5 - 3,0	Recomendação para projeto
CETESB	Valinhos e Iracemópolis	1978	2,08 - 2,35	Medições em sistemas operando há vários anos
PNB-587-ABNT	Brasil	1977	1,5	Recomendação para projeto
Orsini	Brasil	1996	1,5	Recomendação para projeto
Azevedo Netto et al.	Brasil	1998	1,5 - 2,3	Recomendação para projeto
Tsutiya	RMSP - Setor Lapa	1989	1,5 - 4,3	Medições em sistemas operando há vários anos
Saporta et al.	Barcelona - Espanha	1993	1,3 - 1,4	Medições em sistemas operando há vários anos
Walski et al.	EUA (*)	2001	3,0 - 6,0	Recomendação para projeto
Hammer	EUA (*)	1996	1,5 - 10,0	Medições em sistemas norte-americanos
AEP	Canadá(*)	1996	3,0 - 3,5	Recomendação para projeto
(*) Nesses sistemas não há reservatórios domiciliares				

Fonte: adaptada de Tsutiya, 2006

Assim, o estudo a ser feito visa analisar os dados obtidos para a adutora estudada a fim de calcular o coeficiente k2 e compará-lo com a literatura. Em seu trabalho, Guidi (2016), não somente afirmou que é preferível obter os coeficientes de consumo por meio de dados empíricos, como também realizou uma comparação entre a literatura e os coeficientes de consumo obtidos em um setor de abastecimento no município de Franca em São Paulo. O valor obtido para suas medições empíricas e teste do k2 foi em média 1,67.

Outro trabalho que também explorou a determinação do coeficiente k2 por meios empíricos foi o de Vicente (2005), que realizou um estudo acerca das curvas horárias de consumo para diferentes setores de um sistema adutor na região metropolitana de São Paulo. Por meio desses estudos, foi possível determinar não somente o coeficiente de vazão da hora de maior consumo (k2), como também o coeficiente, como coeficiente de vazão do dia de maior consumo (k1), visto que utilizou uma série histórica de três anos e meio, o que não será o caso do estudo em questão, que analisará somente um período do ano de 2017.

4. METODOLOGIA

4.1. Bases Teóricas

Neste estudo será feita a calibragem do modelo previamente construído pela CAGECE para o macrossistema de distribuição de água que abastece a região leste de Fortaleza, mais especificamente, a região do Mucuripe, partindo do reservatório da Praça da Imprensa na Aldeota. Isso será feito por meio do uso do programa EPANET. Também se espera realizar um parecer acerca do impacto da rugosidade no sistema adutor e prever cenários para a pressão e a vazão da adutora, caso a rugosidade inicial do material aumente em 10%, 20%, 50% e 100%. Por se tratar de uma tubulação de ferro fundido com concreto centrifugado, adotou-se que a rugosidade do produto no início da operação da adutora era de 0.1mm, estando de acordo com a tabela do Apêndice C, indicando a rugosidade de diversos materiais utilizados em uma tubulação.

Ademais serão realizados estudos com rugosidades extremamente altas a fim de identificar em que momento haveria pressões abaixo de 10mca ou negativas no sistema. Assim, poder-se-ia estimar as futuras pressões e vazões do sistema, por meio de estudos posteriores que viriam a incluir o crescimento populacional da região, bem como análises do pH da água.

Outro ponto a ser analisado é a verificação do coeficiente de vazão da hora de maior consumo, nos meses de menor pluviosidade em Fortaleza, que seria, em teoria, os mais críticos em se tratando do abastecimento de água, por haver uma tendência ao aumento do consumo, bem como uma escassez maior de água. Isso será feito a fim e verificar se as recomendações da norma para a previsão de consumo realmente se aplicam para a região estudada e comparar o coeficiente encontrado com a literatura.

4.2. Etapas da Pesquisa

A principal adutora a ser calibrada neste estudo já foi previamente modelada pela Companhia de Água e Esgoto do Estado do Ceará (CAGECE), agora, é necessário calibrar, a fim de determinar o quão próximas da realidade se encontram as pressões simuladas na adutora, bem como a vazão de água. Os dados a serem utilizados para a calibração do funcionamento da rede serão fornecidos pela CAGECE. Dentre os dados a serem fornecidas, destacam-se os dados acerca das bombas utilizadas, materiais que compõem a tubulação, rugosidade, topografia, percurso, medições de pressões e vazões, diâmetros e subdivisões.

Os dados citados estão inclusos na adutora previamente modelada que foi fornecida para o trabalho atual. Contudo, sabe-se que o modelo utilizado possui limitações, uma vez que os dados da bomba localizada no início da adutora não puderam ser fornecidos separadamente. Assim, foi necessário trabalhar com o próprio modelo da Adutora em EPANET, que considerava a existência da bomba ao acrescentar altura de coluna d'água para o reservatório. Logo, quanto à bomba, tudo o que se pode fazer é admitir-se que os dados existentes no modelo prévio estão condizentes com a realidade do funcionamento do sistema como condição *sine qua non*. Fora isso, há somente um ponto de coleta de dados localizado na saída do reservatório da Praça da Imprensa, ou seja, no início da tubulação. Isso dificulta uma calibragem acurada, visto que o ponto inicial é o que menos é afetado pela variação da rugosidade, devido a pouca distância percorrida pelo fluido, o que faz com que a perda de carga do sistema é quase desprezível.

Outro ponto limitante para o estudo foi uma troca recente de um pequeno trecho da adutora que passa próximo ao cruzamento das Avenidas Padre Antônio Tomás e Engenheiro Santana Júnior. Tal troca ocorreu devido à construção de um túnel, sabe-se que o diâmetro adotado na nova tubulação, que agora possui 800mm e não de 550mm conforme o original. Entretanto, os dados relativos à localização e à distância do trecho trocado não estão disponíveis e não podem ser simulados. Sabe-se ainda, que o material utilizado foi o mesmo do original, ferro fundido com uso de cimento centrifugado, embora, provavelmente sua rugosidade também seja bastante diferente do restante da adutora devido ao tempo de uso.

Assim, a rede será calibrada, o que pode vir a auxiliar a companhia na detecção de vazões, intrusões, ligações clandestinas e novas redes de distribuição que tenham sido adicionadas ao sistema posteriormente. Contudo, o objetivo deste trabalho não é realizar um diagnóstico, mas apontar diretrizes e indicar sugestões de possíveis causas, tendo por base as discrepâncias entre o que foi modelado e os dados reais da adutora.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Ao longo deste estudo foram coletados dados acerca do funcionamento da adutora, bem como o seu material, diâmetro, rugosidade e percurso da rede, estando todos eles inclusos no modelo em EPANET fornecido pela CAGECE. Contudo, sabe-se que há um pequeno trecho próximo à intersecção entre a Avenida Padre Antônio Tomás e a Avenida Engenheiro Santana Júnior, que devido à construção de um túnel, teve parte da tubulação trocada. A nova tubulação possui, portanto, um material mais novo, além de ter um diâmetro de 800mm, maior que o de 550mm, já mencionados anteriormente. Por carência de dados, tal alteração teve de ser desprezada durante as simulações a serem realizadas.

Os dados relativos à bomba que se encontra na saída do reservatório da Praça da Imprensa também estão inclusos no modelo previamente fornecido, visto que foi realizada uma alteração na altura do reservatório de modo a simular o efeito da bomba nas pressões e vazões de água. Pelo fato de a análise da bomba não ser o foco do relatório e por se ter notado durante as simulações que há pouca diferença entre os dados obtidos em campo e os simulados pelos modelos computacionais, assumiu-se que o comportamento do modelo fornecido estava de acordo com o real comportamento da bomba.

As medições foram feitas imediatamente à jusante da bomba que se encontrava logo na saída do reservatório, localizado na Praça da Imprensa. Tratava-se do único ponto de medição disponível e, como a água seria transportada para o reservatório ao final da rede adutora, o modelo fornecido assumiu que a pressão relativa no final da rede seria de 5mca, visto que o reservatório de destino final tratava-se de um reservatório apoiado, cuja altura máxima era de 5 metros. Desse modo, assumindo-se tal valor, seria possível fazer a simulação para o período de menor diferença entre as pressões do início e do fim da rede de distribuição, obtendo-se, assim, um valor mais crítico para a vazão e a pressão de água.

Os dados continham informações acerca da pressão e da vazão em cada hora do dia, desde o dia 01 de junho de 2017, até o dia 17 de outubro de 2017. Contudo, em quatro dias do intervalo estudado havia lacunas, pois devido a problemas técnicos, os dados não foram medidos ou não foram registrados. Tais dias eram:

- 13 de julho, quinta-feira, só havia dados até às 13h.
- 14 de julho, sexta-feira, não havia dados até às 9h.
- 4 de outubro, quinta-feira, não havia dados para 1h.

- 17 de outubro, terça-feira, só havia dados até 1h.

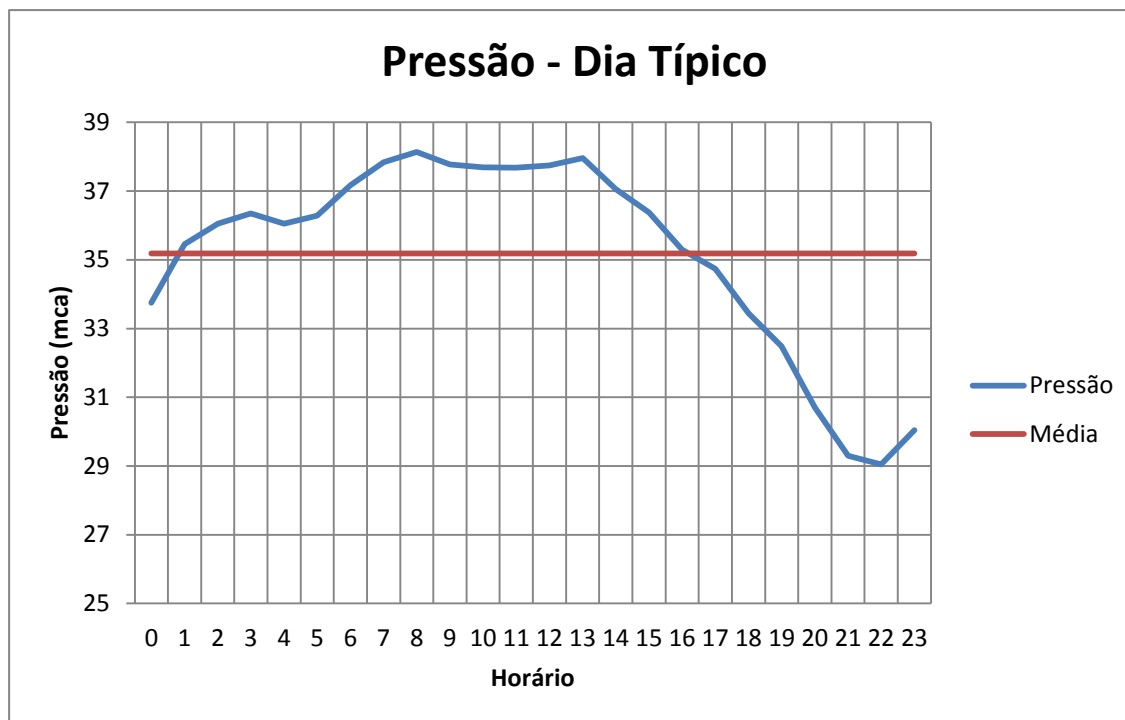
Assim, os dados dos dias citados acima possuíam lacunas, mas por ainda haver muitos dados acerca da pressão e da vazão em outros horários foram utilizados em análises dessas variáveis, quando foi necessário realizar estimativas de dados para certos horários do dia em particular. Contudo, para a estimativa do coeficiente de vazão da hora de maior consumo, tais dias foram inteiramente desconsiderados nos cálculos. Por conceito, o valor de k_2 é determinado pela razão da hora do dia com maior vazão, pela média de vazão diária, mas como não há dados suficientes acerca da vazão em todos os horários, não se pode realizar tal operação. Assim, somente os dias com dados completos acerca da vazão foram utilizados nessa fase.

Os dados de pressão horária fornecidos tratavam da pressão relativa na saída da adutora e estavam registrados em kgf/cm^2 , enquanto que os dados de vazão foram fornecidos em m^3/h . A fim de facilitar a comparação com a literatura e por serem as notações utilizadas no modelo do EPANET, tais variáveis tiveram suas unidades convertidas para mca e l/s , respectivamente.

Primeiramente foram feitas as análises horárias de vazão e de pressão, ou seja, foram realizadas estimativas acerca de qual era a pressão média em determinado horário em determinado dia da semana, em determinado mês e ao longo de todo o período estudado, bem como se cercou de dados para calcular o desvio padrão. Por meio dessas estimativas, foi possível construir gráficos que indicavam o comportamento da pressão em cada dia ao longo da semana, de um dia típico em cada mês e de um dia típico no período de baixos índices pluviométricos e comparar o seu comportamento com a literatura. Os gráficos das Figuras 02, 03, 04 e 05 expressam o comportamento desta variável observado nas análises, como os valores encontrados para a média e a variação observadas para a pressão para cada dia da semana, para uma semana típica, para cada mês e para todo o intervalo estudado.

- Comportamento da pressão horária em um dia típico do período estudado.

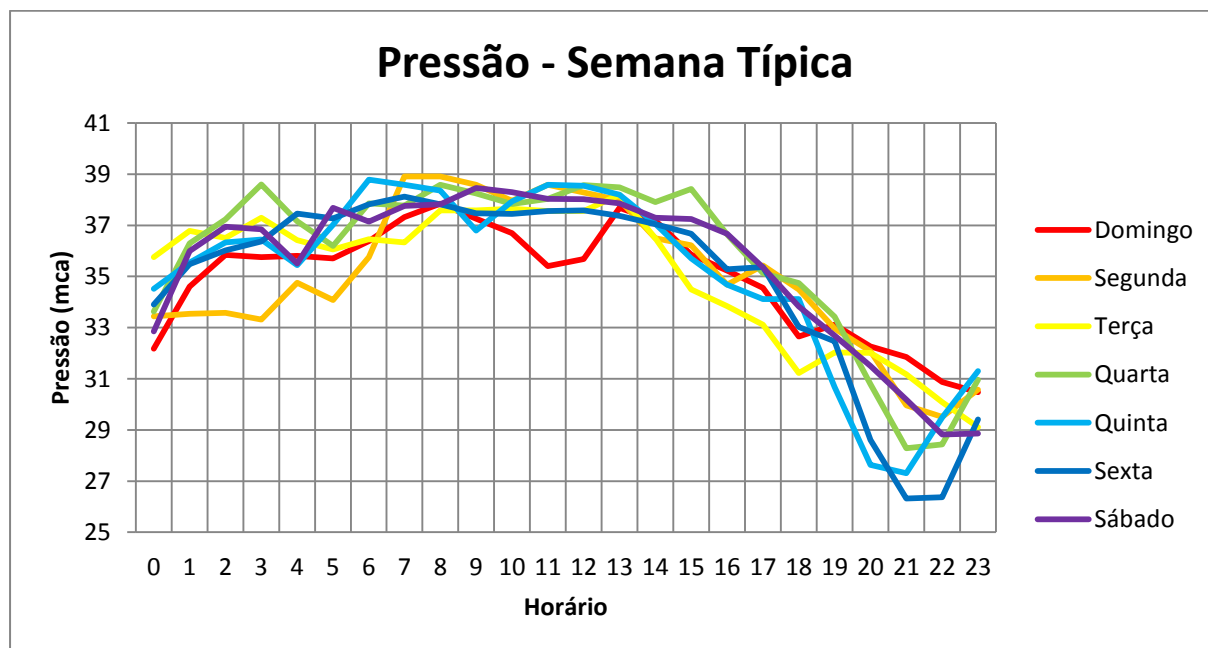
Figura 02 – Pressões horárias em um dia típico



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017

- Comportamento da pressão horária em dias típicos de uma semana típica no período estudado.

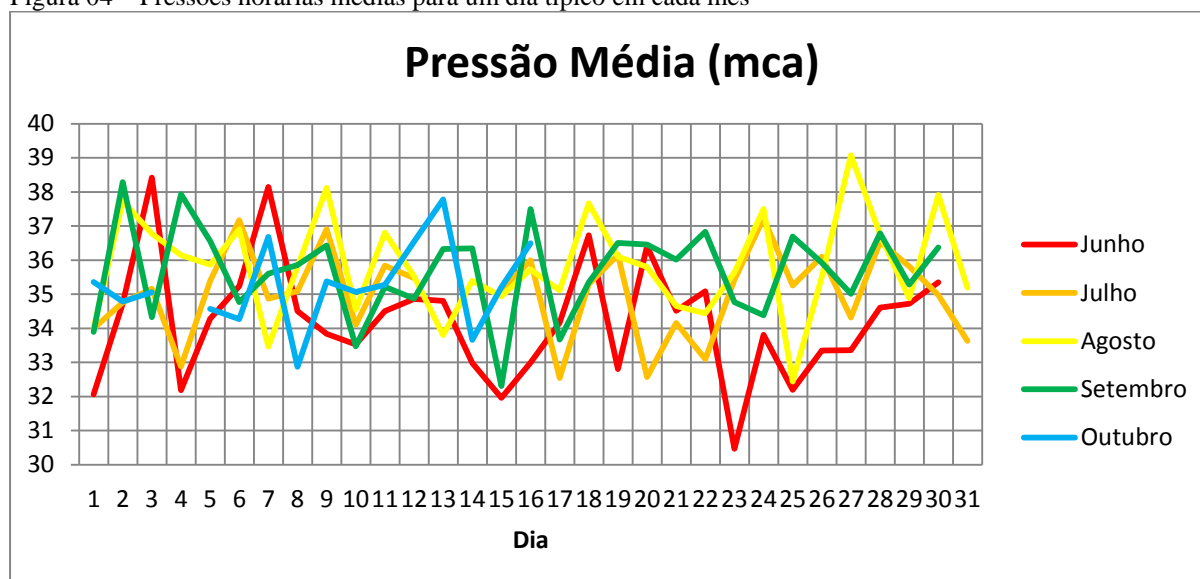
Figura 03 – Pressões horárias em uma semana típica



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

- Comportamento da pressão média diária ao longo dos meses do período estudado.

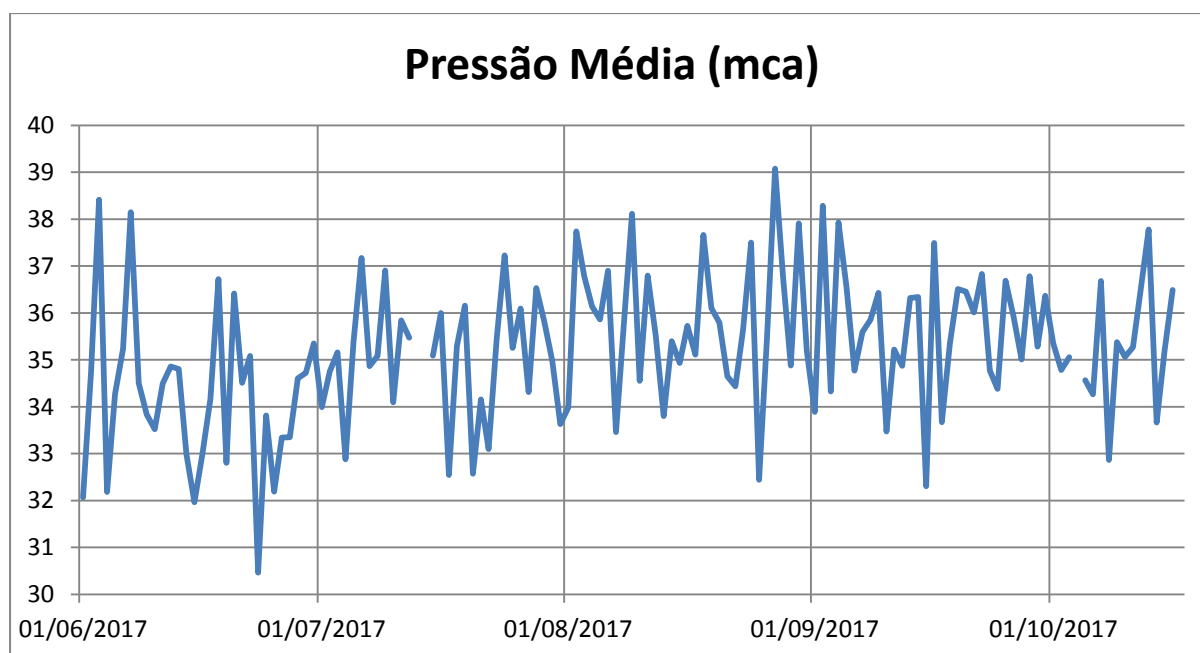
Figura 04 – Pressões horárias médias para um dia típico em cada mês



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

- Variação da pressão média diária ao longo do período estudado.

Figura 05 – Pressões médias diárias para cada dia estudado



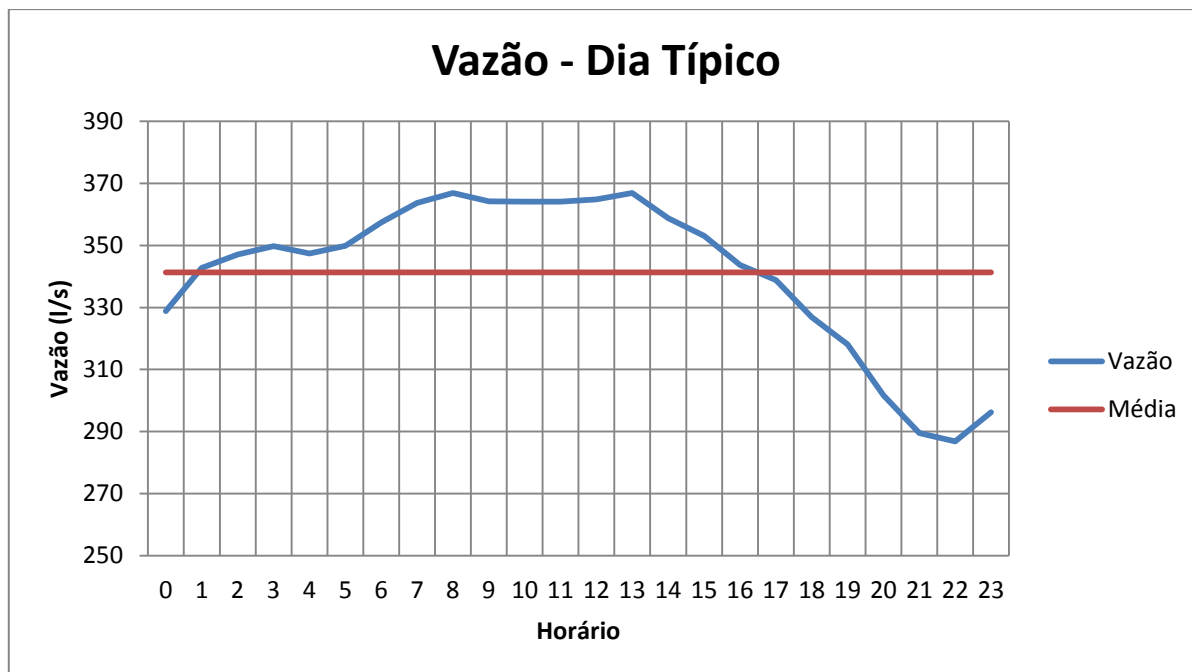
Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

O estudo da variável da vazão, inicialmente, foi realizado do modo análogo ao aplicado com os dados de pressão da adutora. Desse modo, foi possível determinar a vazão horária média, bem como a sua variação, para cada dia da semana, para uma semana típica, para cada mês e para todo o intervalo estudado. De modo similar ao que foi feito com a

pressão, foram construídos gráficos a fim de expressar o comportamento típico da vazão horária ao longo da sequência de todos os intervalos de tempo estudados no período. Tais comportamentos encontram-se expressos nos gráficos das Figuras 06, 07, 08 e 09 respectivamente.

- Comportamento da vazão horária em um dia típico do período estudado.

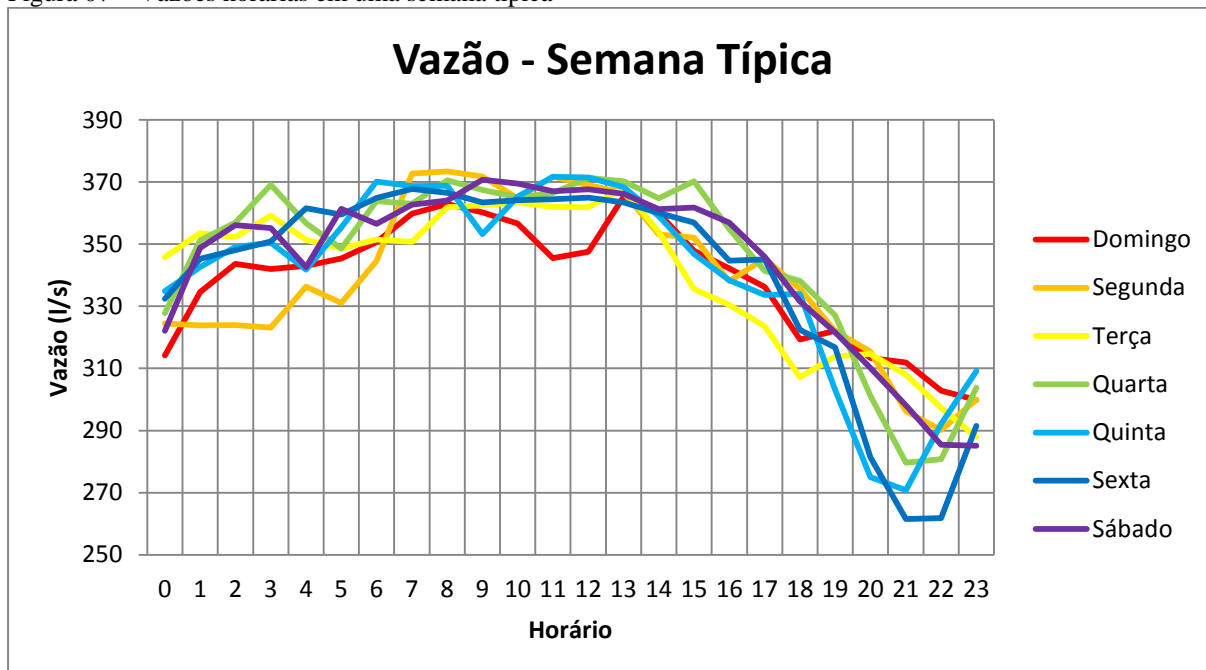
Figura 06 – Vazões horárias em um dia típico



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017

- Comportamento da vazão horária em dias típicos de uma semana típica para o período estudado.

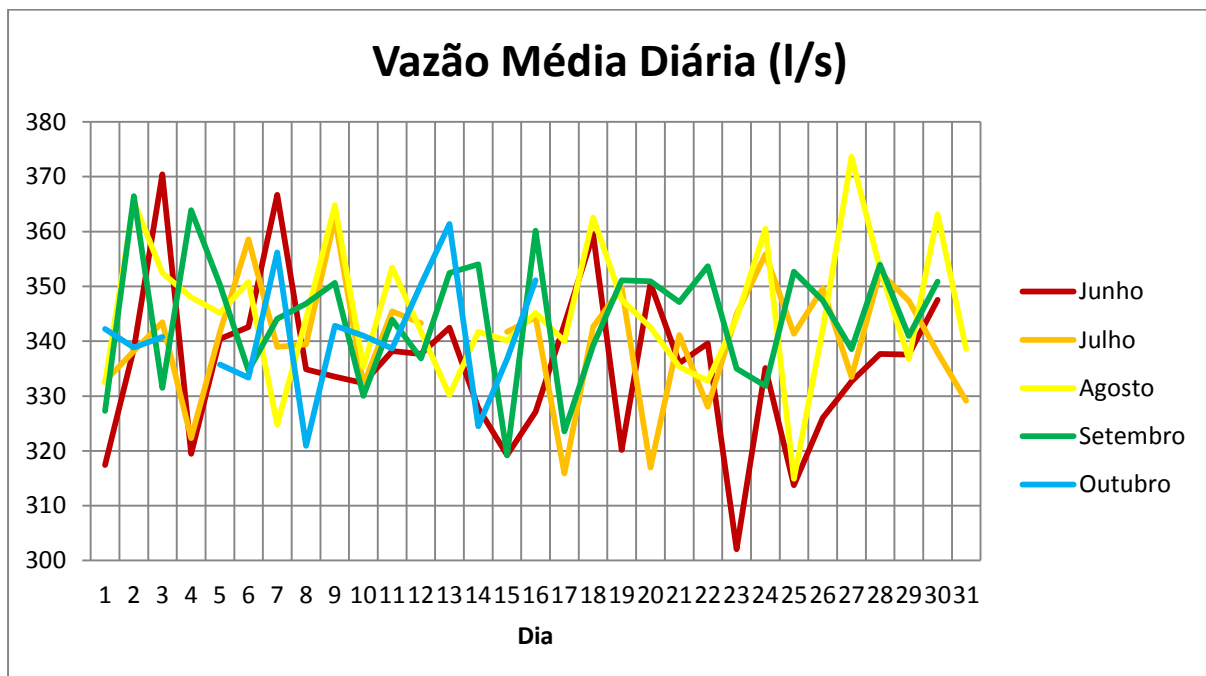
Figura 07 – Vazões horárias em uma semana típica



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

- Comportamento da vazão média diária ao longo dos meses do período estudado.

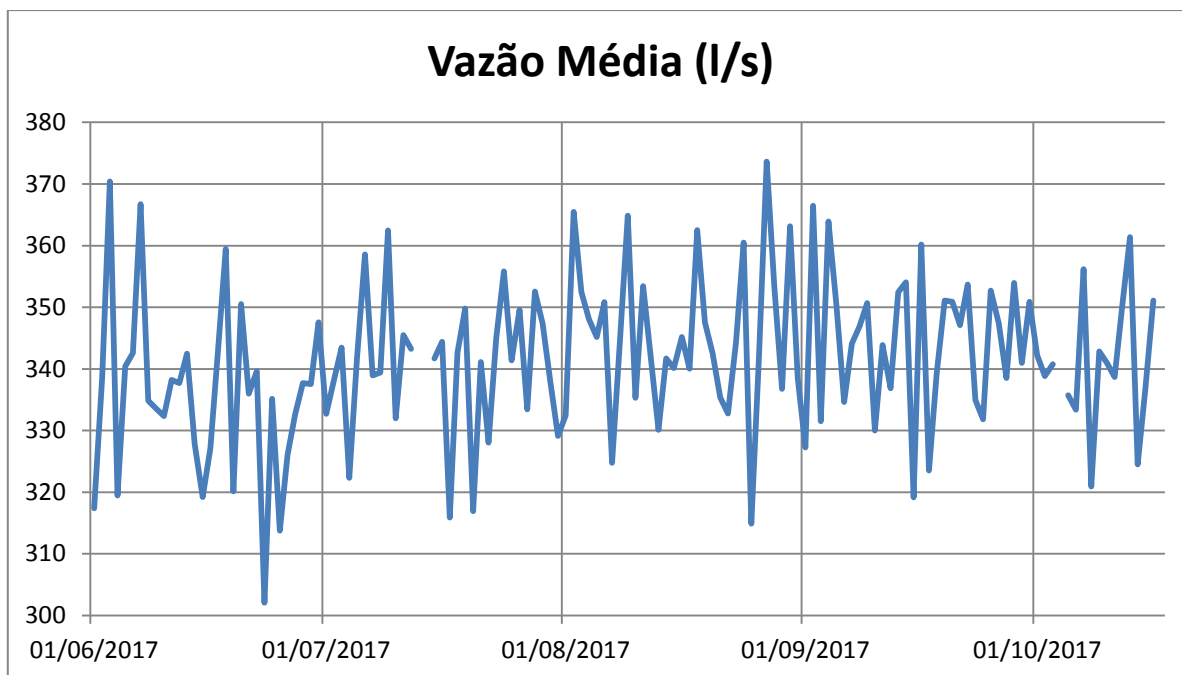
Figura 08 – Vazões horárias médias para um dia típico em cada mês



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

- Variação da vazão média diária ao longo do período estudado.

Figura 09 – Vazões médias diárias para um dia típico em cada mês



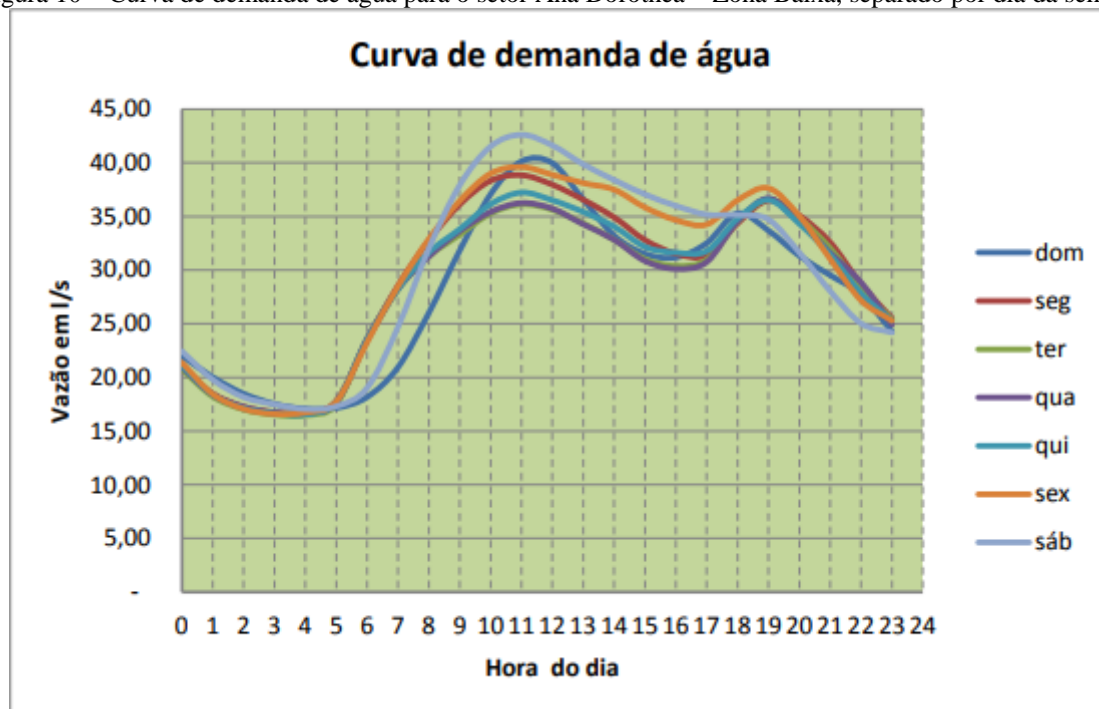
Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Em relação aos gráficos expressos acima, é interessante notar o quanto eles diferem em relação à perspectiva de consumo adotada na literatura. O trabalho de Guidi (2016), por exemplo, encontrou um padrão ligeiramente diferente para o consumo de água no setor Ana Dorothéa, no Município de Franca, em São Paulo, conforme demonstrado no gráfico da Figura 10. Nele, nota-se que a variação da vazão é, proporcionalmente, bem mais alta que a observada no presente estudo, visto que a vazão no horário de maior demanda é, em média, maior que o dobro da vazão no momento de menor demanda, conforme pode ser visto no gráfico. Já no caso do estudo atual, o crescimento da vazão entre o menor vale e o maior pico dos gráficos das Figuras 06 e 07, é de aproximadamente 25% apenas.

Fora isso, o comportamento da vazão para a área estudada é consistentemente atípico, visto que o momento em que a vazão começa a cair é por volta das 14h, permanecendo abaixo da média no fim da tarde e atingindo seu menor valor em torno de 22h e volta a subir, sendo que às 2h a vazão já está acima da média diária e é bastante similar à de 12h. Isso difere muito do esperado pela literatura, visto que segundo Tsutiya (2006), o momento de pico de consumo costuma ocorrer entre 10h e 12h. Ademais, o próprio estudo de Guidi (2016) já denota que o consumo durante a madrugada é o menor do dia, enquanto que ele sobe durante a manhã, atingindo o pico aproximadamente ao meio-dia, sofrendo um

pequeno declive, mas volta a subir no fim da tarde. Tal comportamento pode ser observado na Figura 10.

Figura 10 – Curva de demanda de água para o setor Ana Dorothéa – Zona Baixa, separado por dia da semana



Fonte: Guidi, 2016.

Tal variação pequena pode ser explicada em parte devido ao fato da região a ser abastecida pela adutora possuir alta atividade industrial e comercial, o que comprovaria a afirmação de Tsutiya (2006) que embora bairros industriais tendam a apresentar um maior consumo de água, a variação diária tende a ser menor. Outras possíveis causas seria o fato de que tal vazão indica o período de reservação, não necessariamente o de consumo. Fora isso, antes da água provinda da Açude Gavião atingir o reservatório da Praça da Imprensa, parte dela é distribuída na região da Aldeota.

Para o estudo da vazão horária, contudo, realizou-se também um cálculo para determinar o horário de maior vazão, bem como o valor de tal vazão em cada dia. Tal análise foi feita a fim de determinar o k_2 para cada dia do intervalo analisado, a fim de se determinar um valor para o coeficiente que se aplique à realidade da rede estudada. Feito isso, foram realizadas análises para determinar um valor típico para o coeficiente da hora de maior consumo para cada dia da semana, cada mês e para todo o intervalo levantado, bem como a variação do mesmo. As Tabelas 02 e 03 expressam os valores encontrados para cada cenário. Os gráficos das Figuras 11, 12 e 13 também demonstram o comportamento observado de k_2

para o mesmo período. No caso deste último, há pequenas lacunas devido aos dias em que não foi possível calcular o valor de k2.

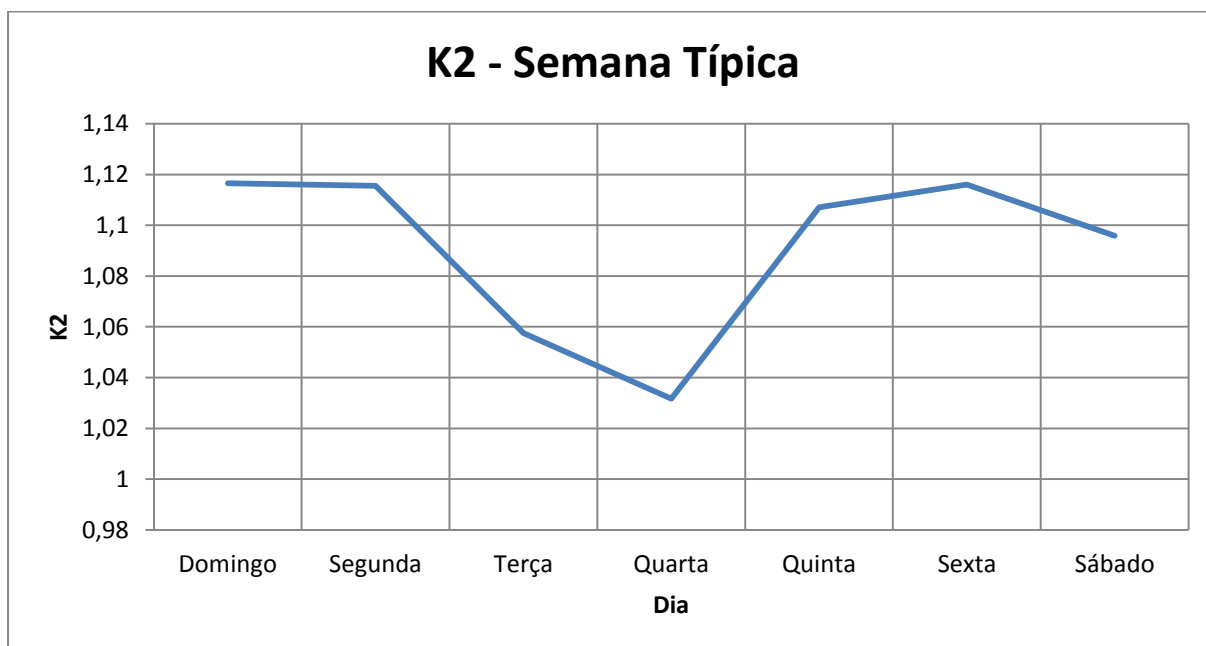
- Comportamento do coeficiente k2 para dias típicos de uma semana típica no período estudado.

Tabela 02 – Análise do coeficiente K2 por dia da semana

Análise de K2 - Por dia da Semana				
Dia	Média	Desvio Padrão	Máximo	Mínimo
Domingo	1,116	0,045	1,194	1,019
Segunda	1,115	0,045	1,210	1,049
Terça	1,057	0,244	1,164	1,079
Quarta	1,032	0,245	1,153	1,031
Quinta	1,107	0,035	1,191	1,052
Sexta	1,116	0,060	1,248	1,036
Sábado	1,096	0,045	1,188	1,027
Geral	1,108	0,044	1,248	1,019

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Figura 11 – Valores de K2 para uma semana típica



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

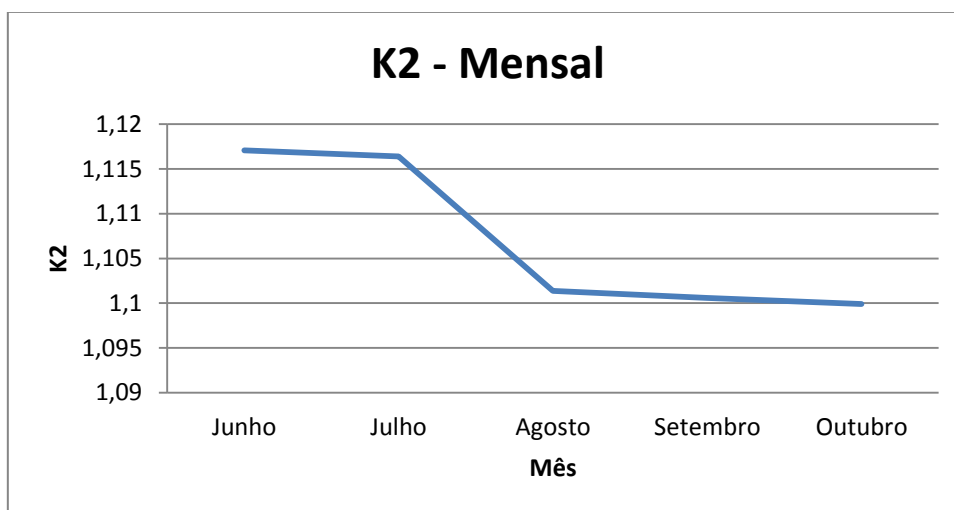
- Comportamento do coeficiente k2 para um dia típico de cada mês no período estudado.

Tabela 03 – Análise do coeficiente K2 por mês

Análise de K2 - Por Mês				
Mês	Média	Desvio Padrão	Máximo	Mínimo
Junho	1,117	0,056	1,248	1,027
Julho	1,116	0,041	1,210	1,031
Agosto	1,101	0,038	1,189	1,019
Setembro	1,101	0,038	1,181	1,041
Outubro	1,100	0,037	1,178	1,028
Geral	1,108	0,044	1,248	1,019

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

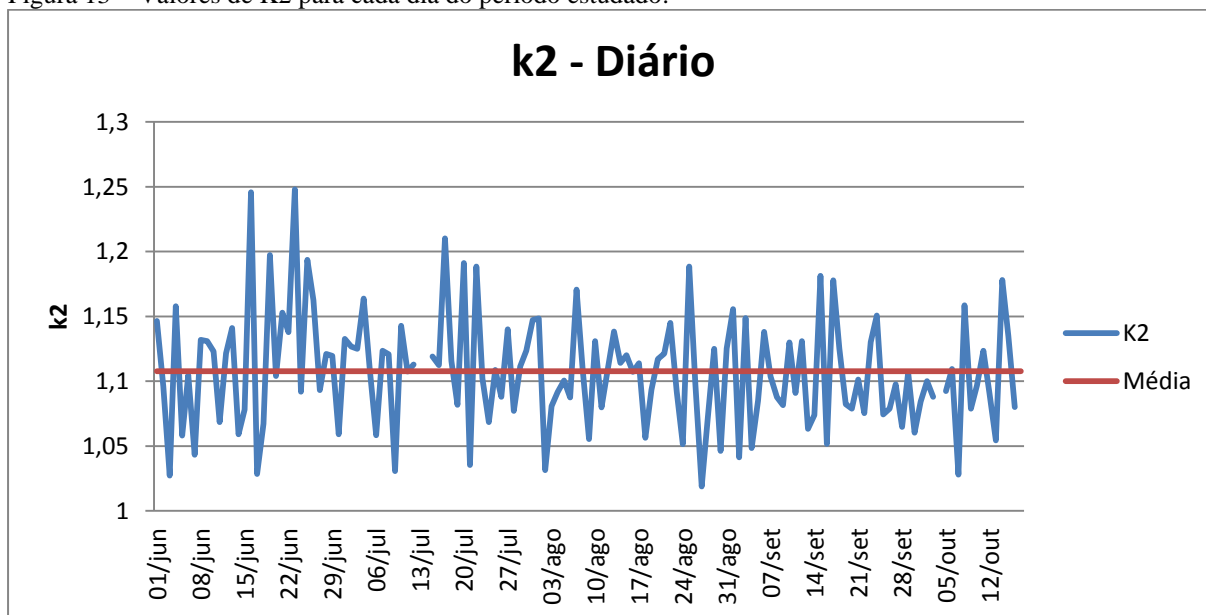
Figura 12 – Valores do K2 para um dia típico de cada mês



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

- Comportamento do coeficiente k2 para todo o período estudado.

Figura 13 – Valores de K2 para cada dia do período estudado.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Ao analisar os dados atuais relativos ao coeficiente da hora de maior consumo do dia, percebe-se que os valores encontrados não estão de acordo com o recomendado pela norma ABNT NBR 9649 (1986), quando não houver dados acerca da região estudada, que é de 1,5. De fato, em nenhum dia o k_2 apresentou coeficiente maior que 1,25. Isso indica que para o período do ano avaliado, o coeficiente não está de acordo com os valores comumente determinados na literatura.

Contudo, levando-se em conta a variação atipicamente pequena para os valores de pressão e vazão nos horários ao longo do dia, faz sentido pensar que os valores encontrados estão de acordo com os experimentais, visto que o coeficiente se trata justamente da razão entre a vazão horária máxima e a média de vazão diária.

Além da análise das médias para a pressão e vazão horárias e para o coeficiente da hora de maior consumo, foi realizado um estudo de frequência, a fim de determinar se há algum padrão de distribuição, a começar pela análise da pressão horária média. Os dados recolhidos foram analisados na Tabela 04. Para a construção da mesma, encontrou-se o valor mínimo e o valor máximo de pressões horárias no intervalo de tempo estudado e foram adotados valores próximos, mas ligeiramente maiores, no caso do máximo, ou menores, no caso do mínimo. Determinou-se também a média e o tamanho da amostra. Por meio de tais informações, calculou-se a estimativa de classes através da raiz quadrada do tamanho da amostra e adotou-se um valor próximo para a quantidade de classes que há no histograma. Em seguida, o incremento foi determinado por meio da diferença entre os valores máximos e mínimos adotados, em razão da média. Feito isso, construiu-se a tabela para a frequência de valores encontrados em cada corte, presente no Apêndice A e, finalmente, foi possível construir o histograma para as pressões horárias médias, expresso no gráfico da Figura 14.

De início, determinou-se o valor máximo e mínimo para todos os dados de pressões horárias recolhidas. O valor mínimo encontrado foi de 2,2mca, que além de ser muito pequeno para as condições de distribuição de água – estando muito abaixo de 10mca; também era muito divergente dos demais, estando a quase seis desvios padrões da média encontrada. Logo, assumiu-se tratar de um evento raro ou um erro de medição, então tal valor foi desconsiderado durante os cálculos. Adotou-se assim, a segunda menor pressão encontrada, que foi de 15,3mca.

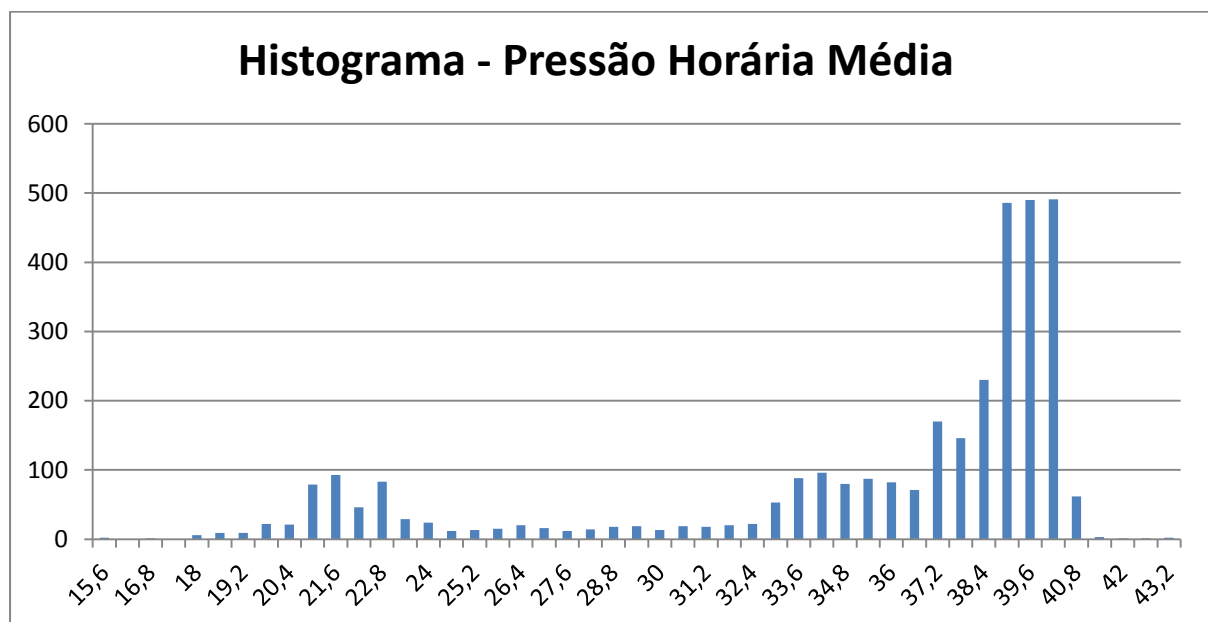
- Distribuição de frequência dos valores de pressão horária média para o período estudado.

Tabela 04 – Dados da distribuição de frequência das pressões horárias médias

Pressão Horária Média	
Máximo	42,80
Máximo Adotado	45,00
Mínimo *	15,30
Mínimo Adotado	15,00
Média	35,19
Tamanho	3294,00
Estimativa de Classes	57,39
Classes	50,00
Incremento	0,60
Desvio Padrão	6,16

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Figura 14 – Distribuição de frequência das pressões horárias médias



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Por meio do histograma, é possível notar que apesar de haver certa concentração de dados para valores próximos à média, há uma concentração de pressões horária em torno de 20mca, o que não pôde ser notado nos gráficos das Figuras 02 e 03, visto que tratavam de pressões médias. Assim, é possível que em alguns dias, durante os horários mais críticos a pressão horária caia para valores como esses. Embora tais valores ainda sejam maiores que 10mca, é válido considerar que as medições foram feitas no início da adutora, onde as perdas de carga ainda não influenciaram as pressões e vazões de maneira expressiva.

Também se construiu um histograma para as pressões médias diárias, seguindo o mesmo raciocínio adotado para a construção do histograma das pressões horárias médias. Os

dados para a construção encontram-se na Tabela 05, enquanto que o diagrama de distribuições é expresso na Figura 15.

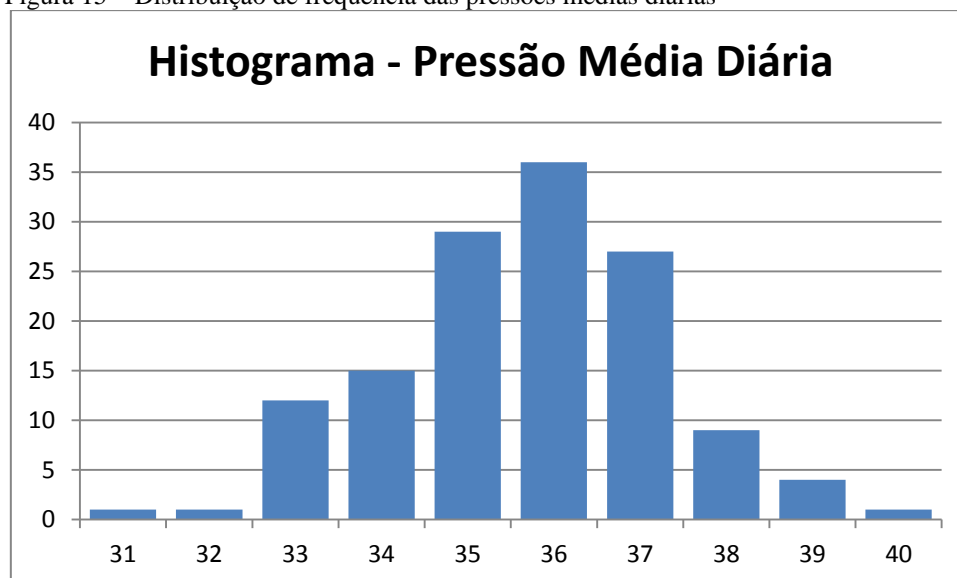
- Distribuição de frequência para os valores da pressão diária média no período estudado.

Tabela 05 – Dados da Distribuição de frequências das pressões médias diárias

Pressão Média Diária		Classes	Corte	Frequência
Máximo	39,08	1	31	1
Máximo Adotado	40,00	2	32	1
Mínimo	30,46	3	33	12
Mínimo Adotado	30,00	4	34	15
Média	35,19	5	35	29
Tamanho	135,00	6	36	36
Estimativa de Classes	11,62	7	37	27
Classes	10,00	8	38	9
Incremento	1,00	9	39	4
Desvio Padrão	1,55	10	40	1

Fonte: Elaboradas pelo autor, 2017.

Figura 15 – Distribuição de frequência das pressões médias diárias



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

O histograma de pressões médias diárias, diferentemente do histograma para as pressões horárias, apresenta um formato relativamente similar ao de uma curva Gaussiana, fazendo com que a previsão para esses valores no período de tempo estudado, bem como que os desvios à média sejam previstos com maior facilidade. Contudo, vale lembrar que se trata de médias diárias e que ocasionalmente para um dia com uma pressão média alta, pode haver

horários em que a mesma seja insuficiente para uma distribuição de água adequada à população.

Para a vazão, realizaram-se os mesmos procedimentos de construção de histogramas para médias horárias e diárias, a fim de confirmar a relação entre vazão e pressão, o que de fato aconteceu, visto que os comportamentos das distribuições de frequências entre ambas as variáveis foi assaz similar. A Tabela 06 contém os dados recolhidos para a análise de frequência das vazões horárias médias, enquanto que as distribuições e frequência para cada classe encontram-se no Apêndice A, e no gráfico da Figura 16 contém o histograma das vazões horárias médias. Já a Tabelas 07 contém os dados para a construção da distribuição de frequências das vazões diárias médias, bem como as frequências de valores para cada classe. Por fim, o diagrama construído foi expresso na Figura 17.

- Distribuição de frequência dos valores de vazão horária média para o período estudado.

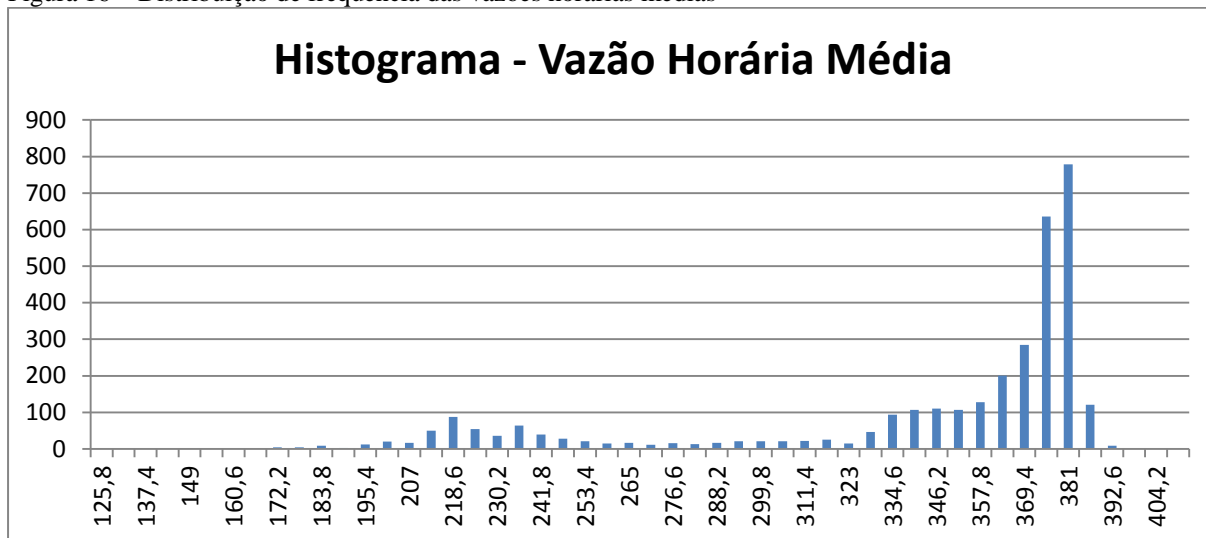
Tabela 06 – Dados da distribuição de frequência das vazões médias horárias

Vazão Horária Média	
Máximo	407,51
Máximo Adotado	410,00
Mínimo *	121,89
Mínimo Adotado	120,00
Média	341,39
Tamanho	3294,00
Estimativa de Classes	57,39
Classes	50,00
Incremento	5,80
Desvio Padrão	54,30

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

De modo similar ao que houve com as pressões, também houve um valor *outlier* para a vazão horária mínima de 8l/s, que além de ocorrerem no mesmo dia e no mesmo horário estavam muito aquém dos próximos valores mínimos. Adotou-se, assim, o segundo menor valor de vazão medido.

Figura 16 – Distribuição de frequência das vazões horárias médias



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

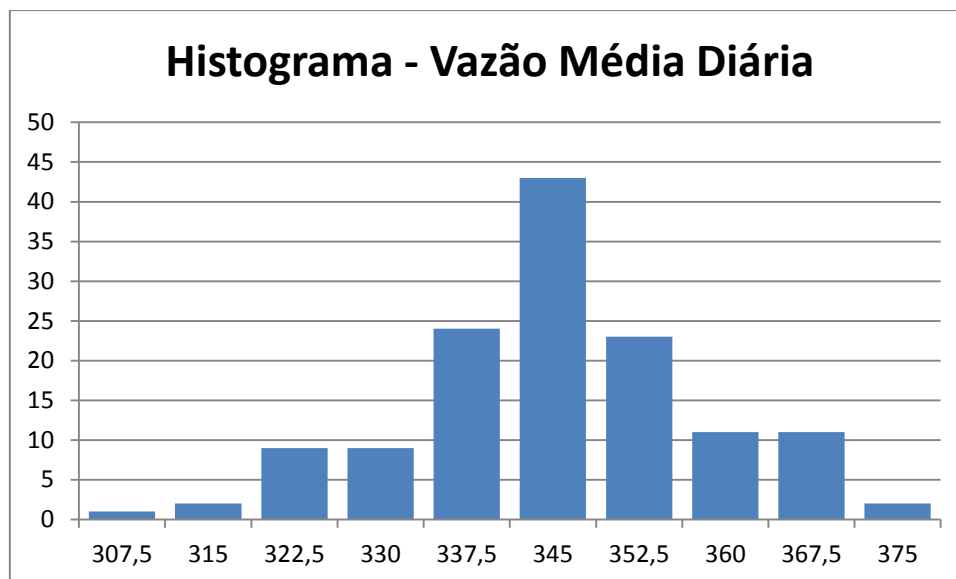
- Distribuição de frequência dos valores da vazão diária média para o período estudado.

Tabela 07 – Dados da Distribuição de frequências das vazões médias diárias

Vazão Média Diária		Classes	Corte	Frequência
Máximo	373,64	1	307,5	1
Máximo Adotado	375,00	2	315	2
Mínimo	302,05	3	322,5	9
Mínimo Adotado	300,00	4	330	9
Média	341,40	5	337,5	24
Tamanho	135,00	6	345	43
Estimativa de Classes	11,62	7	352,5	23
Classes	10,00	8	360	11
Incremento	7,50	9	367,5	11
Desvio Padrão	12,83	10	375	2

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Figura 17 – Distribuição de frequência das vazões médias diárias



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Por fim, realizou-se a mesma distribuição de frequências para os valores de k_2 encontrados no período estudado. A Tabela 08 contém os dados da distribuição do coeficiente, bem como as frequências para cada classe. A Figura 18 contém o histograma para a variável nos dias estudados.

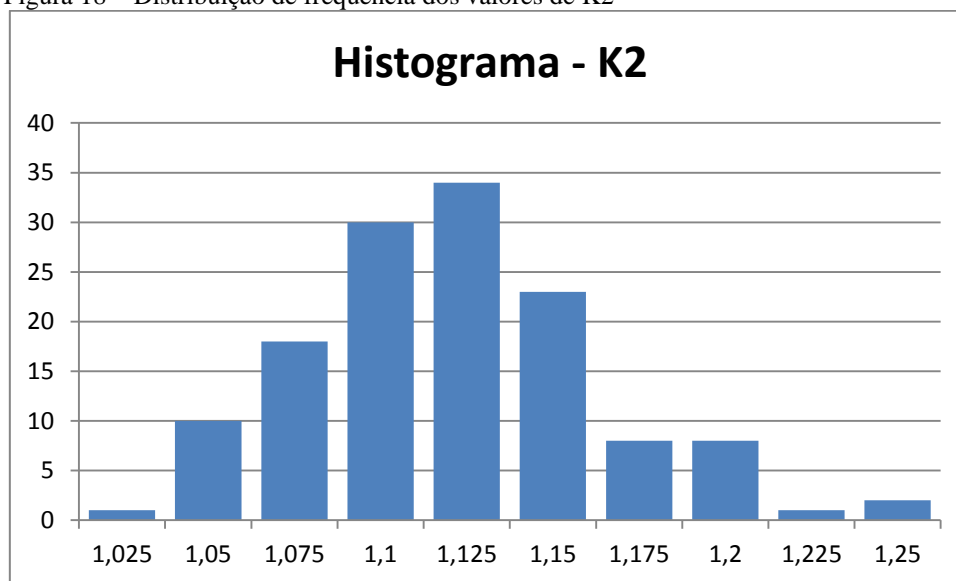
- Distribuição de frequência dos valores de k_2 para o período estudado.

Tabela 08 – Dados da Distribuição do coeficiente K_2

Coeficiente K_2		Classes	Corte	Frequência
Máximo	1,248	1	1,025	1
Máximo Adotado	1,250	2	1,05	10
Mínimo	1,019	3	1,075	18
Mínimo Adotado	1,000	4	1,1	30
Média	1,108	5	1,125	34
Tamanho	135,000	6	1,15	23
Estimativa de Classes	11,619	7	1,175	8
Classes	10,000	8	1,2	8
Incremento	0,025	9	1,225	1
Desvio Padrão	0,044	10	1,25	2

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

Figura 18 – Distribuição de frequência dos valores de K2



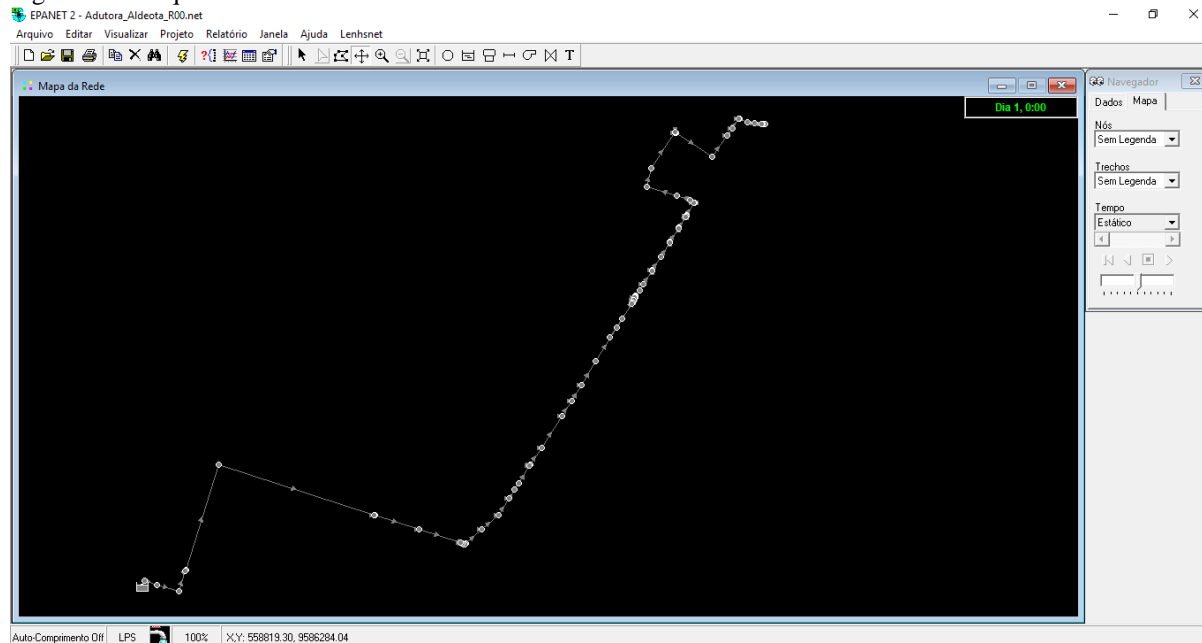
Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

O comportamento de k_2 também tende a se assemelhar a uma normal no período de tempo estudado, assim como as pressões e vazões médias diárias. Contudo, é interessante notar os valores baixos encontrados para a variável reforça a ideia já comentada acerca da baixa variação da vazão ao longo do dia, não obstante, tenham-se encontrado um pequeno pico de vazões e pressões horárias mais baixas quando analisado as Figuras 14 e 16.

Como já explanado no presente trabalho, o livro de Tsutiya (2006) suporta a ideia de que esta variação pequena pode ser explicada em partes devido ao fato da região a ser abastecida pela adutora possuir alta atividade industrial cuja variação diária de consumo tende a ser menor. Isso poderia ser um dos motivos pelos quais os valores obtidos para o k_2 foi tão mais baixo que o indicado pela norma e literatura. Por outro lado, o autor também reitera que a variação de consumo anual para regiões industriais também costuma ser maior que a de bairros majoritariamente residenciais. Assim, estudos posteriores poderiam ser realizados a fim de se obter dados mais precisos acerca de outras épocas do ano.

Por meio do uso do modelo previamente construído no EPANET com os dados fornecidos pela CAGECE, foi possível relacionar os dados de rugosidade com os valores médios da pressão e da vazão. Por se tratar de uma tubulação de ferro fundido com cimento centrifugado, sabe-se que a sua rugosidade é de aproximadamente 0.10mm e este valor foi o mesmo adotado pela CAGECE na construção modelo da rede no EPANET. A Figura 19 mostra o esquema da adutora simulada no EPANET.

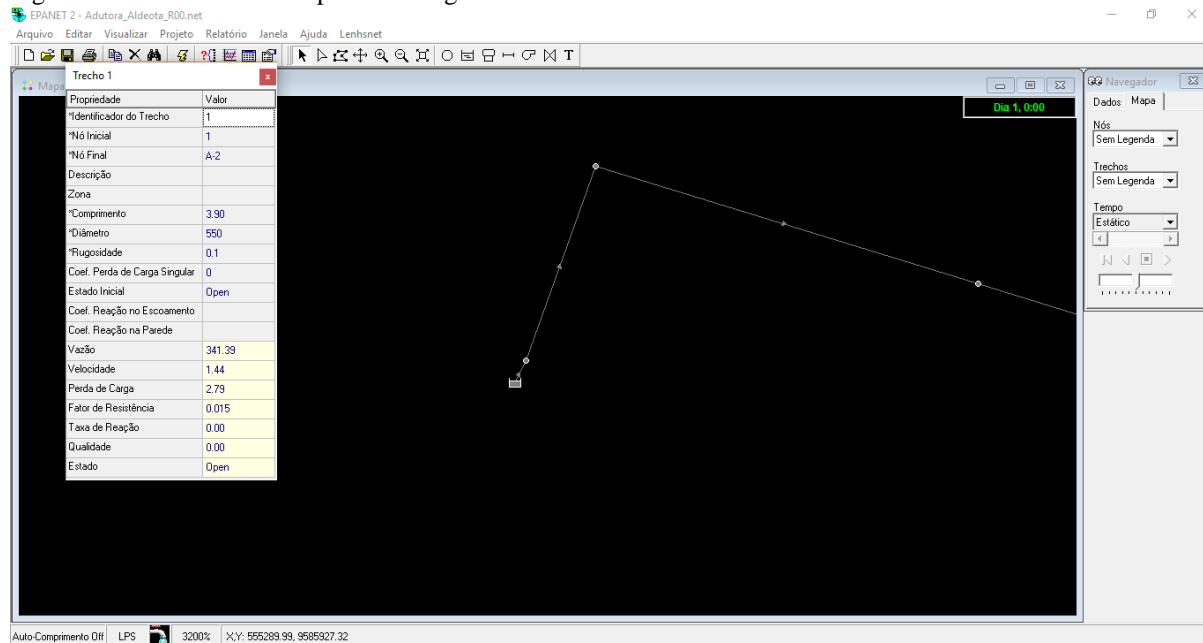
Figura 19 – Esquema da adutora simulada no EPANET



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

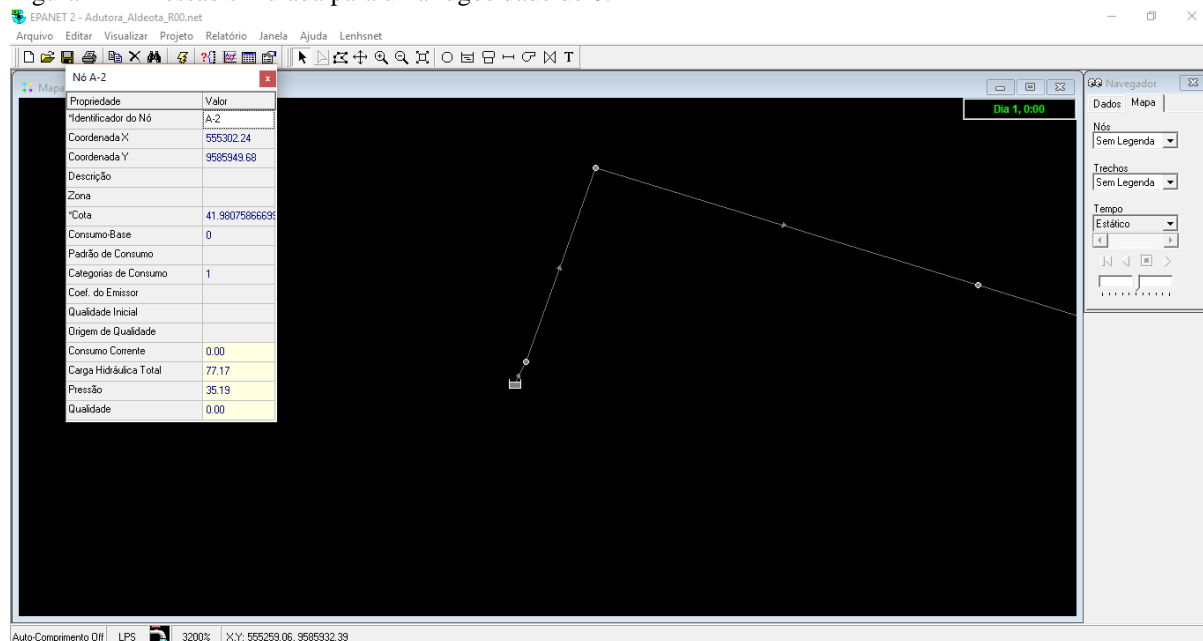
Durante o estudo do modelo, notou-se que durante a aplicação do programa EPANET, o mesmo tornou-se apropriado para tal situação simulada, os dados do início da tubulação estavam devidamente calibrados, visto que os para a vazão, obteve-se por meio das medições em campo o valor 341.32 l/s, enquanto que o modelo no EPANET gerou o valor de 341.39 l/s, conforme exposto na Figura 20. Para a pressão, o valor encontrado por meio das medições foi de 35.18 mca, o modelo gerou o valor de 35.19 mca, mostrado na Figura 21. Então, chega-se à conclusão de que o valor da rugosidade em 0.1 mm que foi adotado, expressa bem a realidade e por meio dele, um aumento de 10%, 20%, 50% e 100% nos valores da rugosidade para a tubulação, ou seja, serão simuladas rugosidades de 0.11mm, 0.12mm, 0.15 mm e 0.20 mm. Desse modo, será possível prever os dados de pressão e vazão médios em cenários futuros para o abastecimento.

Figura 20 – Vazão simulada para uma rugosidade de 0.1mm.



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

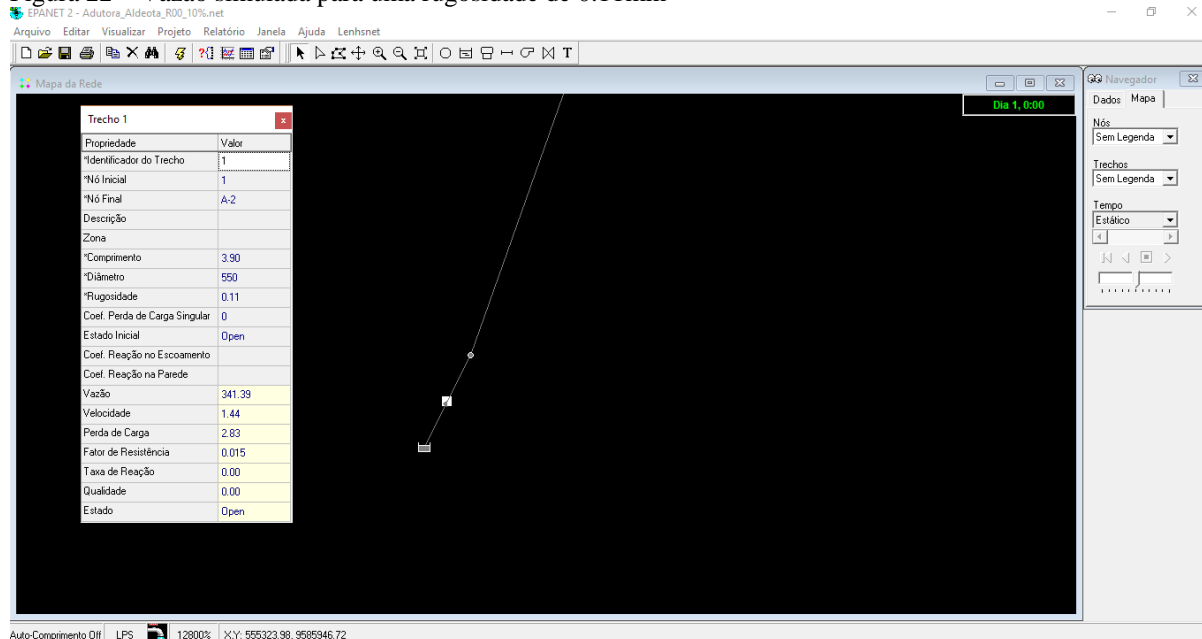
Figura 21 – Pressão simulada para uma rugosidade de 0.1mm



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

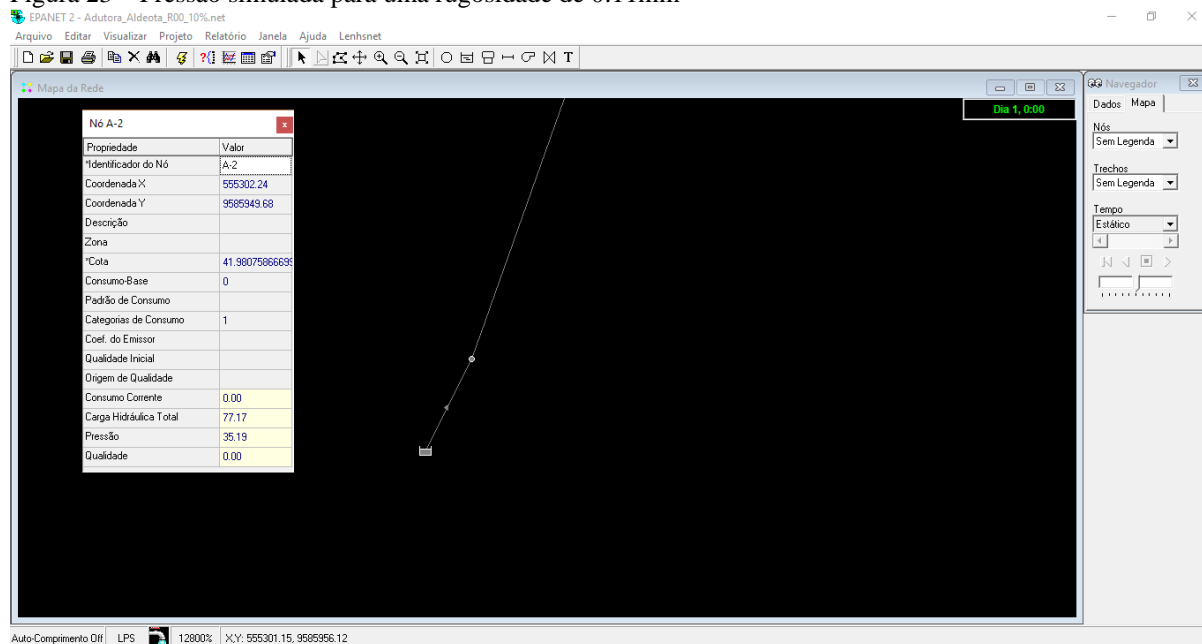
Em seguida, para a simulação do primeiro cenário, a rugosidade de todos os trechos da tubulação foram alterados para 0.11mm, de modo a indicar um aumento de 10% em seu valor com o passar do tempo. Os valores encontrados são mostrados nas Figuras 22 e 23.

Figura 22 – Vazão simulada para uma rugosidade de 0.11mm



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

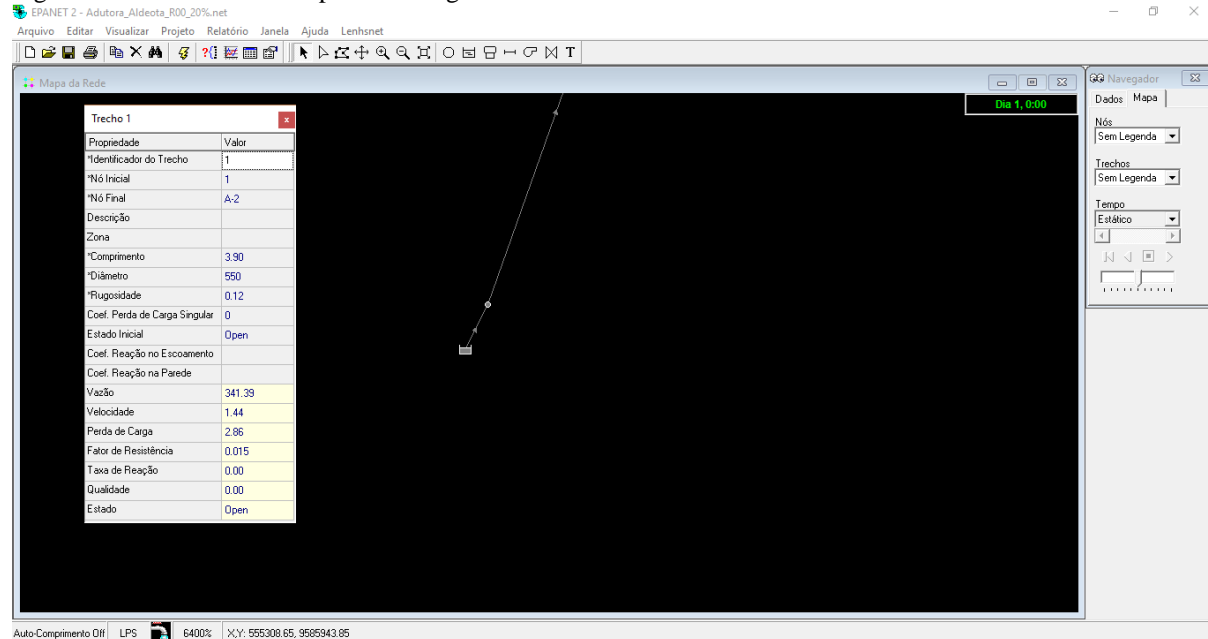
Figura 23 – Pressão simulada para uma rugosidade de 0.11mm



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

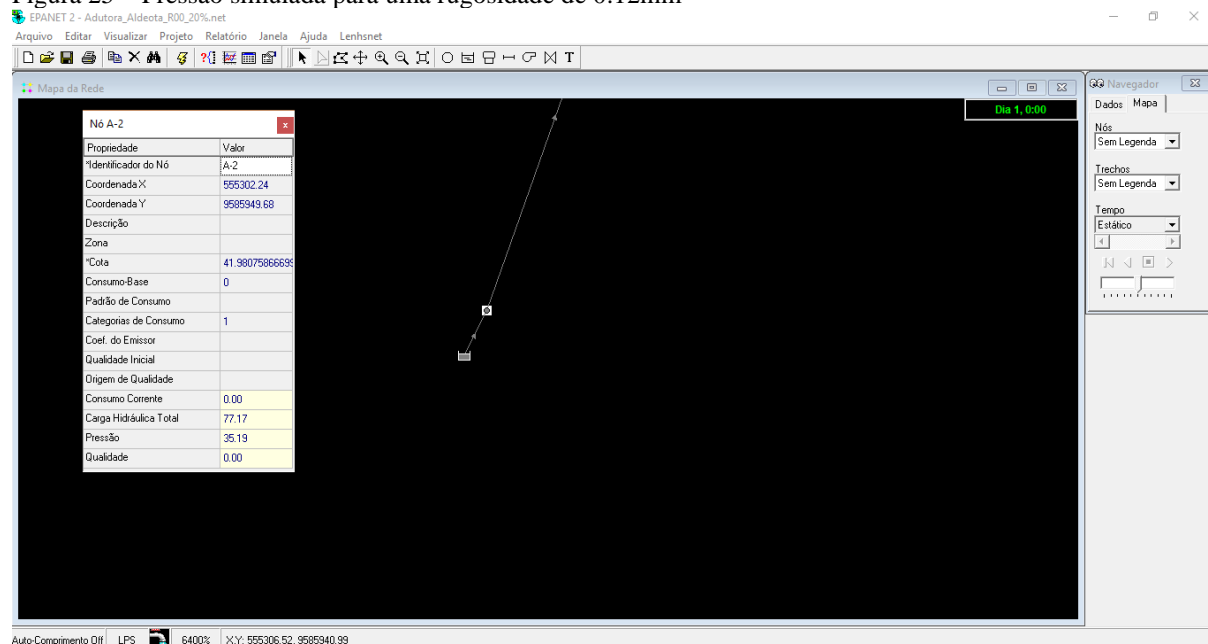
Fez-se o mesmo para um aumento de 20% na rugosidade da tubulação, adotando-se uma rugosidade de 0.12mm. Seguem os valores encontrados, nas Figuras 24 e 25.

Figura 24 – Vazão simulada para uma rugosidade de 0.12mm



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

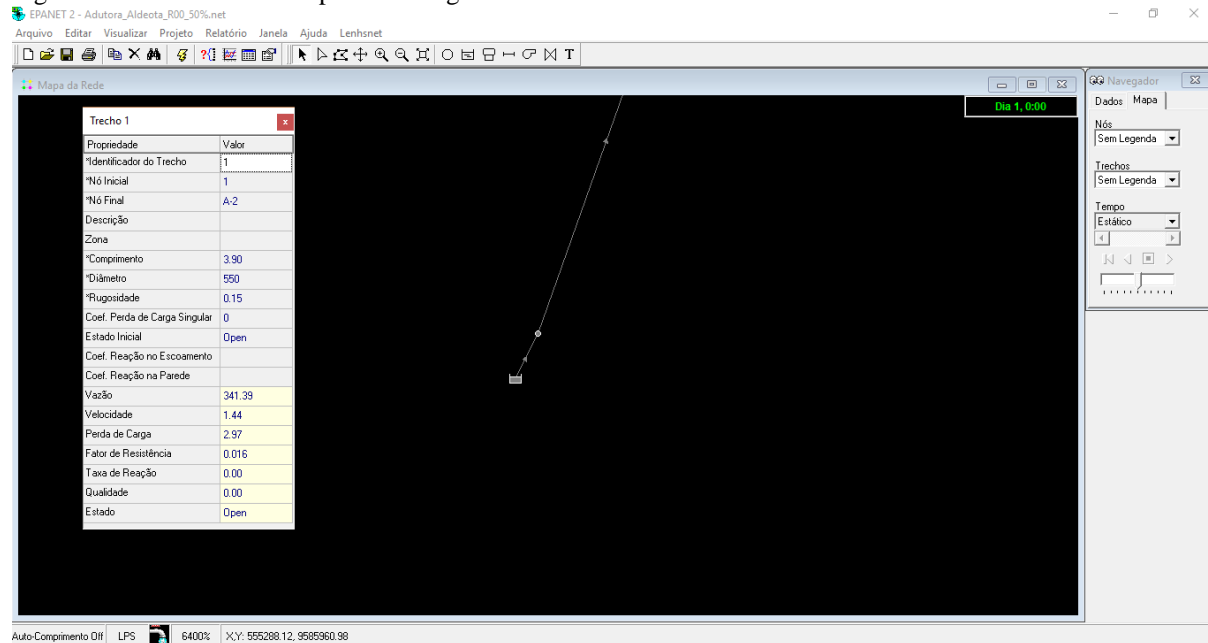
Figura 25 – Pressão simulada para uma rugosidade de 0.12mm



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

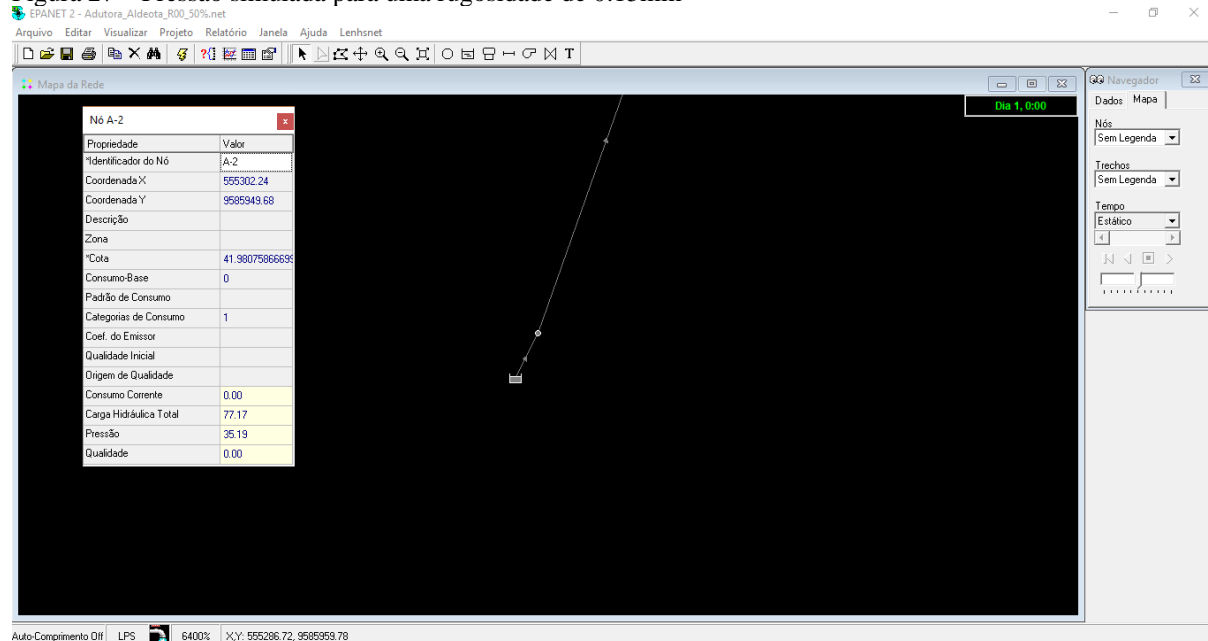
Em seguida, realizou-se a mesma simulação, a fim de obter os dados de pressão e vazão, agora com um acréscimo de 50%, ou seja, uma rugosidade de 0.15mm. As Figuras 26 e 27 expressam os valores de pressão e vazão encontrados para a simulação.

Figura 26 – Vazão simulada para uma rugosidade de 0.15mm



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

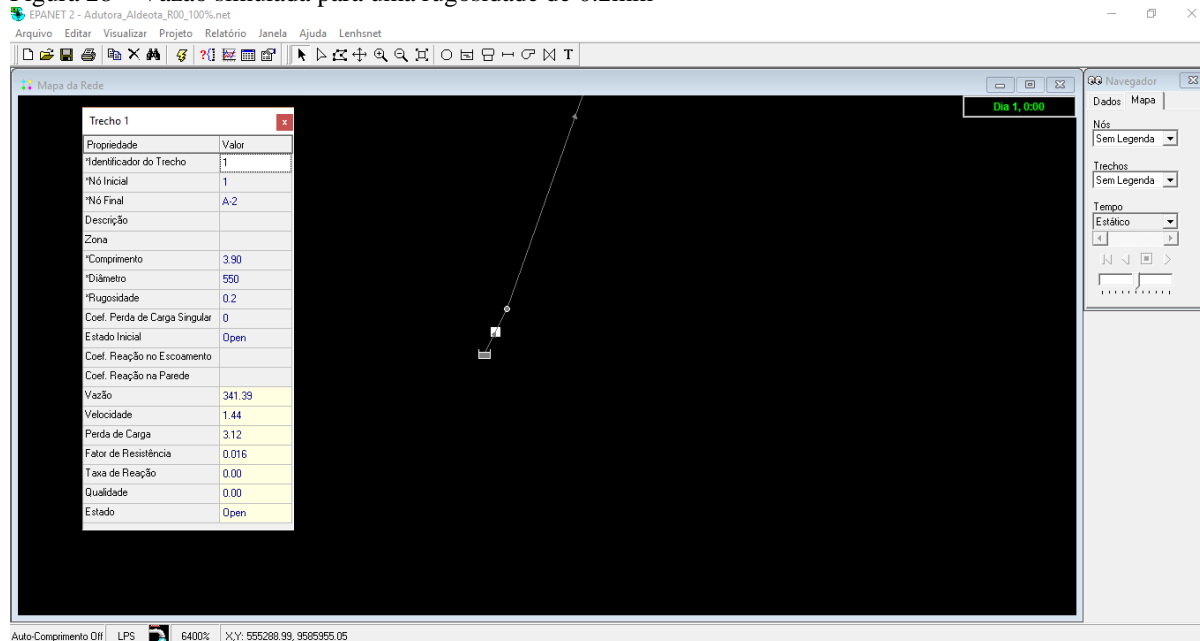
Figura 27 – Pressão simulada para uma rugosidade de 0.15mm



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

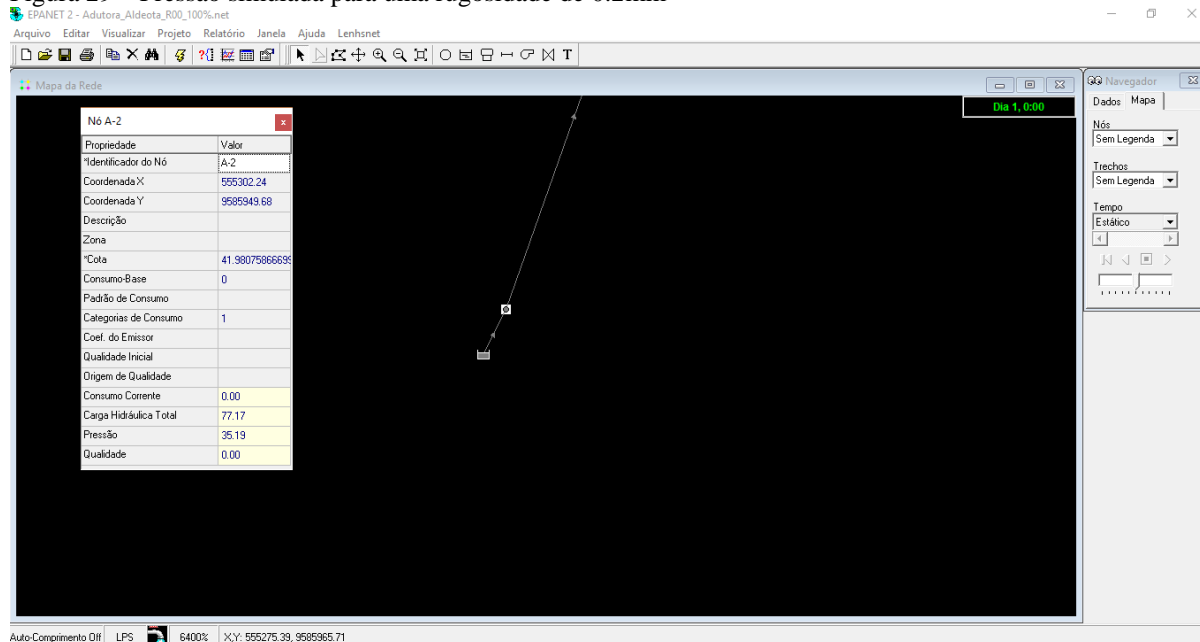
Depois, fez-se o mesmo para um acréscimo de 100% à rugosidade original, adotando-se o valor de 0.2mm para a rugosidade. Seguem os valores encontrados após a simulação nas Figuras 28 e 29.

Figura 28 – Vazão simulada para uma rugosidade de 0.2mm



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Figura 29 – Pressão simulada para uma rugosidade de 0.2mm

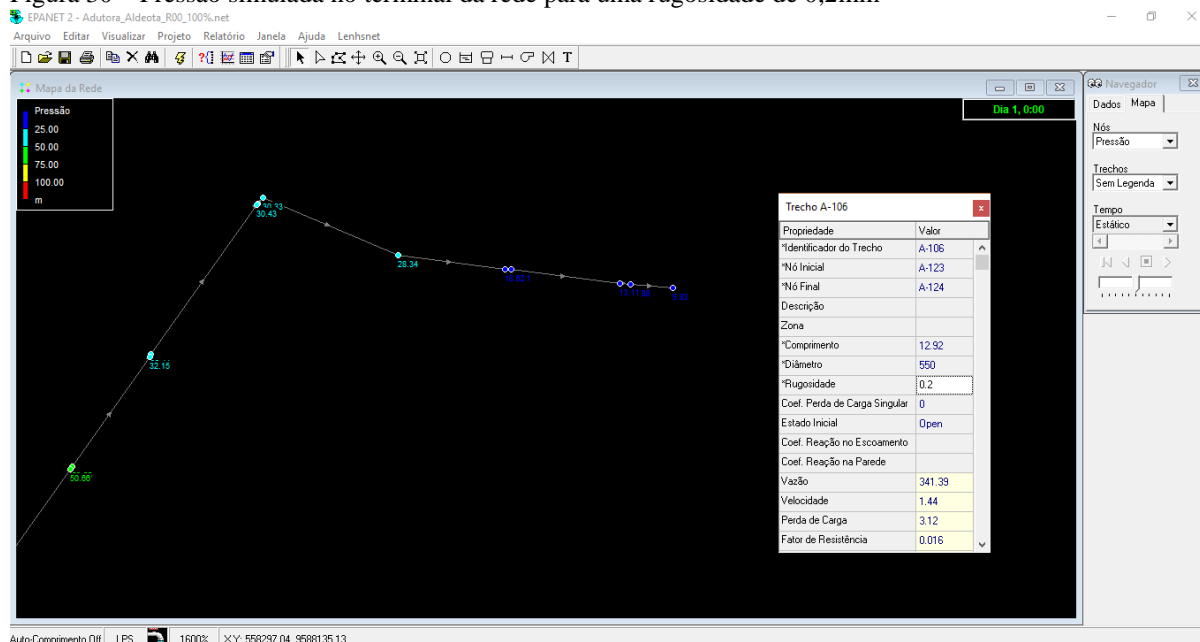


Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Diante disso, notou-se que até esse valor, não havia nenhuma situação em que a pressão no fim da tubulação não fosse maior ou igual a 5m, visto se tratar da altura máxima de água do reservatório ao qual a rede se destinava, mesmo ao se aplicar um aumento de 100% na simulação, conforme pode ser visto na Figura 30. Conseqüentemente, as rugosidades aplicadas ao modelo não eram condizentes com o real comportamento da rede. Assim, assumindo-se que a rugosidade da tubulação seria uniforme, tal valor deveria ser

maior que 0,2mm, indicando que ao longo do tempo de uso da adutora, a rugosidade já sofreu um aumento maior que 100%.

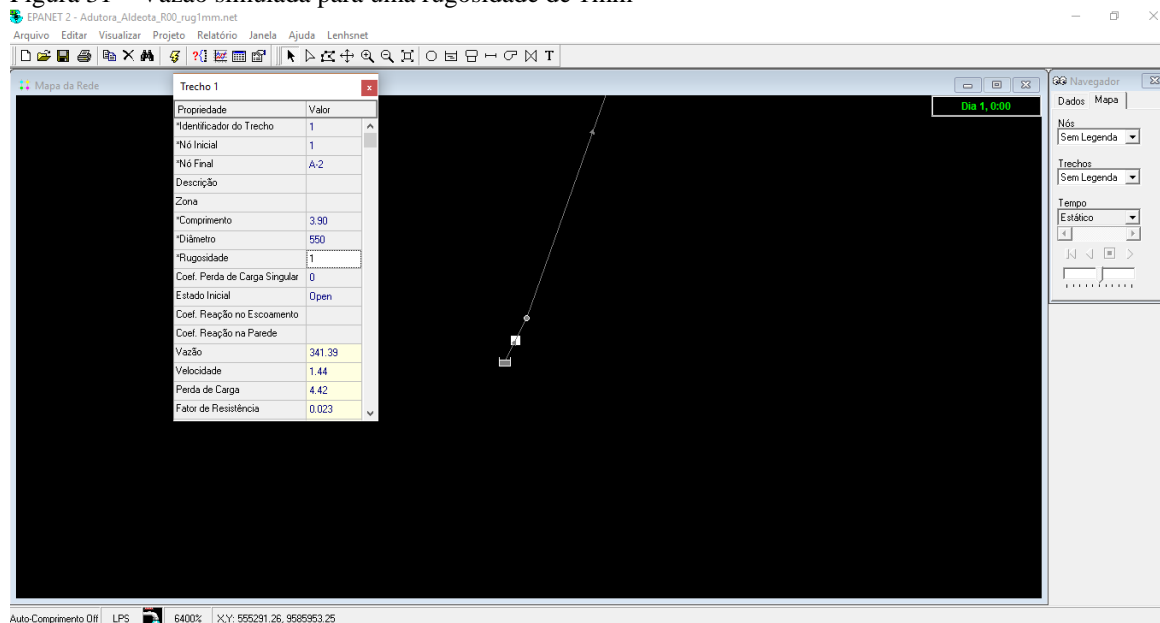
Figura 30 – Pressão simulada no terminal da rede para uma rugosidade de 0,2mm



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

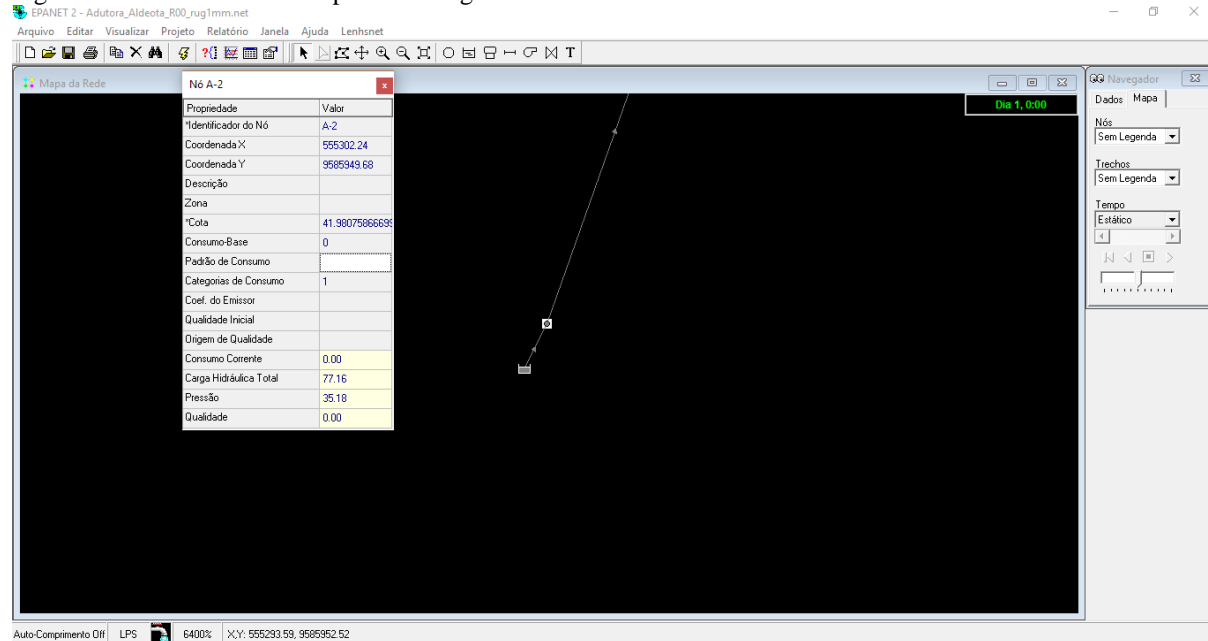
Outro valor de rugosidade simulado foi o de 1 mm, a fim de detectar se há algum ponto cuja pressão é menor que 10mca, o que só veio a acontecer nos três últimos nós do percurso, já próximo ao reservatório do Mucuripe.

Figura 31 – Vazão simulada para uma rugosidade de 1mm



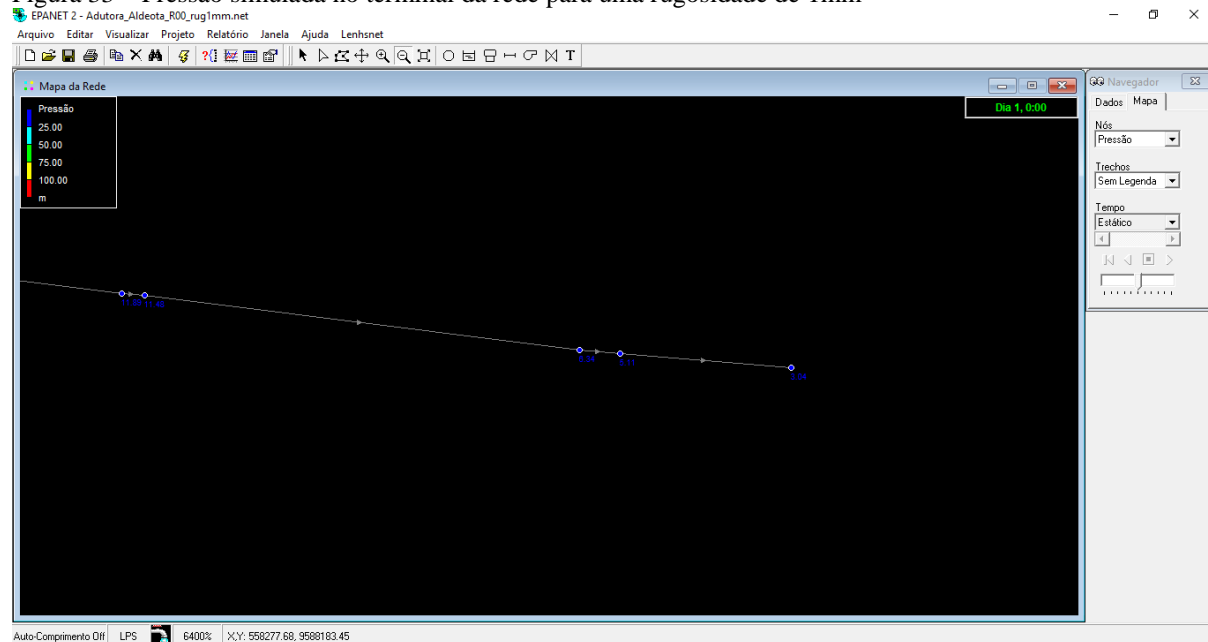
Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Figura 32 – Pressão simulada para uma rugosidade de 1mm



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

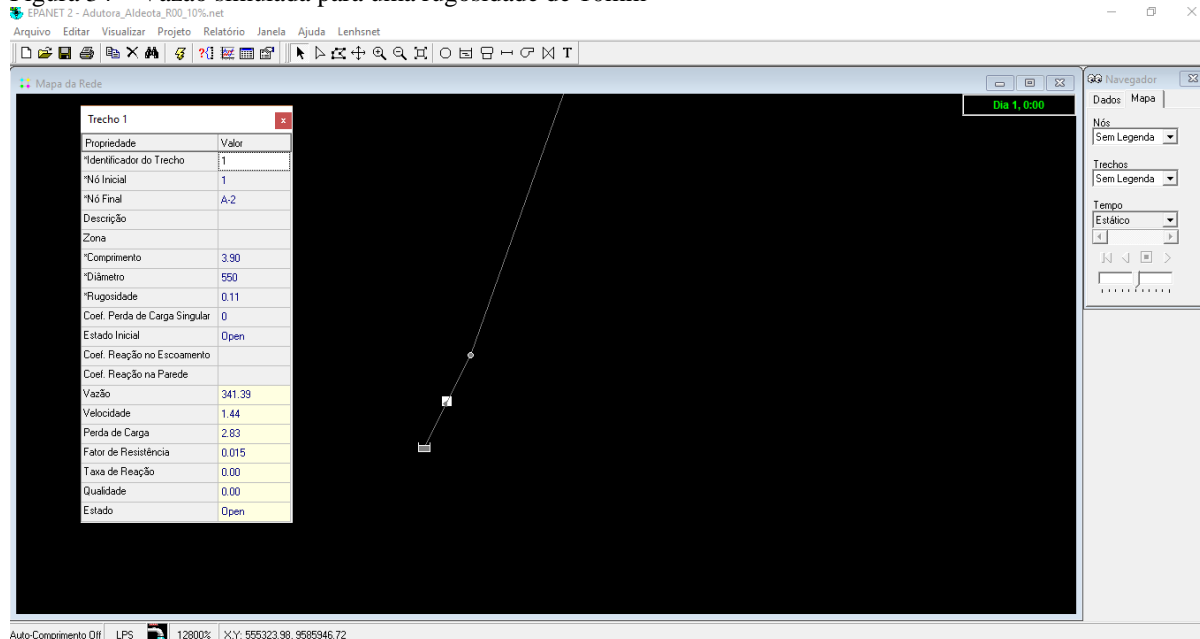
Figura 33 – Pressão simulada no terminal da rede para uma rugosidade de 1mm



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

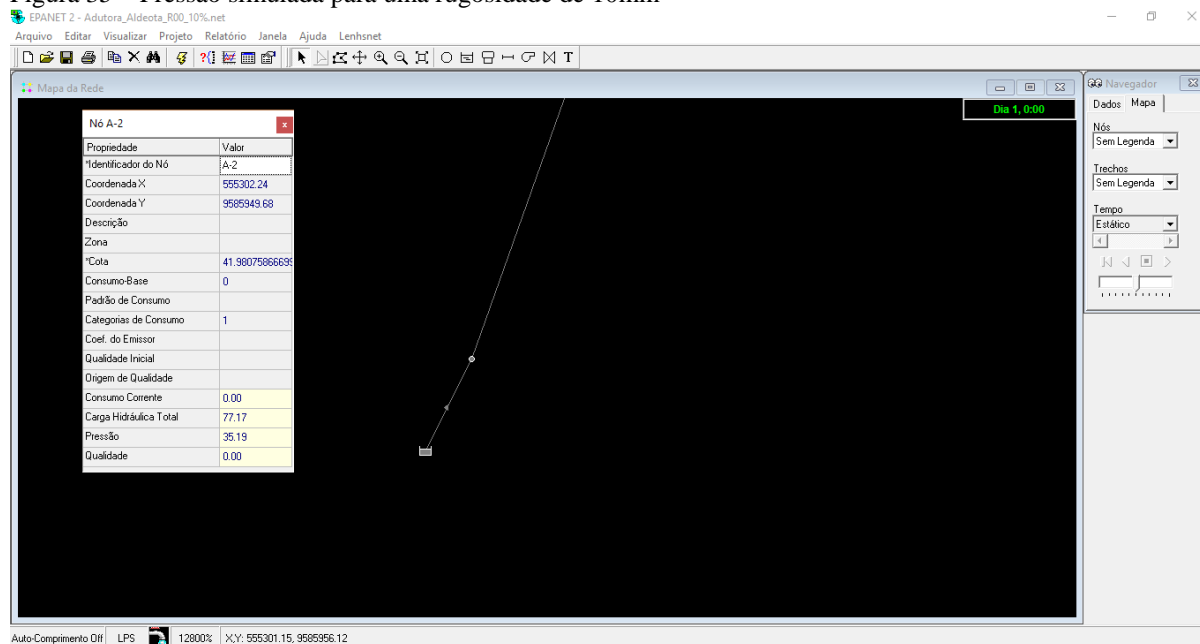
Por fim, realizou-se também um teste para uma pressão de 10mca, visando identificar a existência e outros pontos cuja pressão seria menor que 10mca, ou mesmo negativa.

Figura 34 – Vazão simulada para uma rugosidade de 10mm



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

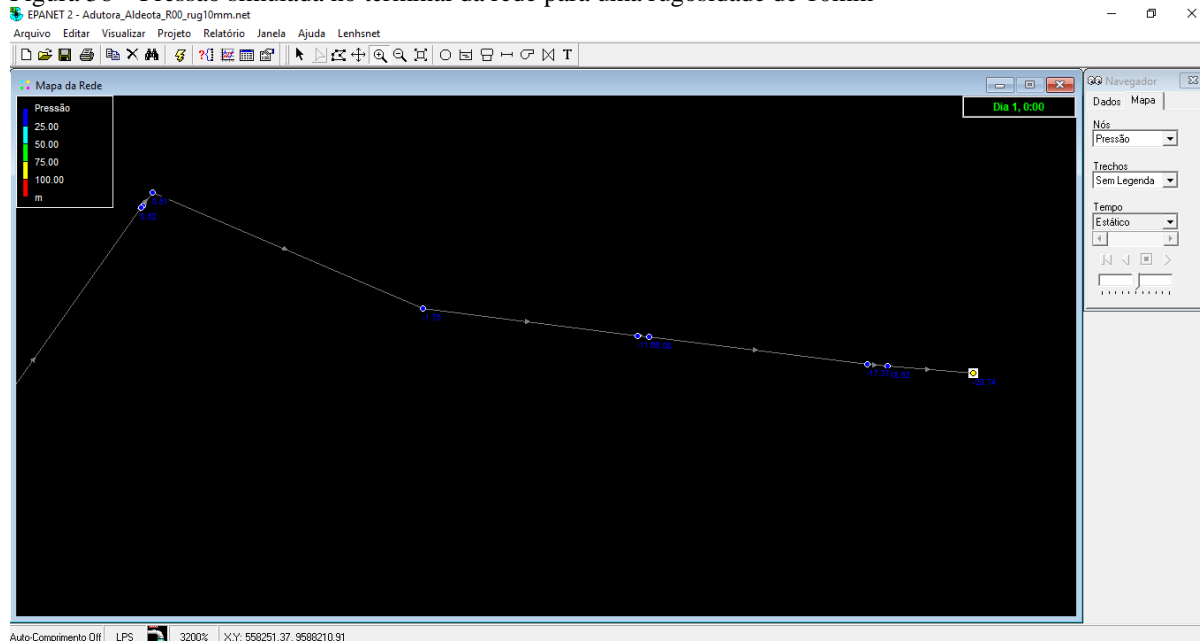
Figura 35 – Pressão simulada para uma rugosidade de 10mm



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Após rodar a simulação para este novo valor de rugosidade, o EPANET mostrou um Relatório de Estado, indicando que houve pontos onde a pressão foi negativa. Ao investigar a rede, notou-se que tais pontos eram justamente os dos últimos trechos, já próximos ao reservatório do Mucuripe.

Figura 36 – Pressão simulada no terminal da rede para uma rugosidade de 10mm

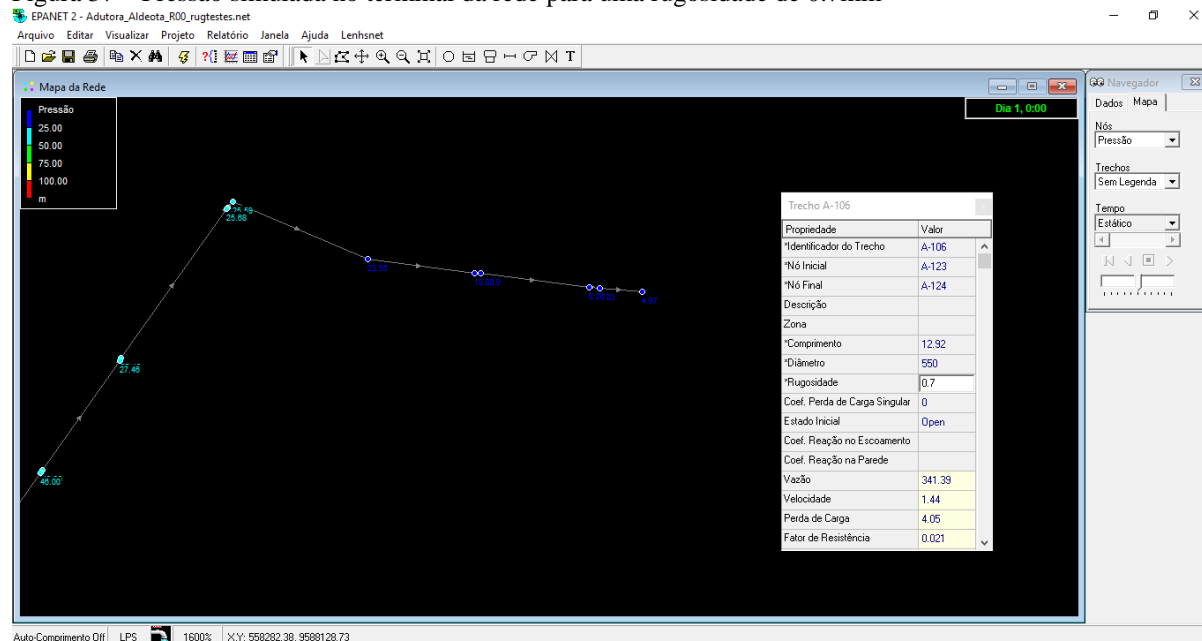


Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

Finalmente, por meio da técnica de tentativa e erro, buscou-se encontrar um valor para a rugosidade que não somente os dados de pressão do primeiro nó e da vazão do primeiro trecho fossem muito próximas do valor medido, como também que a pressão no ponto de saída da rede fosse o mais próximo possível do valor de 5mca. Isso se deve ao fato de que o reservatório do Mucuripe, trata-se de um reservatório apoiado, cujo nível máximo de água é de 5m. Assim, chegou-se ao valor de rugosidade de 0.7mm para as paredes internas da adutora, na qual o valor encontrado foi para a pressão no último nó foi de 4,97mca, conforme pode ser visto na Figura 36.

Contudo, deve-se lembrar de que tal valor pode não representar necessariamente a rugosidade do tubo, visto que tal simulação foi feita considerando que o reservatório estava totalmente preenchido, resultando em uma menor diferença de carga entre o ponto de entrada da rede e o de saída, ou seja, tratava-se da situação mais crítica para o abastecimento. Fora isso, não há garantias de que a rugosidade da adutora se mantenha uniforme ao longo do percurso; e, sabe-se que há trechos da tubulação que foram acrescentados em um período mais recente, e, em teoria, teriam uma rugosidade menor que a do restante da rede.

Figura 37 – Pressão simulada no terminal da rede para uma rugosidade de 0.7mm



Fonte: Elaborado pelo autor, 2017.

À medida que tal valor de rugosidade era aumentado, a pressão do ponto terminal do sistema caía, ou seja, o nível de água no reservatório para aquela situação simulada caía. Assim, é prudente concluir que de maneira geral, a rugosidade da adutora seria de no mínimo 0.7mm, de acordo com o modelo da CAGECE e os dados obtidos, podendo ser maior, caso a média do nível de água do reservatório do Mucuripe seja menor que 5m.

6. CONCLUSÃO

Assim, o trabalho apresentado cumpre seu papel ao realizar a modelagem para a adutora da região do Mucuripe, que se mostra condizente com a realidade dos dados obtidos em campo. Por meio do uso do EPANET, chegou-se à conclusão de que a rugosidade média da tubulação é de no mínimo 0,7mm. Contudo, tal resultado não é totalmente conclusivo, visto que devido ao fato de os pontos de medição da adutora estarem localizados no início da rede e não no final, onde as pressões estão mais sujeitas ao efeito das perdas de carga. Assim, a calibração da rugosidade foi realizada tendo por base a altura máxima do reservatório do Mucuripe. Fez-se ainda um estudo acerca do quanto seria possível que a rugosidade crescesse de modo que o sistema continuasse operacional. Nesse processo, notaram-se pontos com pressões abaixo de 10mca, quando simulada uma rugosidade de 1mm e negativa quanto foi simulada a rugosidade de 10mm. Todavia, o presente estudo tem a limitação de considerar a rugosidade da adutora como uniforme o que evidentemente não é uma realidade, pois houve recentemente uma troca em um trecho da tubulação, que por ser mais nova, possui rugosidade menor. Sabe-se ainda que o diâmetro do trecho novo também não é o mesmo, contudo, no momento em que esta pesquisa foi feita, não havia dados que permitissem simular tal alteração.

Realizou-se também um estudo acerca do comportamento das vazões e pressões na adutora e buscaram-se as principais causas prováveis para a discrepância entre os modelos existentes e os resultados reais no período de 01 de junho a 17 de outubro, correspondendo ao período de baixa pluviosidade em Fortaleza. Estudou-se também o valor do coeficiente da hora de maior consumo (k_2) para a adutora e assim, encontrou-se o valor médio de 1.1, que se encontra bem abaixo do valor de 1.5 que é recomendado pela ABNT NBR 9649 (1986), bem como, dos valores encontrados empiricamente na literatura. Fora isso, em todo o período analisado, o maior valor de k_2 encontrado foi o de 1.25, também muito aquém do que esperado. Os horários de consumo previstos também foram diferentes do restante da literatura, visto que durante toda a madrugada a vazão estava acima da média, quando na realidade, deveria ser bastante reduzida. Estudos posteriores podem focar-se nesse comportamento atípico a fim de chegar a proposições mais conclusivas.

Acredita-se que isso se deva ao fato de que a região abastecida pela adutora possui intensa atividade industrial, o que segundo Tsutiya (2006) resulta em uma menor variação diária no consumo, não obstante, a quantidade consumida seja maior. Contudo,

como o estudo focou-se no período de menor pluviosidade, que em teoria seria o mais crítico, não há garantias de que tal comportamento se mantenha ao longo do ano, muito embora tenha sido consistente no presente estudo. Sugerem-se estudos posteriores a fim de determinar o coeficiente do dia de maior consumo (k_1) ao realizar estudos acerca do consumo anual da população e verificar se o comportamento atípico observado se mantém ao longo do ano.

Estudos futuros poderão dar continuidade a esta pesquisa, por meio da análise com o uso de outros programas computacionais como o QGIS, ou ainda, outros métodos como os algoritmos genéticos, ou para a realização de estudos acerca da qualidade da água, caso sejam detectadas intrusões e vazamentos na adutora. Estudos acerca do tempo em que a rede pode ser utilizada, sem requisitar uma intervenção na tubulação, realizar simulações quanto à rugosidade em cada do trecho do sistema de distribuição a ser averiguado, dentre outras, na elaboração de cenários para a variação da rugosidade ao longo do tempo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9649**: projeto de redes coletoras de esgoto sanitário. Rio de Janeiro, 1986.

BOTTA, Gustavo Marino. **Implantação do Modelo Dinâmico Inercial Rígido em Sistemas Hidráulicos no Software EPANET**. 63 f. Dissertação (Mestrado) – Instituto de Ciências Tecnológicas e Exatas, Universidade Federal do Triângulo Mineiro, Uberaba, 2014.

DIUANA, Fábio Amendola; OGAWA, Seiti Caio Contardo Pereira. **Análise comparativa dos modelos hidráulicos EPANET, WaterCAD e Sistema UFC para sistemas de abastecimento de água – rede de distribuição**. 134 f. Monografia (Graduação) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

DUARTE, Sérgio; NEVES, Mário Valente; BOAVENTURA, Rui. **Modelação Hidráulica e Calibração do “Subsistema Lever – Sector Norte” da Empresa Águas do Douro e Paiva, S.A.** In: 5ª JORNADA DE HIDRÁULICA, RECURSOS HÍDRICOS E MEIO AMBIENTE, 2010, FEUP.

FALKENBERG, Alex Vieira. **Previsão de Consumo Urbano de Água em Curto Prazo**. 105 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2005.

FONSECA, Diego Luiz. **Modelagem hidráulica de cloro residual em rede de distribuição de água**: Uma discussão sobre a implementação de modelos detalhados. 86 f. Monografia (Graduação) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

GALIZA, Roberto Von Paumgarten de. **Calibração de Rugosidade de Tubulações de Redes de Distribuição de Água, Via Método Transiente Inverso com Aplicação de Algoritmo Genético**. 165 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2009.

GUIDI, Jose Marcius Marson. **Avaliação da Variação do Consumo de Água utilizando Dados Obtidos por meio de Sistemas de Supervisores Remotos**: Estudo de Caso: Município de Franca-SP. 92 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2016.

JUCÁ, Ulisses Rodrigues. **Comparação entre Métodos de Distribuição de Demandas na Elaboração de um Modelo Hidráulico Computacional**. 91 f. Monografia (Graduação) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Estado do Ceará, IFCE Campus Fortaleza, Fortaleza, 2017.

KANG, Doosun; LANSEY, Kevin. **Novel approach to detecting pipe bursts in water distribution networks**. *Journal of Water Resources, Planning and Management*, 140(1): 121-127, 2014.

KSHIRSAGAR, Sudhir et al. **Development of real-time drinking water distribution systems (DWDS) modelling technology using the EPANET extended period simulation (EPS) modelling toolkit**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF HYDROINFORMATICS, 2014, City University of New York. Anais: CUNY Academic Works.

LEÃO, João-sué de Arêa. **Influência de Manobras de Válvulas na Identificação das Rugosidades em Tubulações de Redes de Distribuição de Água**. 126 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2014.

MOURA, Maria Eulina de; DIAS, Isabelly Cícera Souza; SILVA, Júlia Severo da; SILVA, Ferdnando Cavalcanti da. **Abordagem sobre perdas de água em sistemas de abastecimento**: Breve explanação sobre os tipos e principais causas. In: SEMINÁRIO HISPANO-BRASILEIRO SOBRE SISTEMAS DE ABASTECIMENTO URBANO DE ÁGUA, 2004, João Pessoa.

OLAIA, Ana Isabel Santos. **Gestão de Sistemas de Abastecimento de Água através de Modelagem Hidráulica**. 120 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Nova Lisboa, Lisboa, 2012.

PINTO, Átila Alves. **Modelagem Hidráulica do Setor de Distribuição de Água Aldeota para a Operação**. 94 f. Monografia (Graduação) – Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2016.

PORTO, Rodrigo de Melo. **Hidráulica Básica**. 4. ed., São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2006.

ROCHA, Valder Adriano Gomes de Matos. **Calibração de coeficientes de rugosidade de redes de distribuição de água usando o método iterativo do gradiente hidráulico alternativo – MIGHA**. 126 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2008.

SALVINO, Moisés Menezes. **Modelagem computacional visando a reabilitação de redes hidráulicas**. 166 f. Tese (Doutorado) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2012.

SALVINO, Moisés Menezes; CARVALHO, Paulo Sérgio Oliveira de; GOMES, Heber Pimentel. **Calibração multivariada de redes de abastecimento de água via algoritmo genético multiobjectivo**. Eng. Sanit Ambient, v. 20, n. 3, p. 503-512, 2015.

SANTOS, Jéssica dos. **Estudo de Modelo de Calibração para Ajuste de Parâmetros de Rugosidade, Demanda e Vazamento, Visando Eficiência Hídrica e Energética em Redes de Abastecimento de Água. Estudo de Caso em São Lourenço – MG**. 181 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Energia, Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, 2016.

SILVA, Alysson César Azevedo da. **Calibração Automática de Rugosidades de Tubulações em Sistemas de Distribuição de Água com Aplicação de Algoritmos Genéticos**. 177 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2006.

SILVA, Fernando das Graças Braga da; REIS, Luisa Fernanda Ribeiro; CALIMAN, Rodrigo de Oliveira; CHAUDHRY, Fazal Hussain. **Calibração de um Modelo de Rede de Distribuição de Água para um Setor de Abastecimento Real Contemplando Vazamentos**. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 9, n. 1, p. 37-54, 2004.

SILVA, Fernando José Araújo da. **Perda de água em sistemas públicos de abastecimento no Ceará**. Rev. Tecnol., Fortaleza, v. 26, n. 1, p. 1-11, 2005.

SOARES, Alexandre Kepler. **Calibração de Modelos e Redes de Distribuição de Água para Abastecimento Considerando Vazamentos e Demandas Dirigidos pela Pressão**. 178 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

SOARES, Alexandre Kepler; REIS, Luisa Fernanda Ribeiro. **Calibração de Modelos e Redes de Distribuição de Água Utilizando Modelo de Simulação Hidráulica Dirigido pela Pressão (MSHDP) e Método Híbrido AG-Simplex.** RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 9, n. 2, p. 85-96, 2004.

TARDELLI FILHO, Jairo. **Aspectos relevantes do controle de perdas em sistemas públicos de abastecimento de água.** Revista DAE, v. 201, n. 1622, 2016.

TOMASIK, Piotr. **Hydraulic model based method for leaks location in urban water distribution network.** Diagnostyka – Applied Structural Health, Usage and Condition Monitoring, 1(61), 2012.

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

VICENTE, Rosmeiry Vanzella. **Modelo de Operação para Centros de Controle de Abastecimento de Água: Estudo de Caso: Sistema Adutor Metropolitano de São Paulo.** 163 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

APÊNDICE A – FREQUÊNCIA DE VALORES PARA A VAZÃO HORÁRIA MÉDIA E PRESSÃO HORÁRIA MÉDIA NO PERÍODO ESTUDADO

Vazão Horária		
Classes	Corte	Frequência
1	125,8	2
2	131,6	0
3	137,4	0
4	143,2	0
5	149	1
6	154,8	0
7	160,6	1
8	166,4	1
9	172,2	4
10	178	4
11	183,8	9
12	189,6	3
13	195,4	12
14	201,2	20
15	207	17
16	212,8	50
17	218,6	88
18	224,4	54
19	230,2	36
20	236	64
21	241,8	39
22	247,6	28
23	253,4	21
24	259,2	15
25	265	17
26	270,8	11
27	276,6	16
28	282,4	13
29	288,2	17
30	294	21
31	299,8	21
32	305,6	21
33	311,4	22
34	317,2	25
35	323	15
36	328,8	46
37	334,6	94
38	340,4	107

Pressão Horária		
Classes	Corte	Frequência
1	15,6	2
2	16,2	0
3	16,8	1
4	17,4	0
5	18	6
6	18,6	9
7	19,2	9
8	19,8	22
9	20,4	21
10	21	79
11	21,6	93
12	22,2	46
13	22,8	83
14	23,4	29
15	24	24
16	24,6	12
17	25,2	13
18	25,8	15
19	26,4	20
20	27	16
21	27,6	12
22	28,2	14
23	28,8	18
24	29,4	19
25	30	13
26	30,6	19
27	31,2	18
28	31,8	20
29	32,4	22
30	33	53
31	33,6	88
32	34,2	96
33	34,8	80
34	35,4	87
35	36	82
36	36,6	71
37	37,2	170
38	37,8	146

Vazão Horária		
Classes	Corte	Frequência
39	346,2	110
40	352	107
41	357,8	128
42	363,6	201
43	369,4	285
44	375,2	636
45	381	779
46	386,8	121
47	392,6	9
48	398,4	0
49	404,2	1
50	410	2
51	415,8	0
52	421,6	0
53	427,4	0
54	433,2	0

Pressão Horária		
Classes	Corte	Frequência
39	38,4	230
40	39	486
41	39,6	490
42	40,2	491
43	40,8	62
44	41,4	3
45	42	1
46	42,6	1
47	43,2	2
48	43,8	0
49	44,4	0
50	45	0

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

APÊNDICE B – VALORES DE MAIOR VAZÃO, VAZÃO MÉDIA, PRESSÃO MÉDIA E COEFICIENTE K2 PARA TODOS OS DIAS DO PERÍODO ESTUDADO

Data	Dia	Maior Vazão (l/s)	Vazão Média (l/s)	K2	Pressão Média (mca)
1/06/2017	Quinta	363,914	317,400	1,147	32,067
2/06/2017	Sexta	371,119	338,589	1,096	34,733
3/06/2017	Sábado	380,561	370,429	1,027	38,417
4/06/2017	Domingo	369,869	319,452	1,158	32,183
5/06/2017	Segunda	360,233	340,422	1,058	34,275
6/06/2017	Terça	378,517	342,595	1,105	35,233
7/06/2017	Quarta	382,586	366,715	1,043	38,146
8/06/2017	Quinta	379,069	334,848	1,132	34,504
9/06/2017	Sexta	377,269	333,547	1,131	33,838
10/06/2017	Sábado	373,275	332,355	1,123	33,525
11/06/2017	Domingo	361,411	338,216	1,069	34,500
12/06/2017	Segunda	378,733	337,701	1,122	34,858
13/06/2017	Terça	390,803	342,467	1,141	34,804
14/06/2017	Quarta	347,231	327,821	1,059	32,988
15/06/2017	Quinta	344,153	319,207	1,078	31,963
16/06/2017	Sexta	407,506	327,097	1,246	32,996
17/06/2017	Sábado	352,831	343,048	1,029	34,171
18/06/2017	Domingo	383,636	359,472	1,067	36,725
19/06/2017	Segunda	383,372	320,170	1,197	32,808
20/06/2017	Terça	386,958	350,510	1,104	36,413
21/06/2017	Quarta	387,389	335,989	1,153	34,513
22/06/2017	Quinta	386,411	339,611	1,138	35,083
23/06/2017	Sexta	376,981	302,053	1,248	30,463
24/06/2017	Sábado	365,922	335,134	1,092	33,813
25/06/2017	Domingo	374,503	313,735	1,194	32,192
26/06/2017	Segunda	379,025	326,007	1,163	33,346
27/06/2017	Terça	363,650	332,669	1,093	33,354
28/06/2017	Quarta	378,606	337,678	1,121	34,604
29/06/2017	Quinta	377,961	337,568	1,120	34,721
30/06/2017	Sexta	368,117	347,564	1,059	35,350
1/07/2017	Sábado	376,917	332,733	1,133	33,996
2/07/2017	Domingo	381,044	338,185	1,127	34,758
3/07/2017	Segunda	386,358	343,444	1,125	35,158
4/07/2017	Terça	375,142	322,314	1,164	32,879
5/07/2017	Quarta	378,956	341,634	1,109	35,388
6/07/2017	Quinta	379,533	358,563	1,058	37,171
7/07/2017	Sexta	380,819	338,961	1,123	34,867
8/07/2017	Sábado	380,444	339,419	1,121	35,083

Data	Dia	Maior Vazão (l/s)	Vazão Média (l/s)	K2	Pressão Média (mca)
9/07/2017	Domingo	373,661	362,485	1,031	36,904
10/07/2017	Segunda	379,397	331,993	1,143	34,096
11/07/2017	Terça	382,581	345,463	1,107	35,842
12/07/2017	Quarta	382,036	343,272	1,113	35,471
13/07/2017	Quinta *				
14/07/2017	Sexta *				
15/07/2017	Sábado	382,383	341,681	1,119	35,092
16/07/2017	Domingo	383,122	344,401	1,112	36,000
17/07/2017	Segunda	382,286	315,878	1,210	32,546
18/07/2017	Terça	382,281	342,640	1,116	35,296
19/07/2017	Quarta	378,400	349,789	1,082	36,154
20/07/2017	Quinta	377,564	316,932	1,191	32,571
21/07/2017	Sexta	353,225	341,102	1,036	34,158
22/07/2017	Sábado	389,808	328,017	1,188	33,096
23/07/2017	Domingo	380,125	344,938	1,102	35,425
24/07/2017	Segunda	380,192	355,840	1,068	37,229
25/07/2017	Terça	378,456	341,367	1,109	35,258
26/07/2017	Quarta	380,367	349,571	1,088	36,096
27/07/2017	Quinta	380,147	333,449	1,140	34,317
28/07/2017	Sexta	379,794	352,555	1,077	36,533
29/07/2017	Sábado	386,047	347,346	1,111	35,817
30/07/2017	Domingo	379,672	337,939	1,123	34,975
31/07/2017	Segunda	377,600	329,128	1,147	33,629
1/08/2017	Terça	381,825	332,442	1,149	33,983
2/08/2017	Quarta	376,922	365,455	1,031	37,738
3/08/2017	Quinta	380,969	352,478	1,081	36,775
4/08/2017	Sexta	379,992	348,039	1,092	36,146
5/08/2017	Sábado	379,919	345,178	1,101	35,863
6/08/2017	Domingo	381,481	350,821	1,087	36,900
7/08/2017	Segunda	380,253	324,789	1,171	33,463
8/08/2017	Terça	381,758	344,080	1,110	35,808
9/08/2017	Quarta	385,094	364,837	1,056	38,117
10/08/2017	Quinta	379,200	335,320	1,131	34,554
11/08/2017	Sexta	381,714	353,453	1,080	36,800
12/08/2017	Sábado	379,331	341,779	1,110	35,529
13/08/2017	Domingo	375,786	330,132	1,138	33,800
14/08/2017	Segunda	380,747	341,707	1,114	35,400
15/08/2017	Terça	381,028	340,142	1,120	34,933
16/08/2017	Quarta	382,244	345,180	1,107	35,729

Data	Dia	Maior Vazão (l/s)	Vazão Média (l/s)	K2	Pressão Média (mca)
17/08/2017	Quinta	378,811	340,040	1,114	35,113
18/08/2017	Sexta	383,006	362,539	1,056	37,667
19/08/2017	Sábado	380,022	347,573	1,093	36,104
20/08/2017	Domingo	382,678	342,539	1,117	35,796
21/08/2017	Segunda	376,022	335,350	1,121	34,650
22/08/2017	Terça	381,050	332,754	1,145	34,438
23/08/2017	Quarta	375,914	344,254	1,092	35,642
24/08/2017	Quinta	379,089	360,493	1,052	37,500
25/08/2017	Sexta	374,247	314,881	1,189	32,442
26/08/2017	Sábado	375,742	342,041	1,099	35,508
27/08/2017	Domingo	380,669	373,643	1,019	39,075
28/08/2017	Segunda	378,572	353,246	1,072	36,758
29/08/2017	Terça	378,878	336,753	1,125	34,879
30/08/2017	Quarta	379,953	363,159	1,046	37,908
31/08/2017	Quinta	381,008	338,555	1,125	35,192
1/09/2017	Sexta	378,175	327,258	1,156	33,892
2/09/2017	Sábado	381,619	366,472	1,041	38,283
3/09/2017	Domingo	380,767	331,497	1,149	34,325
4/09/2017	Segunda	381,561	363,905	1,049	37,933
5/09/2017	Terça	380,047	350,265	1,085	36,558
6/09/2017	Quarta	380,886	334,636	1,138	34,771
7/09/2017	Quinta	379,775	344,091	1,104	35,600
8/09/2017	Sexta	377,294	346,874	1,088	35,854
9/09/2017	Sábado	379,261	350,657	1,082	36,429
10/09/2017	Domingo	372,928	330,028	1,130	33,475
11/09/2017	Segunda	375,203	343,898	1,091	35,221
12/09/2017	Terça	381,017	336,857	1,131	34,871
13/09/2017	Quarta	374,739	352,434	1,063	36,321
14/09/2017	Quinta	380,194	354,040	1,074	36,342
15/09/2017	Sexta	377,053	319,144	1,181	32,304
16/09/2017	Sábado	378,769	360,186	1,052	37,496
17/09/2017	Domingo	381,117	323,534	1,178	33,671
18/09/2017	Segunda	381,739	339,228	1,125	35,346
19/09/2017	Terça	379,986	351,117	1,082	36,508
20/09/2017	Quarta	378,578	350,910	1,079	36,458
21/09/2017	Quinta	382,333	347,115	1,101	36,013
22/09/2017	Sexta	380,314	353,666	1,075	36,833
23/09/2017	Sábado	378,622	334,964	1,130	34,771
24/09/2017	Domingo	381,828	331,834	1,151	34,379

Data	Dia	Maior Vazão (l/s)	Vazão Média (l/s)	K2	Pressão Média (mca)
25/09/2017	Segunda	378,894	352,681	1,074	36,688
26/09/2017	Terça	374,864	347,421	1,079	35,925
27/09/2017	Quarta	371,556	338,533	1,098	35,008
28/09/2017	Quinta	376,842	353,948	1,065	36,788
29/09/2017	Sexta	377,347	340,957	1,107	35,283
30/09/2017	Sábado	372,072	350,883	1,060	36,371
1/10/2017	Domingo	371,097	342,223	1,084	35,354
2/10/2017	Segunda	372,803	338,860	1,100	34,788
3/10/2017	Terça	370,744	340,774	1,088	35,054
4/10/2017	Quarta *				
5/10/2017	Quinta	366,750	335,725	1,092	34,567
6/10/2017	Sexta	369,889	333,383	1,110	34,267
7/10/2017	Sábado	366,139	356,174	1,028	36,679
8/10/2017	Domingo	371,833	320,901	1,159	32,867
9/10/2017	Segunda	369,886	342,818	1,079	35,379
10/10/2017	Terça	374,036	340,994	1,097	35,067
11/10/2017	Quarta	380,550	338,676	1,124	35,271
12/10/2017	Quinta	382,103	350,342	1,091	36,538
13/10/2017	Sexta	381,086	361,390	1,054	37,783
14/10/2017	Sábado	382,322	324,496	1,178	33,663
15/10/2017	Domingo	382,181	336,749	1,135	35,208
16/10/2017	Segunda	379,175	351,089	1,080	36,492
17/10/2017	Terça *				

Fonte: Elaborada pelo autor, 2017.

APÊNDICE C – VALORES DE RUGOSIDADE ABSOLUTA EQUIVALENTE

Tubos	Rugosidade Absoluta (ϵ) (mm)
Aço comercial novo	0,045
Aço laminado novo	0,04 a 0,10
Aço soldado novo	0,05 a 0,10
Aço soldado limpo, usado	0,15 a 0,20
Aço soldado moderadamente oxidado	0,4
Aço soldado revestido de cimento centrifugado	0,1
Aço laminado revestido de asfalto	0,05
Aço rebitado novo	1 a 3
Aço rebitado em uso	6
Aço galvanizado, com costura	0,15 a 0,20
Aço galvanizado, sem costura	0,06 a 0,15
Ferro forjado	0,05
Ferro fundido novo	0,25 a 0,50
Ferro fundido com leve oxidação	0,3
Ferro fundido velho	3 a 5
Ferro fundido centrifugado	0,05
Ferro fundido com cimento centrifugado	0,1
Ferro fundido em uso com cimento centrifugado	0,12 a 0,20
Ferro fundido oxidado	1 a 1,5
Cimento amianto novo	0,025
Concreto centrifugado novo	0,16
Concreto armado liso, vários anos de uso	0,20 a 0,30
Concreto com acabamento anormal	1 a 3
Concreto protendido Freyssinet	0,04
Cobre, latão, aço revestido de epóxi, PVC, plásticos em geral, tubos extrudados	0,0015 a 0,010

Adaptada de Porto (apud Rocha, 2008).